

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT TIPE *CONCRETE
FILLED TUBE (CFT)* DAN SAMBUNGANNYA PADA
STRUKTUR SRPM TAHAN GEMPA
(*Studi Literatur*)**

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

Disusun Oleh:

ABDI GUNAWAN
1307210212



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

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Abdi Gunawan

NPM : 1307210212

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perencanaan Kolom Komposite Tipe *Concrete filled tube* (CFT) dan Sambungannya Pada SRPM Tahan Gempa

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, 4 Maret 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr.Ade Faisal, ST, MSc

Dr.Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Peguji

Tondi Amirsyah Putera Pulungan ST, MT

Mizanuddin Sitompul ST, MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Abdi Gunawan

Tempat /Tanggal Lahir: Tebing tinggi/ 11 Maret 1995

NPM : 1307210212

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

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

“Perencanaan Kolom Komposit Tipe *Concrete filled tube (CFT)* dan Sambungannya Pada SRPM Tahan Gempa”,

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil 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, Oktober 2017

Saya yang menyatakan,



Abdi Gunawan

ABSTRAK

PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT TIPE *CONCRETE FILLED TUBE* (CFT) DAN SAMBUNGANNYA PADA STRUKTUR SRPM TAHAN GEMPA

Abdi Gunawan

1307210212

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Pembangunan gedung-gedung tinggi merupakan salah satu bentuk alternatif yang dipilih dalam memenuhi tingkat permintaan atas kebutuhan ruang dalam berbagai kegiatan yang semakin tinggi sementara ketersediaan lahan yang semakin rendah. Penggunaan material struktur yang baik dalam pembangunan gedung tinggi sangat berpengaruh terhadap kekakuan bangunan gedung akibat pengaruh gaya lateral gempa, sehingga inovasi dalam bidang material yang akan digunakan dalam perencanaan struktur gedung sangat diperlukan. Salah satu bentuk inovasi yang telah berhasil dikembangkan adalah kombinasi antara dua material yang pada dasarnya masing-masing dapat berdiri sendiri yaitu baja dan beton yang disebut komposit. Dalam tugas akhir ini perencanaan baja komposit beton yang dipilih dari berbagai jenis tipe komposit adalah tipe *Concrete Filled Tube* (CFT) dengan bentuk profil *Rectangular* untuk diaplikasikan pada struktur kolom gedung perkantoran 30 lantai berdasarkan peraturan SNI 1729-2015 yang sanggup menahan beban gempa wilayah kota Padang sesuai peraturan SNI 1726-2012. Perencanaan gedung 30 lantai ini menggunakan SRPMK yang juga akan memperhitungkan sambungan antara kolom-balok berdasarkan standar AISC 358-10, sehingga didapat tipe sambungan yang memenuhi syarat perencanaan tahan gempa dan juga dimensi kolom komposit CFT yang tepat untuk mendapatkan kekuatan dan kestabilan dalam menerima beban yang direncanakan. Hasil analisis pemodelan gedung setelah memenuhi syarat keamanan didapat dimensi kolom CFT menggunakan profil baja HSS 550×550×25×25 pada lantai 1 sampai lantai 10, untuk lantai 11 sampai lantai 20 menggunakan profil baja HSS 500×500×25×25 dan untuk 10 lantai terakhir menggunakan profil baja HSS 450×450×25×25, dimana masing-masing mutu material penyusun komposit yang digunakan yaitu baja dengan mutu BJ-41 dan beton dengan mutu $F_c' 35$. Sambungan penghubung antara balok utama ke kolom yang dipilih yaitu tipe sambungan momen *End-plate* dengan konfigurasi 8ES menggunakan baut mutu tinggi A490 dengan diameter 22mm yang dapat memikul momen.

Kata kunci: komposit, *Concrete Filled Tube*, sambungan, *End-plate*, SRPM, tahan gempa.

ABSTRACT

COMPOSITE COLUMN TYPE OF CONCRETE FILLED TUBE (CFT) DESIGN AND ITS CONNECTION ON SRPM EARTHQUAKE STRUCTURES

Abdi Gunawan

1307210212

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

The construction of tall buildings is one of the alternatives chosen in meeting the demand level for space requirements in increasingly higher activities while the lower land availability. The use of good structural material in the construction of high buildings is very influential on the rigidity of buildings due to the influence of earthquake lateral forces, so that innovation in the field of materials to be used in the planning of the building structure is necessary. One form of innovation that has been successfully developed is a combination of two materials that essentially each can stand alone ie steel and concrete called composites. In this final project, concrete composite steel design chosen from various types of composite type is Concrete Filled Tube (CFT) with Rectangular profile form to be applied to the structure of 30-floor office building columns based on SNI 1729-2015 regulation that can handle the earthquake load of Padang city area according to SNI 1726 - 2012. This 30-storey building plan uses SRPM which also takes into design the connection between beam columns according to AISC 358-10 standard, so that a connection type that meets the requirements of earthquake resistant planning and also the right CFT composite column dimension to gain strength and stability in accepting the load planned. The result of building modeling analysis after fulfilling the security requirement was obtained by CFT column dimension using HSS 550 × 550 × 25 × 25 steel profile on floor 1 to floor 10, for floor 11 to floor 20 using HSS 500 × 500 × 25 × 25 steel profiles and for 10 the last floor uses a steel profile HSS 450 × 450 × 25 × 25, where each material quality composite materials used are steel with BJ-41 and concrete quality with the quality F_c '35. Connection that connects between the main beam to the selected column that is the type End-plate moment connection with 8ES configuration using high quality A490 bolt with 22mm diameter that can hold the moment.

Keywords: composite, Concrete Filled Tube, connection, End-plate , SRPM, earthquake resistant.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran 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 “Perencanaan Kolom Komposit Tipe *Concrete filled tube (CFT)* dan Sambungannya Pada SRPM Tahan Gempa” 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. Orang tua penulis: Mujiono dan Nurliyah, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
2. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji serta juga sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Tondi Amirsyah Putera Pulungan, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Mizanuddin Sitompul ST, MT, yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
8. Pemerintah yang telah membiayai seluruh biaya perkuliahan hingga semester akhir.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Muhammad luthfy, Widianoro, Muhammad taruna, Muhammad prayuda, Effan gultom, Muhammad fuad hanif, Zulham maulana dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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, September 2017

Abdi Gunawan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR NOTASI	xix
DAFTAR ISTILAH DAN SINGKATAN	xx
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	5
2.2. Pengertian Kolom Komposit	5
2.2.1 Kolom <i>Concrete Filled Tube</i>	6
2.2.1.1 Pengertian Kolom <i>Concrete Filled Tube</i>	6
2.2.1.2 Kelebihan Kolom <i>Concrete Filled Tube</i>	7
2.2.2 Konsep Perencanaan Kolom <i>Concrete Filled Tube</i>	7
2.3. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	10
2.3.1 Perhitungan Beban Gempa dan Kinerja pada Gedung	11
2.3.1.1 Pembebanan Gempa (EL)	11
2.3.1.2 Faktor Respon Gempa (C)	11

2.4.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	21
2.4.1	Geser Dasar Seismik	21
2.4.2	Perioda Alami Fundamental	23
2.4.3	Ketentuan Analisis Respon Dinamik	24
2.4.4	Penentuan Simpangan Antar Lantai	25
2.4.5	Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	26
2.5.	Beban dan Kombinasi Pembebanan	27
2.6.	Sambungan	30
2.6.1	Pengertian Smbungan	30
2.6.2	Konsep Perencanaan Sambungan Balok - Kolom	31
BAB 3	METODOLOGI	36
3.1.	Metodologi Penelitian	38
3.2.	Tinjauan Umum	39
3.3.	Faktor Respon Gempa (C)	39
3.4.	Pemodelan dan Analisa Struktur	40
3.4.1.	Pemodelan Gedung	43
3.4.1.1	Data Perencanaan Struktur	43
3.4.1.2	Data Perencanaan Dimensi	45
3.4.2	Faktor Keutamaan Struktur (<i>I</i>)	46
3.4.3	Faktor Reduksi Gempa	47
3.4.4	Pembebanan pada Struktur	47
3.4.5	Perhitungan Berat Perlantai Gedung	49
3.4.6	Kombinasi Pembebanan	49
3.5.	Gaya Geser Gempa	50
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1.	Tinjauan umum	54
4.2.	Gaya Geser Dasar Nominal	54
4.3.	Nilai Simpangan Gedung	55
4.4.	Kekakuan Tingkat	59
4.5.	Perencanaan Struktur Kolom CFT	61
4.6.	Perencanaan Sambungan <i>End-plate</i> Balok Utama dengan Kolom	65

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

71

5.2 Saran

72

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan yang menahan aksial tekan berdasarkan SNI 1729-2015.	9
Tabel 2.2	Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan yang menahan lentur berdasarkan SNI 1729-2015.	9
Tabel 2.3	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726-2012.	13
Tabel 2.4	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726-2012.	14
Tabel 2.5	Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726-2012.	15
Tabel 2.6	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726-2012.	18
Tabel 2.7	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.	20
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726-2012.	20
Tabel 2.9	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726-2012.	20
Tabel 2.10	Faktor koefisien modifikasi respons (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m) ^c berdasarkan SNI 1726-2012.	21
Tabel 2.11	Nilai parameter perioda pendekatan Ct dan X berdasarkan SNI 1276-2012.	23
Tabel 2.12	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2012.	24
Tabel 2.13	Simpangan Antar lantai Izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726-2012.	27
Tabel 2.14	Prekualifikasi parameter batas geometri sambungan <i>End-plate</i> .	33
Tabel 3.1	Spektrum respon percepatan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.	41
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726-2012.	47
Tabel 3.3	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.	47
Tabel 3.4	Berat tambahan komponen gedung berdasarkan PPPURG 1987.	48

Tabel 3.5	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan 1727- 2013.	48
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726-2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0.867$.	49
Tabel 3.7	Data perioda <i>output</i> program analisa struktur Model 30 Lantai.	47
Tabel 3.8	Hasil selisih persentase nilai perioda dari pemodelan struktur.	51
Tabel 3.9	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726-2012.	52
Tabel 3.10	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Gedung.	53
Tabel 4.1	Gaya geser hasil respon spektrum <i>output</i> program analisis struktur.	54
Tabel 4.2	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekivalen masing–masing arah.	55
Tabel 4.3	Nilai simpangan maksimum dari masing-masing arah sumbu x dan y gedung.	56
Tabel 4.4	Nilai <i>drift ratio</i> .	58
Tabel 4.5	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x gedung.	59
Tabel 4.6	Distribusi kekakuan tingkat pada arah y gedung.	60
Tabel 4.7	Prekualifikasi parameter batas geometri sambungan <i>End-plate</i> .	65

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-macam Struktur Komposit (Thusada, 2013).	6
Gambar 2.2	Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)	12
Gambar 2.3	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_S) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)	12
Gambar 2.4	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)	13
Gambar 2.5	Bentuk Tipikal Spektrum Respon Desain di Permukaan Tanah (SNI 1726-2012).	17
Gambar 2.6	Sambungan tipe <i>End-plate</i> (Swanson, 1999).	32
Gambar 2.7	Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 4E	34
Gambar 2.8	Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 4ES	35
Gambar 2.9	Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 8ES	36
Gambar 3.1	diagram alir pelaksanaan penelitian	38
Gambar 3.2	Spektrum respon gempa kota Padang dengan jenis tanah sedang berdasarkan SNI 1726-2012.	42
Gambar 3.3	Denah perencanaan gedung baja komposit beton terhadap sumbu x dan y.	44
Gambar 3.4	Tampak samping portal struktur bangunan.	44
Gambar 3.5	Bentuk tipikal struktur model kolom <i>concrete filled tube</i> (CFT).	45

Gambar 4.1	Diagram simpangan maksimum terhadap ketinggian gedung.	57
Gambar 4.2	Diagram <i>Drift ratio</i> antar tingkat terhadap ketinggian gedung.	59
Gambar 4.3	Penampakan komposit CFT dengan profil HSS 550×550×25×25.	57
Gambar 4.4	Penampakan sambungan <i>End-plate</i> dengan tipe 8ES.	66
Gambar 4.5	Detail jarak lubang baut sambungan <i>End-plate</i> dengan tipe 8ES.	66

DAFTAR NOTASI

A_c	Luas beton (mm^2)
A_n	Luas neto komponen struktur (mm^2)
A_s	Luas penampang profil baja (mm^2)
A_{sr}	Luas baja tulangan longitudinal (mm^2)
A_w	Luas badan (mm^2)
b_{bf}	Lebar sayap balok (mm)
b_p	Lebar <i>End-plate</i> (mm)
C_{pr}	faktor untuk memperhitungkan kekuatan sambungan puncak termasuk regangan, pengekangan lokal, penguatan tambahan, dan kondisi sambungan lainnya
C_v	Koefisien geser badan
D	Beban mati (kg)
d	Tinggi kolom (mm)
d_b	Diameter baut (mm^2)
d_e	Jarak ujung <i>End-plate</i> dengan lubang baut terluar (mm)
E	Beban gempa (kg)
E_c	Modulus elastisitas baja (Mpa)
E_s	Modulus elastisitas beton (MPa)
E_X	Beban gempa arah x (kg)
E_Y	Beban gempa arah y (kg)
F_c'	Kekuatan tekan beton yang disyaratkan, (Mpa)
F_{fu}	Kuat tarik minimum dari <i>End-plate</i> (KN)
F_{nt}	Tegangan tarik nominal (MPa)
F_u	Kekuatan tarik minimum yang disyaratkan (MPa)
F_y	Tegangan leleh baja yang disyaratkan, (Mpa)
F_{yb}	Tegangan leleh baja blok yang disyaratkan, (Mpa)
F_{yp}	Tegangan leleh baja <i>End-plate</i> yang disyaratkan, (Mpa)
F_{ys}	Tegangan leleh baja <i>Stiffener</i> yang disyaratkan, (Mpa)
F_{ysr}	Tegangan leleh baja tulangan yang disyaratkan, (Mpa)

g	Jarak horizontal antar <i>centerline</i> lubang baut (mm)
h_i	Jarak <i>centerline</i> lubang baut ke <i>centerline</i> sayap balok (mm)
h_{st}	tinggi <i>stiffener</i> (mm)
I_e	Faktor keutamaan gempa
I_x	Momen inersia terhadap sumbu-x (mm^4)
I_y	Momen inersia terhadap sumbu-y (mm^4)
i_x	Radius girasi terhadap sumbu-x (mm)
i_y	Radius girasi terhadap sumbu-y (mm)
K_v	Koefisien tekuk geser pelat badan
L	Beban hidup (kg)
L_{st}	Panjang <i>Stiffener</i> (mm)
M_n	Kuan lentur nominal (KNm)
M_p	Momen lentur maksimum (KNm)
M_{pr}	Momen lentur maksimum (KNm)
M_u	Momen lentur ultimate (KNm)
P_b	Jarak vertical antar <i>centerline</i> lubang baut (mm)
P_{fi}	Jarak vertical antara sayap balok dan <i>centerline</i> lubang baut (mm)
PGA	Percepatan muka tanah puncak (g)
P_n	Kuat tekan nominal (KN)
P_{no}	Kuat tekan nominal dari panjang nol (KN)
P_p	Kuat tumpu nominal (KN)
P_u	Kekuatan aksial tekan perlu (KN)
R_{ni}	Kekuatan tumpu baut bagian dalam (KN)
$R_{n, \text{shear}}$	Kuat tumpu baut (KN)
R_{no}	Kuat tumpu baut bagian luar (KN)
S	Panjang garis leleh (mm)
S_{ds}	Parameter percepatan respon spektral pada periode pendek
S_{d1}	Parameter percepatan respon spektral pada periode 1.0 detik
S_1	Parameter percepatan respon desain yang ditetapkan pada periode 1.0 detik
S_B	Batuan dasar
S_A	Batuan keras

S_C	Batuan lunak dan tanah sangat padat
S_D	Tanah sedang
S_E	Tanah lunak
S_F	Tanah khusus
S_S	Parameter percepatan respon spektral dari peta gempa pada periode pendek
S_{MS}	Parameter percepatan respon spektral dari peta gempa pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	Parameter percepatan respon spektral dari peta gempa pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{D1}	Parameter percepatan respon spectral spesifik situs pada periode 1 detik
S_{DS}	Parameter percepatan respon spectral spesifik situs pada periode pendek
S_{PGA}	Nilai PGA dibatuan daras (S_B) mengacu pada peta gempa Indonesia 2012
T	Periode getar fundamental struktur (detik)
$T_{a \text{ maksimum}}$	Nilai maksimum perioda bangunan (detik)
$T_{a \text{ minimum}}$	Nilai minimum perioda bangunan (detik)
t_{bf}	Tebal sayap balok (mm)
t_{bw}	Tebal badan balok (mm)
t_p	Tebal <i>End-plate</i> (mm)
$t_{p.req}$	Tebal <i>End-plate</i> perlu (mm)
t_s	Tebal <i>Stiffener</i> (mm)
t_w	Tebal badan (mm)
V	Gaya geser dasar (KN)
V_n	Kekuatan geser nominal (KN)
V_t	Gaya geser total (KN)
V_u	Kekuatan geser ultimate (KN)
W	Beban angin (kg)
W_t	Berat seismik efektif total gedung (kg)
Y_p	Mekanisme garis leleh pada <i>End-plate</i> (mm)

Z_x	Modulus penampang plastis pada sumbu-x pada balok (mm^3)
Δ_a	simpangan antar lantai izin, (mm)
δ_i	simpangan antar tingkat, (mm)
θ	koefisien stabilitas
λ	Parameter kelangsingan
λ_p	Parameter batas kelangsingan untuk elemen kompak
ρ	Faktor reduksi gempa

DAFTAR ISTILAH DAN SINGKATAN

<i>CQC</i>	<i>Complete Quadratic Combination</i>
<i>SRSS</i>	<i>Square Root of the Sum of Squares</i>
<i>SRPMK</i>	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
<i>WF</i>	<i>Wide Flange</i>
<i>HSS</i>	<i>Hollow Structural Section</i>
<i>CFT</i>	<i>Concrete Filled Tube</i>
<i>Rolled</i>	Potongan baja giling
<i>AISC</i>	<i>American Institute of Steel Construction</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu Negara yang terletak di daerah rawan gempa, untuk mengurangi resiko akibat bencana gempa tersebut perlu direncanakan struktur bangunan tahan gempa. Perencanaan struktur bangunan tahan gempa pada umumnya didasarkan pada analisa elastik yang diberi faktor beban untuk simulasi kondisi ultimit (batas). Kenyataannya, perilaku runtuh struktur bangunan pada saat gempa adalah pada saat kondisi inelastis.

Dengan merencanakan suatu struktur dengan beban gempa, banyak aspek yang mempengaruhinya diantaranya adalah periode bangunan. Periode bangunan itu sangat dipengaruhi oleh massa struktur serta kekakuan struktur tersebut. Kekakuan sendiri dipengaruhi oleh kondisi struktur, bahan yang digunakan serta dimensi struktur yang digunakan. Evaluasi untuk memperkirakan kondisi inelastik struktur bangunan pada saat gempa perlu untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerja bangunan pada saat terjadinya gempa. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

Perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi dalam bidang teknik sipil membuat kita dituntut untuk lebih kreatif dan inovatif untuk menjawab kebutuhan dilapangan, terutama dalam hal perencanaan struktur gedung tahan gempa. Desain struktur harus dibuat secara optimal dan efisien. Hal ini dapat dicapai dengan meningkatkan kualitas baik dari segi bentuk maupun bahan material yang digunakan.

Struktur yang sering di pakai dalam desain struktur gedung bertingkat diantaranya adalah struktur beton bertulang, struktur baja, struktur beton prategang dan struktur baja komposit beton. Dari berbagai pilihan yang ada, penulis akan menggunakan struktur baja komposit beton dalam mendesain struktur gedung bertingkat. Struktur baja komposit beton ini merupakan kombinasi pemakaian beton dengan baja sehingga diperoleh material dengan kekuatan dan kekakuan yang maksimum.

1.2. Rumusan Masalah

1. Berapa dimensi profil kolom komposit CFT yang dapat digunakan dalam perencanaan gedung dengan SRPMK yang dapat menahan beban lateral gempa?
2. Berapa dimensi dan tipikal konfigurasi sambungan balok-kolom yang digunakan dalam perencanaan ini?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Agar pembahasan penelitian tidak meluas maka penulis membatasi ruang lingkup pembahasan yang akan dibahas dalam penelitian ini :

1. Sistem struktur yang direncanakan menggunakan baja komposit beton yang diterapkan pada struktur kolom saja.
2. Kolom komposit terbuat dari material beton berselubung baja atau *Concrete Filled Tube* (CFT) dengan bentuk profil HSS.
3. Luas gedung yang akan ditinjau adalah untuk bangunan perkantoran adalah 1225 m². Tinggi tingkat pertama adalah 4,5 m dan tinggi tingkat selanjutnya 4 m dengan jumlah 30 lantai, sehingga tinggi bangunan keseluruhan adalah 120,5 m.
4. Bangunan gedung diasumsikan untuk bangunan perkantoran di kota Padang.
5. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
6. Penelitian mengabaikan kondisi void pada semua lantai pada saat pemodelan.
7. Pemodelan gedung menggunakan program analisis struktur.
8. Peraturan yang digunakan yaitu:

- SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
- SNI 1729-2015 : Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
- SNI 2847-2013 : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
- SNI 1727-2013 : Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
- PPURG 1987 : Perencanaan Pembangunan untuk Rumah dan Gedung.
- AISC 358-2010 : *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.*

1.4. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian yang akan dicapai adalah sebagai berikut:

1. Untuk mendapatkan profil efektif kolom komposit CFT yang memenuhi persyaratan SRPMK gedung tahan gempa.
2. Untuk mendapatkan dimensi dan tipikal konfigurasi sambungan balok-kolom yang memenuhi syarat sebagai pemikul momen.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang bisa didapatkan dari penelitian ini adalah diharapkan dapat menjadi acuan dalam perencanaan bangunan gedung bertingkat yang tahan gempa khususnya bangunan yang menggunakan struktur kolom baja komposit beton tipe *Concrete Filled Tube* (CFT).

1.6. Sistematika Penulisan

Proposal penelitian atau skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik pembahasan, yaitu:

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang permasalahan, identifikasi dan rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan dilakukannya penelitian dan manfaat penelitian.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan teori-teori dari sistem bangunan bertingkat dengan material yang digunakan dalam struktur komposit serta ketentuan-ketentuan dalam desain yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

BAB 3 METODE PENELITIAN DAN PEMODELAN

Bab ini menguraikan tentang memodelkan struktur gedung bertingkat tahan gempa dengan sistem struktur kolom baja komposit beton dengan pemodelan menggunakan program analisis struktur.

BAB 4 HASIL DAN ANALISIS

Bab ini menguraikan hasil dari analisa data-data yang diperoleh dari pemodelan struktur kolom baja komposit beton dengan program analisis struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini menguraikan tentang kesimpulan dari analisis terhadap penelitian yang telah dilakukan dan beberapa saran untuk menjadi masukan pengembangan lebih lanjut demi tercapainya hasil yang lebih baik dimasa yang akan datang.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Elemen struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari 2 material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Komposit baja dengan beton didasarkan pada pemikiran bahwa beton mempunyai perilaku yang menguntungkan ketika menerima beban tekan dan perilaku yang kurang menguntungkan ketika menerima beban tarik. Sedangkan baja mempunyai kemampuan bahan yang sama baik untuk beban tarik dan tekan tetapi harus diwaspadai terhadap bahaya tekuk ketika menerima beban tekan.

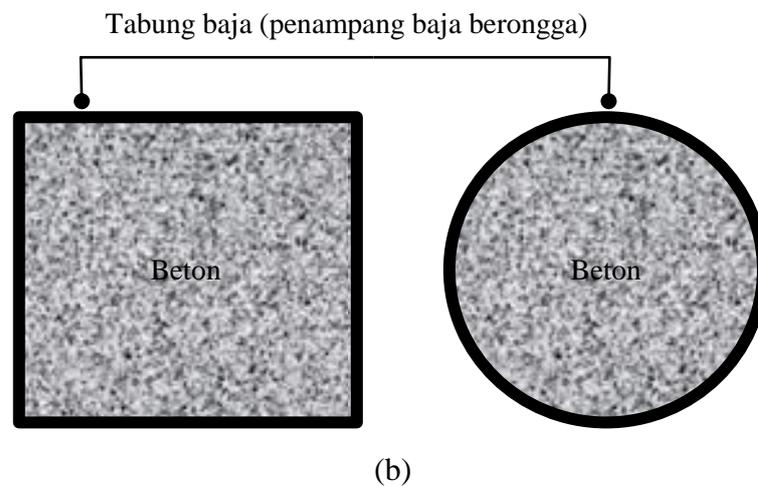
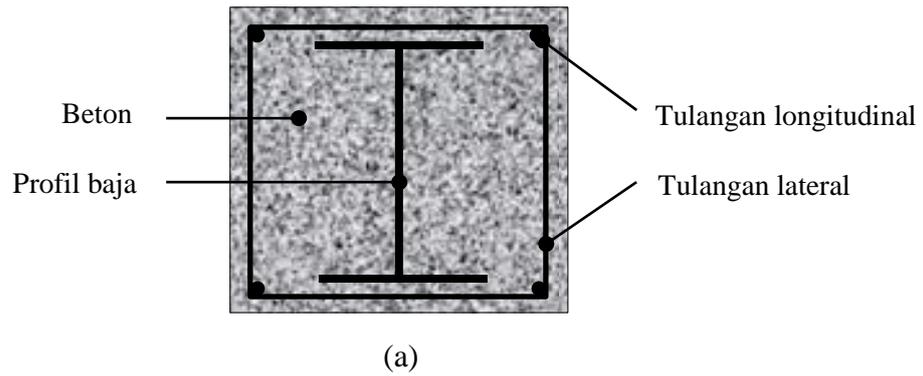
Pada masa ini struktur baja komposit semakin banyak dijumpai dan dipakai dalam rekayasa struktur. Pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan tapi pada baja komposit gaya gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh profil baja. Struktur baja komposit ternyata lebih efektif dalam meningkatkan kapasitas pemikul beban, kekakuan, penghematan berat baja, dan panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar (Salmon dan Johnson, 1996).

2.2. Pengertian Kolom Komposit

Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (*rolled*) built-up dan dicor didalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

Menurut SNI 1729-2015 ada dua tipe komposit yaitu:

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja terbungkus beton/balok baja terbungkus beton, (Gambar 2.1a).
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga/kolom baja berintikan beton, (Gambar 2.1b).



Gambar 2.1 Macam-macam Struktur Komposit
(Thusada, 2013).

2.2.1. Kolom *Concrete Filled Tube*

2.2.1.1. Pengertian Kolom *Concrete Filled Tube*

Kolom *Concrete Filled Tube* (CFT) merupakan kolom dengan tabung baja berintikan beton. Kolom CFT tidak hanya meningkatkan kekuatan tapi juga nilai ekonomis pelaksanaan yang lebih cepat (Zeghichea dan Chaoui, 2005).

Saat ini kolom tabung baja berintikan beton (CFT) semakin banyak digunakan dalam konstruksi bangunan karena memiliki sifat statis dan tahan gempa yang sangat baik seperti kekuatan tinggi, daktilitas tinggi, kapasitas penyerapan energi yang besar, kekakuan lentur, dan lain-lain. (Darshika, 2014).

2.2.1.2. Kelebihan Kolom *Concrete Filled Tube*

Kolom CFT mempunyai beberapa keuntungan dari pada baja dan beton yang dipisah, berikut merupakan keuntungan utamanya (Morino, dkk. 2011):

1. Interaksi antara pipa baja dan beton:
 - a. Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.
 - b. Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
 - c. Penyusutan dan retak dari beton akan jauh lebih kecil dari beton bertulang.
2. Penampang:
 - a. Baja dari penampang *CFT* berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang luar.
3. Efisiensi Konstruksi:
 - a. Tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan menghemat biaya konstruksi.
 - b. Tempat konstruksi tetap terjaga bersih.
4. Tahan Kebakaran:
 - a. Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

2.2.2. Konsep Perencanaan Kolom *Concrete Filled Tube*

Perencanaan elemen kolom ini menggunakan profil baja persegi yang diisi dengan beton atau yang bisa disebut sebagai *Concrete Filled Tube* dengan ketentuan SNI 1729-2015:

1. Pembatasan material
 - a. Luas penampang melintang baja tidak boleh lebih kurang dari 1 persen dari luas penampang melintang komposit total.
 - b. Ketebalan minimum dinding penampang baja berongga yang direncanakan harus tidak kurang dari ketebalan minimum yang disyaratkan pada Pers. 2.1 dan 2.2.
 - Penampang persegi

$$t_{min} = b \cdot \sqrt{\frac{fy}{3 \cdot E}} \quad (2.1)$$

- Penampang bundar

$$t_{min} = d \cdot \sqrt{\frac{fy}{8 \cdot E}} \quad (2.2)$$

- Komponen struktur komposit terisi beton harus diklasifikasikan untuk tekuk lokal sesuai dengan pasal 11.4 yang mengacu pada dua keadaan yaitu kontrol terhadap kuat nominal tekan kolom dan kuat nominal lentur kolom.
- Untuk penentuan kekuatan tersedia beton harus memiliki kekuatan tekan f_c' tidak kurang dari 21 MPa atau tidak lebih dari 70 MPa ($21 \text{ MPa} \leq f_c' \leq 70 \text{ MPa}$).
- Tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari baja struktural yang digunakan pada perhitungan kekuatan komponen struktur komposit tidak boleh melebihi 525 MPa ($fy \leq 525 \text{ MPa}$).

2. Klasifikasi penampang untuk tekuk lokal

Untuk tekan, penampang CFT diklasifikasikan sebagai kompak, nonkompak atau langsing. Untuk penampang yang memenuhi syarat sebagai kompak rasio lebar terhadap ketebalan maksimum dari elemen baja tekannya tidak boleh melebihi batas rasio lebar terhadap ketebalan, λ_p . Jika rasio lebar terhadap ketebalan maksimumnya melebihi batas rasio lebar terhadap ketebalan, λ_p tetapi tidak melebihi λ_r , maka penampang CFT dinyatakan nonkompak. Dan jika rasio lebar terhadap ketebalan maksimum dari setiap elemen baja tekan melebihi λ_r , maka penampang dinyatakan langsing. Rasio lebar terhadap ketebalan maksimum yang diijinkan harus memenuhi persyaratan pada Tabel 2.1.

Untuk lentur, penampang CFT diklasifikasikan sebagai kompak, nonkompak atau langsing. Untuk penampang yang memenuhi syarat sebagai kompak rasio lebar terhadap ketebalan maksimum dari elemen baja tekannya tidak boleh melebihi batas rasio lebar terhadap ketebalan, λ_p . Jika rasio lebar terhadap ketebalan maksimumnya melebihi batas rasio lebar terhadap ketebalan, λ_p tetapi tidak melebihi λ_r , maka penampang CFT dinyatakan nonkompak. Dan jika rasio lebar terhadap ketebalan maksimum dari setiap elemen baja tekan melebihi λ_r , maka penampang dinyatakan langsing. Rasio lebar terhadap ketebalan maksimum yang diijinkan harus memenuhi persyaratan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.1: Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan dalam komponen struktur komposit yang menahan aksial tekan berdasarkan SNI 1729-2015.

Deskripsi elemen	Rasio lebar terhadap ketebalan	λ_p kompak/ nonkompak	λ_r nonkompak/ langsing	Maksimum yang diijinkan
Dinding dari PSB persegi dan boks dengan ketebalan sama	b/t	$2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$3.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$5.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$
PSB bundar	D/t	$\frac{0.15E}{fy}$	$\frac{0.19E}{fy}$	$\frac{0.31E}{fy}$

Tabel 2.2: Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan dalam komponen struktur komposit yang menahan lentur berdasarkan SNI 1729-2015.

Deskripsi elemen	Rasio lebar terhadap ketebalan	λ_p kompak/ nonkompak	λ_r nonkompak/ langsing	Maksimum yang diijinkan
Sayap dari PSB persegi dan boks dengan ketebalan sama	b/t	$2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$3.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$5.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$
Badan dari PSB persegi dan boks dengan ketebalan sama	h/t	$3.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$
PSB bundar	D/t	$\frac{0.09E}{fy}$	$\frac{0.31E}{fy}$	$\frac{0.31E}{fy}$

3. Kontrol kuat nominal tekan kolom komposit

Kekakuan tekan nominal, P_n harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 Pasal I2.1b yang dijabarkan pada Pers. 2.3-2.6.

a. Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p \quad (2.3)$$

Dimana:

$$P_p = f_y \cdot A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.4)$$

$C_2 = 0.85$ untuk penampang persegi dan 0.95 untuk penampang bundar.

b. Untuk penampang nonkompak

$$P_{no} = P_p \cdot \frac{P_p - P_y}{\lambda_r - \lambda_p} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (2.5)$$

Dimana:

λ , λ_p , λ_r adalah rasio kelangsingan yang ditentukan dari Tabel 2.1.

P_p ditentukan dari Pers. 2.4.

c. Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} \cdot A_s + 0.7 f_c \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.6)$$

4. Kontrol kuat nominal lentur kolom komposit

Kekakuan lentur yang tersedia dari komponen struktur komposit berisi beton harus ditentukan berdasarkan ketentuan dalam Pers. 2.7 dan 2.8.

a. Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (2.7)$$

b. Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (2.8)$$

c. Untuk penampang langsing

M_n harus ditentukan sebagai momen leleh pertama.

2.3. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisasi kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi (Budiono dan Supriatna, 2011).

Oleh karena itu struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan (*servicable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat atau medium, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

2.3.1. Perhitungan Beban Gempa dan Kinerja pada Gedung

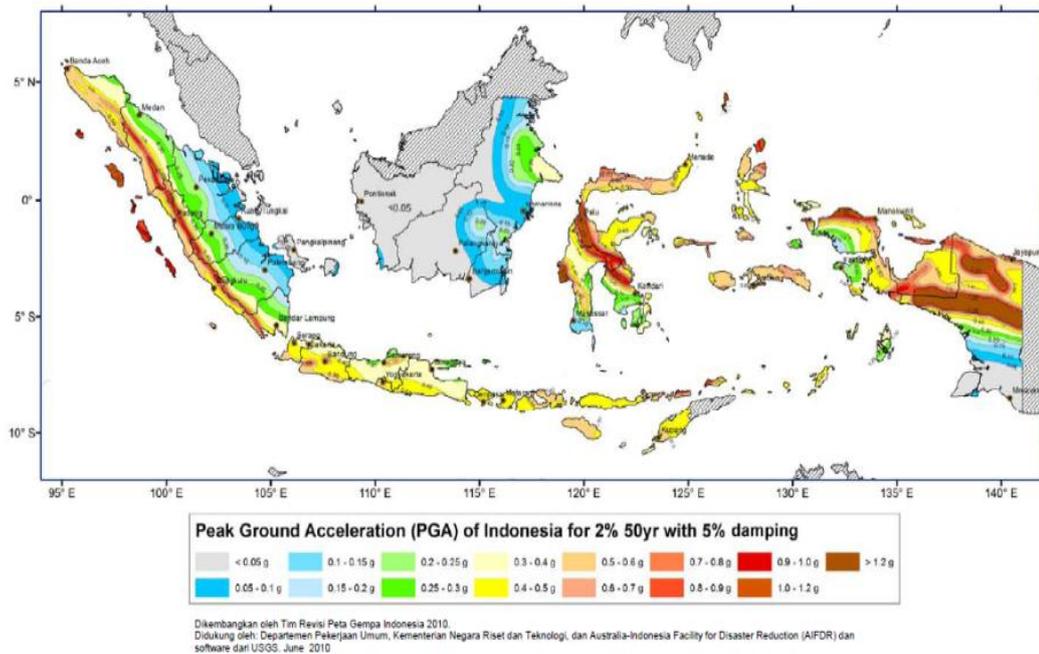
2.3.1.1. Pembebanan Gempa (EL)

Menurut teori geologi tentang tektonik lempengan, permukaan bumi terdiri dari lempengan batuan tebal yang mengapung diatas mantel bumi yang cair. Lempengan-lempengan tektonik baru terus terbentuk disepanjang lembah curam dasar laut membentuk lempengan samudera yang menyebabkan *Continental drift*. Pertemuan antar lempengan tersebut menyebabkan patahan pada kerak Bumi yang menimbulkan gelombang yang dipantulkan kesegala arah yang dikenal sebagai gempa.

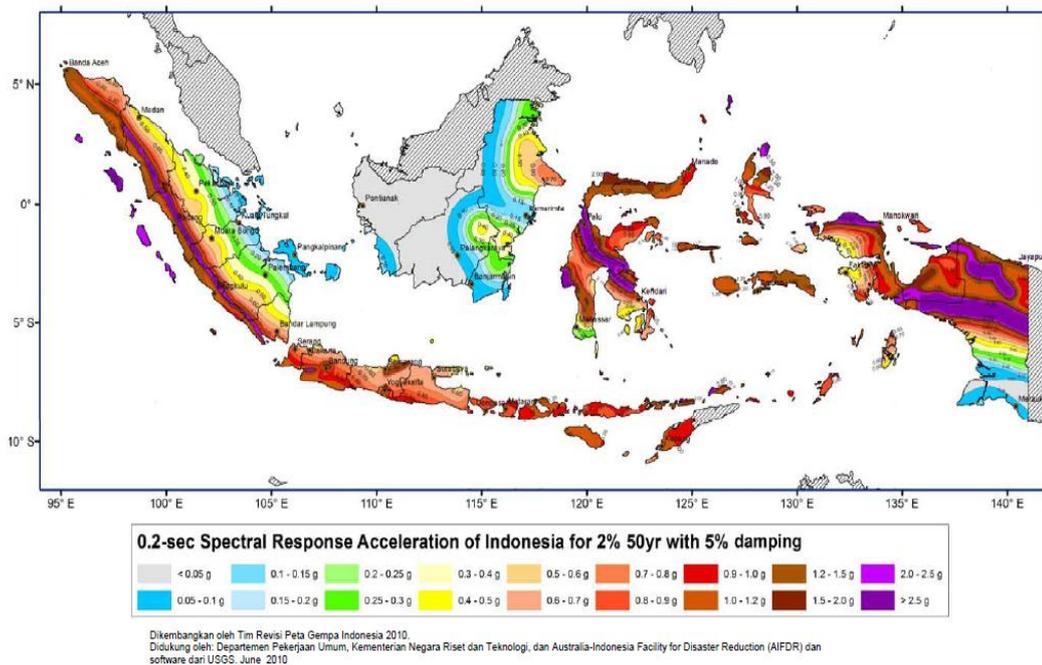
Dalam penentuan kriteria design seismik atau gempa suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan beban gempa puncak dari batuan dasar pada suatu situs atau lokasi, diperlukan suatu tinjauan guna klasifikasi jenis tanah dari batuan dasar pada lokasi situs tersebut. Hal tersebut dapat ditinjau melalui lokasi situs pada peta persebaran gempa.

2.3.1.2. Faktor Respon Gempa (C)

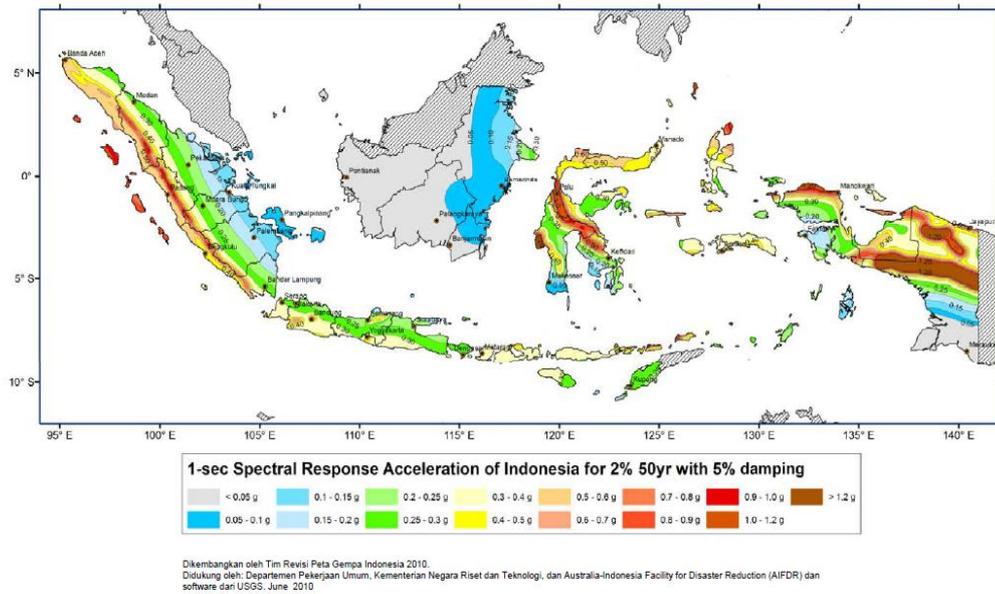
Berdasarkan SNI 1726-2012, didapat peta perioda ulang 2500 tahun disajikan pada Gambar 2.2-2.4 dan cara mendapatkan respon spektranya.



Gambar 2.2: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)



Gambar 2.3: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_S) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)



Gambar 2.4: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726-2012)

Untuk mendapatkan gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa maka diperlukan sejumlah parameter yang dapat dihitung secara matematis. Parameter yang digunakan dalam perencanaan pembebanan gempa pada struktur gedung menurut SNI 1726-2012 adalah :

A. Kelas Lokasi Tanah

Dalam perumusan kriteria design seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar kepermukaan tanah untuk suatu situs diperlukan klasifikasi kelas situs. Profil tanah di situs yang harus diklasifikasikan setebal 30 m paling atas sesuai dengan Tabel 2.3, penetapan kelas situs didasarkan atas hasil penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, dengan minimal mengukur secara independen mengukur sedikitnya (dua) jenis penyelidikan parameter tanah yang berbeda dalam klasifikasi situs ini.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726-2012.

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) • Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa 		

B. Koefisien Amplifikasi Getaran

Faktor amplifikasi getaran meliputi percepatan getaran periode pendek (F_a) yang dapat diakumulasi dari Tabel 2.4 dan percepatan periode 1 detik (F_v) yang dapat diakumulasi dari Tabel 2.5.

Tabel 2.4: Koefisien periode pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726-2012.

Klasifikasi situs	Parameter respon pada periode 0,2 detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
S_A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
S_C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Klasifikasi situs	Parameter respon pada periode 0,2 detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
S_D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
S_E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
S_F	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.5: Koefisien periode 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726-2012.

Klasifikasi situs	Parameter respon pada periode 0,2 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
S_A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
S_C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
S_D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
S_E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
S_F	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan:

S_A = Batuan Keras

S_B = Batuan

S_C = Tanah sangat padat dan batuan lunak

S_D = Tanah sedang

S_E = Tanah lunak

S_F = Tanah khusus

C. Parameter Percepatan Respon Spektra Gempa di Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1726-2012 untuk menentukan respon spektra percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode pendek 0,2 detik (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik (S_S) dan periode 1,0 detik (S_I) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726-2012 sesuai Pers. 2.9 dan 2.10.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.9)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.10)$$

Dimana:

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

S_S = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726-2012 (Gambar 2.3)

S_I = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726-2012 (Gambar 2.4)

D. Parameter Percepatan Respon Desain

Menurut SNI 1726-2012 untuk mendapatkan parameter percepatan respons spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) dapat diperoleh dari Pers. 2.11 dan 2.12.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.11)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.12)$$

Dimana:

S_{DS} = Respons spektra percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respons spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

Selanjutnya, untuk mendapatkan respons spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.5 dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.13.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.13)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .

3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.14.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.14)$$

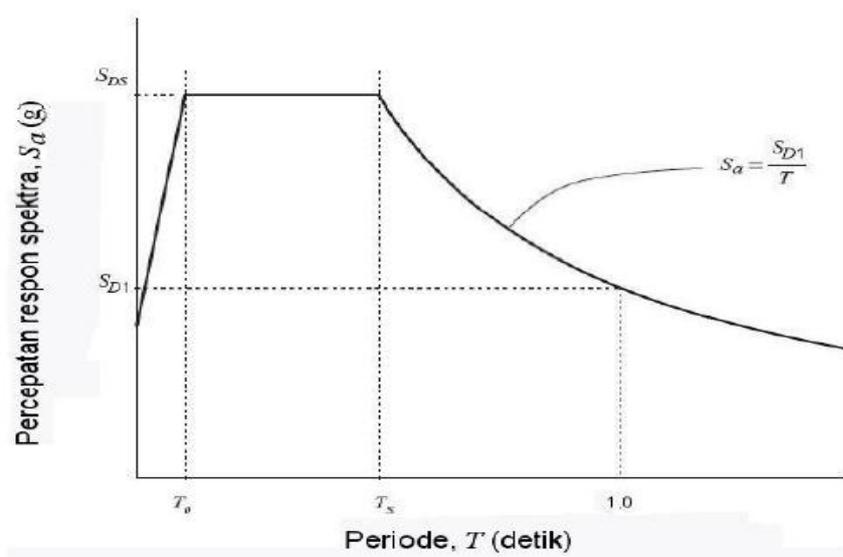
Dimana:

T = Perioda getar fundamental struktur

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.15 dan 2.16.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.15)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.16)$$



Gambar 2.5: Bentuk tipikal spektrum respons desain di permukaan tanah (SNI 1726-2012).

E. Faktor Keutamaan Struktur

Tingkat kepentingan suatu struktur sangat beragam. Hal tersebut bergantung dari kategori resiko atau kerugian jiwa ketika terjadi kegagalan akibat beban gempa. Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2 mengenai faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan menyatakan untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 SNI 1726-2012, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I menurut Tabel 2 SNI 1726-2012. Berikut kategori resiko dan faktor keutamaan dengan jenis pemanfaatan gedung yaitu gedung kantor yang disajikan pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.6: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gedung penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/Rumah susun • Pusat perbelanjaan/Mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa 	III

Tabel 2.6: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasidan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan baan bakar, menara pendngin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau maerial atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. 	<p>IV</p>

Tabel 2.7: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

F. Kategori Resiko

Dari kategori resiko diperoleh kategori desain seismik Pasal 6.5 berdasarkan SNI 1726-2012 yang didasari dengan nilai parameter respons percepatan pada perioda pendek (S_{DS}), dan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik (S_1), yang dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan 2.9.

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726-2012.

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

Tabel 2.9: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726-2012.

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

G. Struktur Penahan Beban Gempa

Di dalam SNI 1726-2012 Pasal 7.2 Struktur penahan gaya gempa pada Tabel 9, dimana sistem struktur memiliki penahan gaya gempa yang ditentukan oleh parameter yang disajikan pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Faktor koefisien modifikasi respons (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^s), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m)^c berdasarkan SNI 1726-2012.

Sistem penahan gaya seismic	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^s	Faktor perembesan defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m) ^c				
				Kategori desain seismic				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB

Keterangan ;

TB : Tidak dibatasi

2.4. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

2.4.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.17.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.17)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.18.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.18)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

Nilai $C_{s \text{ maksimum}}$ di atas tidak perlu melebihi $C_{s \text{ hitungan}}$ pada Pers. 2.19.

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.19)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respons spektrum desain pada perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respons

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai $C_{s \text{ hitungan}}$ di atas tidak perlu kurang dari nilai $C_{s \text{ minimum}}$ pada Pers. 2.20.

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.20)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.21.

4. C_s minimum tambahan

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.21)$$

dimana:

S_I = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.10

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

2.4.2. Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

1. Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.22.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.22)$$

dimana :

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.11

x = Ditentukan dari Tabel 2.11

Tabel 2.11: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan X berdasarkan SNI 1276-2012.

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika 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

Tabel 2.11: *Lanjutan.*

Tipe Struktur	Ct	X
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.23.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.23)$$

dimana :

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.12

Tabel 2.12: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2012.

Parameter Percepatan Respon Spektra Desain pada 1 Detik S_{D1}	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

2.4.3. Ketentuan Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa, parameter respons terkomposisi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Dalam hal ini,

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

Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

2.4.4. Penentuan Simpangan Antar lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.6, simpangan antar lantai pada SNI 1726-2012 hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa di tingkat atasnya.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.24.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.24)$$

dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.10

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.6.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Simpangan Antar lantai Izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726-2012.

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 dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

2.4.5. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Berdasarkan Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horisontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya masih relatif aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.

Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertikal menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik.

a. *Soft Storey*

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft*

storey. Didalam SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012 telah diatur secara jelas tentang bangunan reguler yang menyangkut tentang distribusi kekakuan yaitu:

Gedung reguler adalah gedung yang sistem strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (soft storey). Yang dimaksud dengan struktur dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yang mana kekakuan lateralnya < 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau < 80 % kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat di atasnya.

Soft storey adalah suatu tingkat yang lemah, yang kekakuannya jauh lebih kecil dari pada tingkat-tingkat yang lain. Oleh karena itu dalam merencanakan kekakuan tingkat harus berhati-hati agar tidak terjadi *Soft Storey*. Kekakuan tingkat untuk setiap kolom pada lantai yang sama dapat diperkirakan dengan Pers. 2.25.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.25)$$

dimana:

h = Tinggi tingkat (cm)

I = Inersia kolom (m⁴)

K = Kekakuan tingkat (kg/cm)

Sedangkan untuk kekakuan tingkat yang lebih akurat juga dapat dihitung dengan cara menggunakan program analisa struktur statis.

2.5. Beban dan Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur bisa ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku.

Beban mati adalah beban-beban yang bersifat tetap selama masa layan, antara lain berat struktur, pipa-pipa, saluran-saluran listrik, AC/heater, lampu-lampu, penutup lantai/atap, dan plafon.

Beban hidup adalah beban-beban yang berubah besar dan lokasinya selama masa layan, antara lain berat manusia, perabotan, peralatan yang dapat dipindah-pindah, kendaraan, dan barang-barang lainnya.

Beban angin adalah tekanan-tekanan yang berasal dari gerakan-gerakan angin. Umumnya perlu diperhitungkan pada luas bidang tangkap angin yang relatif luas pada bangunan dengan beban-beban yang relatif ringan.

Beban gempa adalah gaya-gaya yang berasal dari gerakan-gerakan tanah dikombinasi dengan sifat-sifat dinamis struktur karena seringkali percepatan horizontal tanah lebih besar daripada percepatan vertikal, dan struktur secara umum lebih sensitif terhadap gerakan horizontal dari pada gerakan vertikal, maka pengaruh gempa horizontal seringkali lebih menentukan daripada pengaruh gempa vertikal.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuata rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sama seperti pada SNI 1726-2002. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang ditentukan seperti berikut ini.

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

DL = Baban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.26.

$$E = E_h + E_v \quad (2.26)$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.27.

$$E = E_h - E_v \quad (2.27)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

- Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.28)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

- Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.29.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.29)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

Faktor redudansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.

- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726-2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

2.6. Sambungan

2.6.1. Pengertian Sambungan

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

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

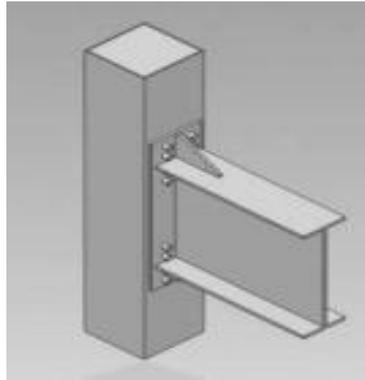
1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau *rigid*/kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar.
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban. Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar-benar kaku/*rigid* sempurna atau *flexible* sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:
 - a. *Simple connection* (sambungan sendi)
 - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas.
 - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung.
 - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup.

- Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja.
- b. *Semi-rigid connection* (antara *simple* dan *rigid*)
 - Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung.
 - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut.
 - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan.
- c. *Rigid Connection*
 - Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen-elemen yang disambung.

2.6.2. Konsep Perencanaan Sambungan Balok - Kolom

Perencanaan sistem sambungan balok-kolom yang mengacu pada peraturan AISC 358-2010 “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” menjelaskan bahwa salah satu tipe sambungan yang efektif untuk bangunan baja komposit beton adalah sambungan momen. Sambungan momen dibagi menjadi dua, yaitu *Fully restrained* (FR) atau sambungan rigid seperti profil utuh dan *Partially restrained* (PR) atau sambungan semi rigid atau elastis.

Pada sambungan tipe FR tidak perlu dilakukan pemodelan khusus pada analisis strukturnya, karena dianggap sebagai penampang utuh yang meneruskan momen sekaligus gaya geser dan aksial. Salah satu sambungan tipe FR adalah sambungan *End-plate* yang cukup efektif untuk diterapkan untuk bangunan tinggi dan tahan gempa dikarenakan sambungan ini bersifat kaku dan pemasangannya relatif cepat karena tidak memerlukan pengelasan dilapangan dan tidak dipengaruhi oleh cuaca. Penampakan sambungan momen *End-plate* dapat dilihat seperti pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Sambungan tipe *End-plate* (Swanson, 1999).

Adapun langkah-langkah perencanaan sambungan tipe *End-plate* meliputi beberapa tahapan penyelesaian yaitu sebagai berikut.

1. Diameter baut yang diperlukan

Menurut AISC 358-2010, diameter baut yang diperlukan dalam sambungan *End-plate* dibagi kedalam 3 jenis sebagai berikut.

a. Untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 4E dan 4ES

Untuk tipe 4E artinya memiliki konfigurasi sambungan *Extended* dengan jumlah baut 4 buah. Sedangkan untuk tipe 4ES artinya memiliki konfigurasi sambungan *Extended* dengan jumlah baut 4 buah pada sisi tarik dan tekan ditambah pelat pengaku (*Stiffener*) yang ditentukan berdasarkan Pers. 2.30.

$$d_b = \sqrt{\frac{2Mpr}{\pi\phi F_{nt}(h_1+h_2)}} \quad (2.30)$$

b. Untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 8ES

untuk tipe 8ES artinya memiliki konfigurasi sambungan *Extended* dengan jumlah baut 8 buah pada sisi tarik dan tekan ditambah pelat pengaku (*Stiffener*) yang ditentukan berdasarkan Pers. 2.31.

$$d_b = \sqrt{\frac{2Mpr}{\pi\phi F_{nt}(h_1+h_2+h_3+h_4)}} \quad (2.31)$$

2. Menentukan parameter geometri sambungan

Untuk menentukan parameter geometri sambungan untuk macam-macam tipe konfigurasi sambungan ada beberapa syarat batas yang harus dipenuhi berdasarkan acuan ANSI 385-2005 yang disajikan pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Prekualifikasi parameter batas geometri sambungan *End-plate*.

Parameter	4E		4ES		8ES	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
t_p	57.2	12.7	38.1	12.7	63.5	19.1
b_p	273.1	177.8	273.1	273.1	381	228.6
g	152.4	101.6	152.4	82.55	152.4	127
P_{f1}, P_{f2}	114.3	38.1	139.7	44.45	50.8	44.45
P_b	-	-	-	-	95.25	88.9
d_e	1397	635	609.6	349.25	914.4	469.9
T_{bf}	19.1	9.5	19.1	9.5	25.4	15.1
b_{bf}	234.9	152.4	228.6	152.4	311.2	196.9

Dimana :

t_p = Tebal *End-plate* (mm)

b_p = Lebar *End-plate* (mm)

g = Jarak horizontal antar *centerline* lubang baut (mm)

P_{f1} = Jarak vertikal antara sayap balok dan *centerline* lubang baut (mm)

P_b = Jarak vertikal antar *centerline* lubang baut (mm)

d_e = Jarak ujung *End-plate* dengan lubang baut terluar (mm)

t_{bf} = Tebal sayap balok (mm)

b_{bf} = Lebar sayap balok (mm)

3. Kontrol terhadap kuat tarik baut

Kuat tarik baut dapat diketahui dengan Pers. 2.32.

$$T = A_b F_{nt} \quad (2.32)$$

Kontrol terhadap kuat tarik baut bertujuan untuk mengetahui efek *prying* pada sambungan yang merupakan salah satu hal yang harus di periksa secara seksama. Efek *prying* baut dapat diabaikan jika tebal pelat ujung memenuhi kriteria “pelat tebal”. Hal ini dipilih karena deformasi sambungan relatif kecil dan perhitungan lebih sederhana.

4. Tebal pelat terhadap efek *prying*

Sambungan *End-plate* ditentukan oleh kekuatan pelat ujung dan baut. Jika pelat ujungnya berdeformasi maka akan menimbulkan efek *prying*, yaitu adanya tambahan gaya reaksi pada baut akibat efek unkit. Jika deformasi pelat ujung

relatif kecil maka efek *prying* juga relatif kecil bahkan bisa hilang sama sekali (Kenedy, 1981).

Terdapat tahapan perilaku pelat ujung akibat gaya reaksi baut tarik. Peratama, apabila kapasitas pelat ujung sampai $90\%M_{pl}$ akan berperilaku sebagai “Pelat tebal”, sehingga efek *prying* dapat diabaikan. Kedua, jika momen yang diberikan melebihi batasan tersebut maka deformasinya menjadi relatif tebal sehingga efek *prying* di baut harus diperhitungkan secara cermat.

5. Tebal *End-plate* perlu

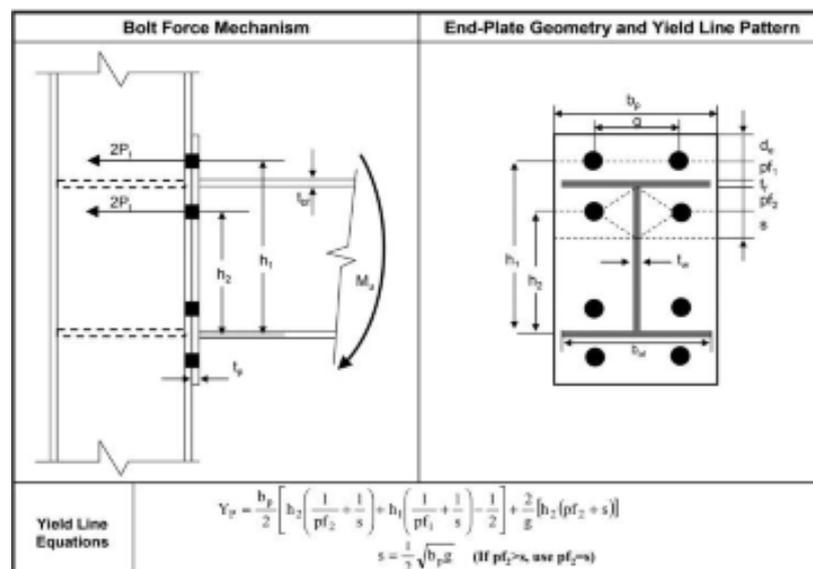
Menurut Pasal 6.10-5 AISC 358-2010, tebal pelat sambungan yang diperlukan ($t_{p,req}$) dapat ditentukan dengan Pers. 2.33.

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_{pr}}{\phi_b F_{yp} Y_p}} \quad (2.33)$$

untuk menentukan mekanisme garis leleh, Y_p maka ditentukan berdasarkan persamaan yang sesuai dengan konfigurasi tipe sambungan sebagai berikut.

a. Untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 4E

Mekanisme garis leleh untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 4E dapat dilihat pada Gambar 2.7.



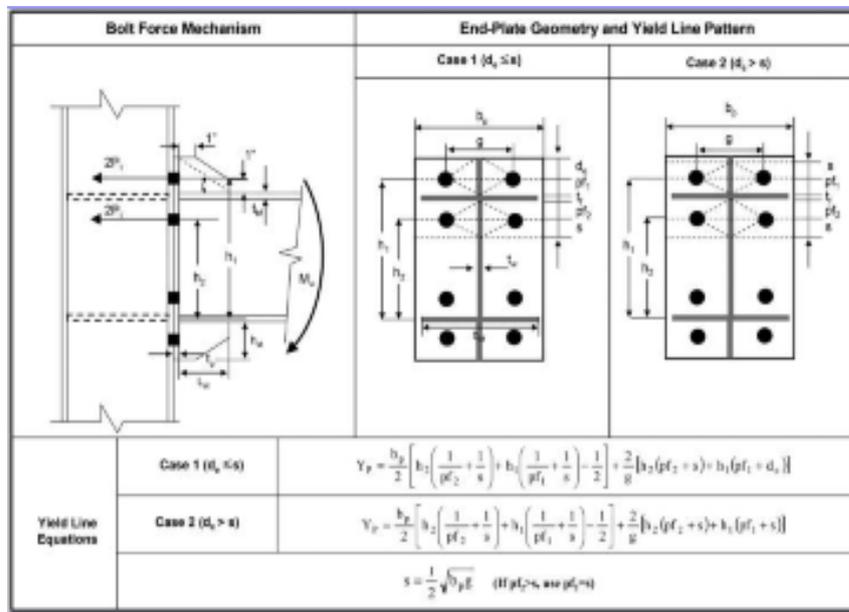
Gambar 2.7: Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 4E

Dari Gambar 2.7 didapat rumus untuk mekanisme garis leleh, Y_p yang dijabarkan pada Pers. 2.34.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_2 \left(\frac{1}{pf_2} + \frac{1}{s} \right) + h_1 \left(\frac{1}{pf_1} + \frac{1}{s} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_2(pf_2 + s)] \quad (2.34)$$

b. Untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 4ES

Mekanisme garis leleh untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 4E ditambah pengaku dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 4ES

Dari Gambar 2.8 didapat rumus untuk mekanisme garis leleh, Y_p kedalam dua keadaan yang dijabarkan pada Pers. 2.35 dan Pers. 2.36, sebagai berikut.

- Apabila $d_e \leq$ dasar parameter jarak, S

Dimana $S, = \frac{1}{2} \sqrt{b_p \cdot g}$

Maka,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_2 \left(\frac{1}{pf_2} + \frac{1}{s} \right) + h_1 \left(\frac{1}{pf_1} + \frac{1}{s} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_2(pf_2 + s) + h_1(pf_2 + d_e)] \quad (2.35)$$

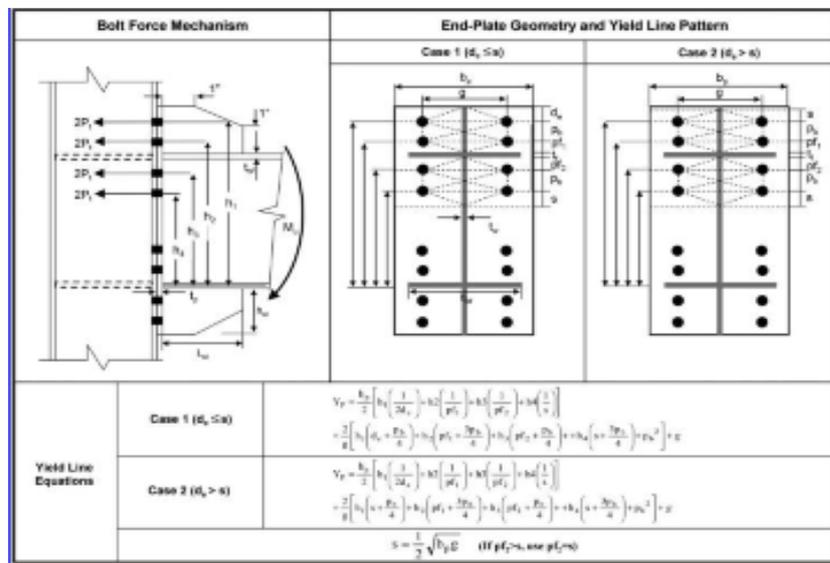
- Apabila $d_e \geq$ dasar parameter jarak, S

Maka,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_2 \left(\frac{1}{pf_2} + \frac{1}{s} \right) + h_1 \left(\frac{1}{pf_1} + \frac{1}{s} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_2(pf_2 + s) + h_1(pf_2 + s)] \quad (2.36)$$

- c. Untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 8ES

Mekanisme garis leleh untuk tipe sambungan dengan konfigurasi 8E ditambah pengaku dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Mekanisme garis leleh, Y_p untuk tipe sambungan 8ES

Dari Gambar 2.9 didapat rumus untuk mekanisme garis leleh, Y_p kedalam dua keadaan yang dijabarkan pada Pers. 2.37 dan Pers. 2.38, sebagai berikut.

- Apabila $d_e \leq$ dasar parameter jarak, S

Maka,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{pf_1} \right) + h_3 \left(\frac{1}{pf_2} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{pb}{4} \right) + h_2 \left(pf_1 + \frac{3pb}{4} \right) + h_3 \left(pf_2 + \frac{pb}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3pb}{4} \right) + pb^2 \right] + g \quad (2.37)$$

- Apabila $d_e \geq$ dasar parameter jarak, S

Maka,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h2 \left(\frac{1}{pf_1} \right) + h3 \left(\frac{1}{pf_2} \right) + h4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h2 \left(pf_1 + \frac{3p_b}{4} \right) + h3 \left(pf_2 + \frac{p_b}{4} \right) + h4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g \quad (2.38)$$

6. Tebal dan panjang pelat pengaku

Akumulasi tebal pelat pengaku pada pelat ujung menurut Pasal 6.10-6 AISC 358-2010 adalah menurut Pers. 2.39.

$$t_{s,min} = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (2.39)$$

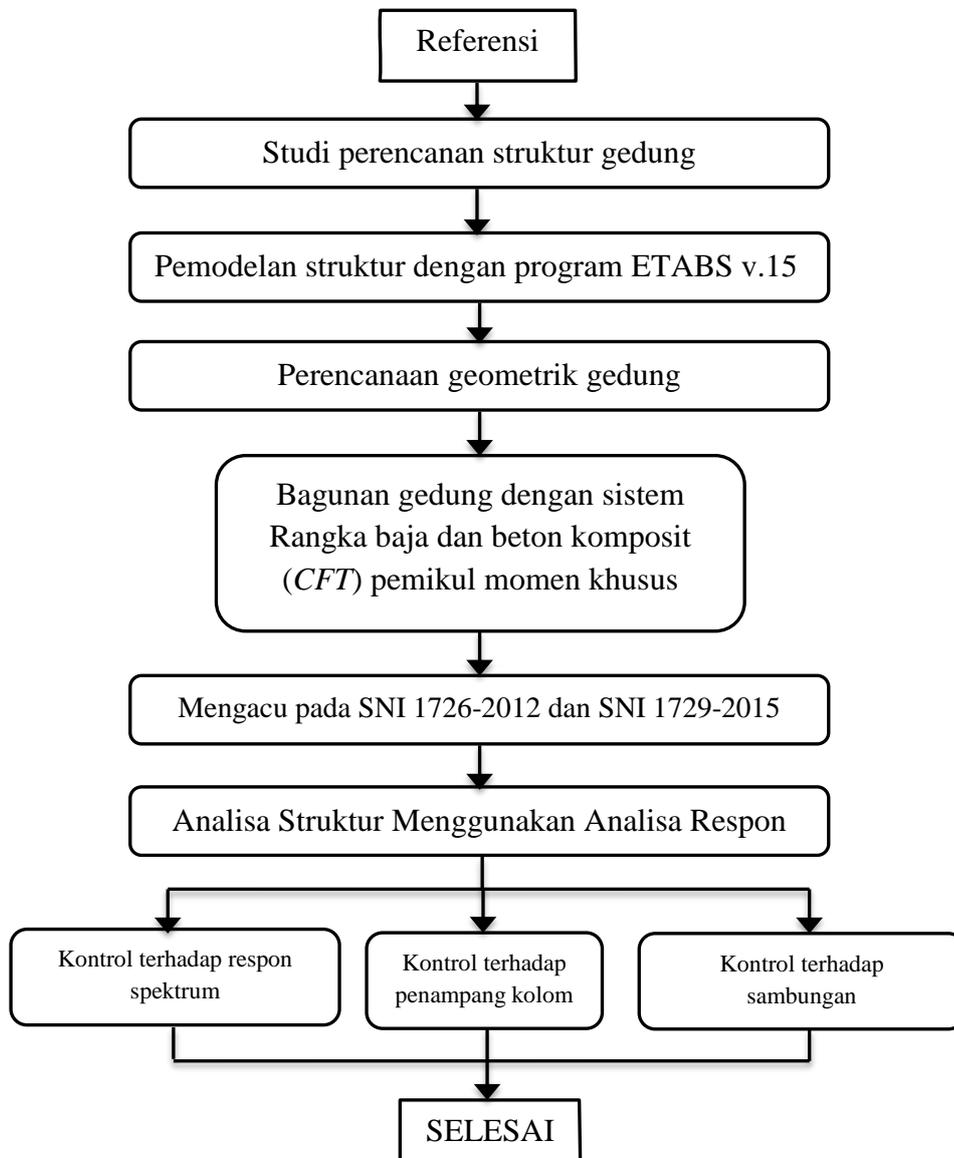
Untuk menghindari terjadinya tekuk pada penampang pelat pengaku sambungan, perlu dilakukan kontrol tekuk seperti yang dirumuskan pada Pers. 2.40.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (2.40)$$

BAB 3 METODOLOGI

3.1. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada gambar bagan alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir pelaksanaan penelitian.

3.2. Tinjauan umum

Dalam tugas akhir ini, penelitian dilakukan dengan mengambil studi literatur pada 1 bangunan gedung, dimana pembahasan hanya dikhususkan pada desain kolom utama gedung yang didesain menggunakan Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus dengan tipe *Concrete Filled Tube* (CFT). Struktur gedung didesain 30 lantai, dimana bangunan gedung akan difungsikan sebagai gedung perkantoran yang terletak di kota Padang, dengan kategori resiko II berdasarkan SNI 1726-2012. Struktur gedung akan dimodelkan sebagai *element frame* 3 dimensi (3D) pada program analisis struktur dengan mengacu pada standar gempa berdasarkan SNI 1726-2012 dan perencanaan struktur baja berdasarkan SNI 1729-2015. Penulis meninjau bagaimana kekuatan kolom yang didesain sebagai struktur komposit terhadap beban gempa yang telah direncanakan.

3.3. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa desain pada kondisi tanah sedang terletak di kota Padang dianalisis dengan data-data $PGA = 0,75$ g, $S_s = 1,3$ g, $S_l = 0,6$ g. Tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon gempa desain dapat dilakukan dengan cara berikut:

a. Menentukan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.4 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai F_a di bawah ini:

$$F_a = 1,0$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_l yang terdapat pada Tabel 2.5 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai F_v di bawah ini:

$$F_v = 1,5$$

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

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

$$S_{MS} = 1,1,3$$

$$S_{MS} = 1,3$$

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

$$S_{MI} = 1,5 \cdot 0,6$$

$$S_{MI} = 0,9$$

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

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

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

$$S_{DS} = 0,87$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI}$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} 0,9$$

$$S_{DI} = 0,6$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,6}{0,87}$$

$$T_s = 0,692$$

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

$$T_0 = 0,2 \cdot 0,692$$

$$T_0 = 0,138$$

e. Penentuan nilai S_a

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari Pers 2.13.

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

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.14.

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

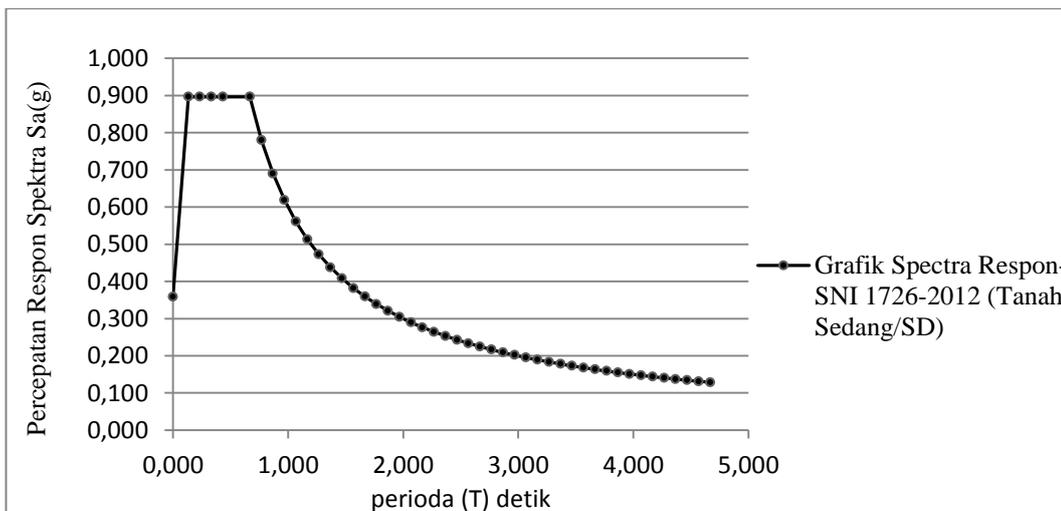
Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon diplot ke dalam *Microsoft Excel* seperti pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Spektrum respon percepatan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

Respon Spektrum (Tanah Sedang)	
Data yang didapat	
Waktu (detik)	Koefisien Gempa ('C)
0.0000	0.3587
0.1336	0.8967
0.2336	0.8967
0.3336	0.8967
0.4336	0.8967
0.6680	0.8967
0.7680	0.7799
0.8680	0.6901
0.9680	0.6188
1.0680	0.5608
1.1680	0.5128
1.2680	0.4724
1.3680	0.4379
1.4680	0.4080
1.5680	0.3820
1.6680	0.3591
1.7680	0.3388
1.8680	0.3207
1.9680	0.3044
2.0680	0.2896
2.1680	0.2763
2.2680	0.2641
2.3680	0.2530
2.4680	0.2427
2.5680	0.2333
2.6680	0.2245
2.7680	0.2164
2.8680	0.2089
2.9680	0.2018
3.0680	0.1952
3.1680	0.1891
3.2680	0.1833

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Waktu (detik)	Koefisien Gempa (°C)
3.3680	0.1778
3.4680	0.1727
3.5680	0.1679
3.6680	0.1633
3.7680	0.1590
3.8680	0.1549
3.9680	0.1510
4.0680	0.1472
4.1680	0.1437
4.2680	0.1403
4.3680	0.1371
4.4680	0.1341
4.5680	0.1311
3.6680	0.1633
3.7680	0.1590
3.8680	0.1549
3.9680	0.1510
4.0680	0.1472
4.1680	0.1437
4.2680	0.1403
4.3680	0.1371
4.4680	0.1341
4.5680	0.1311
4.6680	0.1283



Gambar 3.2: Spektrum respon gempa kota Padang dengan jenis tanah sedang berdasarkan SNI 1726-2012.

3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur

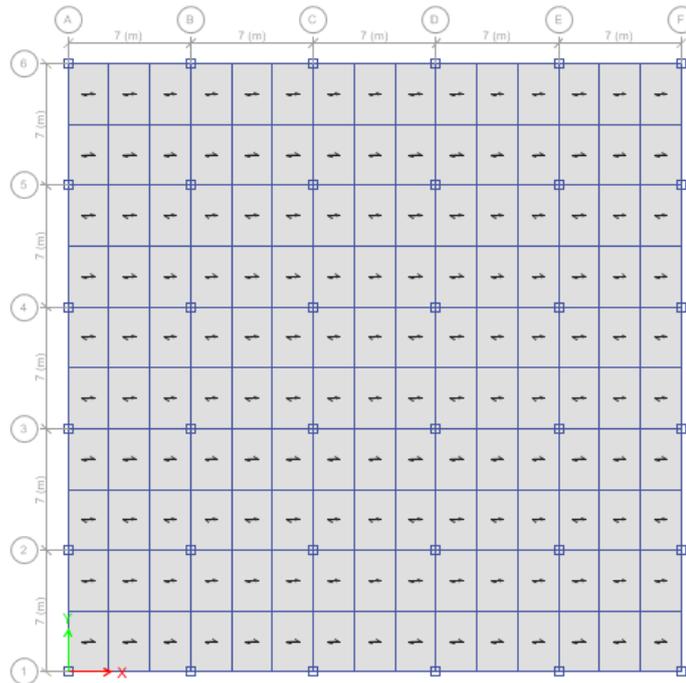
Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 120,5 meter, dan gedung menggunakan Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus pada struktur kolom dengan tipe *Concrete Filled Tube* (CFT) dengan profil HSS . Respon spektrum yang digunakan pada daerah Kota Padang mengacu pada SNI 1726-2012 dengan jenis tanah lunak.

3.4.1. Pemodelan Gedung

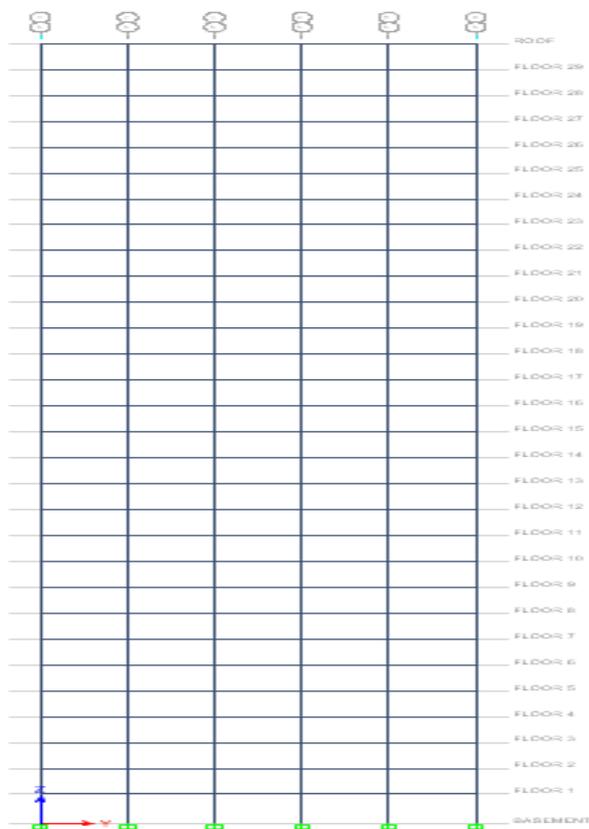
Struktur gedung memiliki tinggi 120,5 meter, untuk tinggi tingkat pertama pada gedung 4,5 m dan 4 m pada tingkat-tingkat selanjutnya. Dimensi struktur adalah simetris segiempat yang memiliki 5 bidang portal pada arah horizontal dan vertikal. Luas bangunan rencana adalah $(35 \times 35) \text{ m}^2$. Panjang bidang portal adalah masing-masing 7 m.

3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur

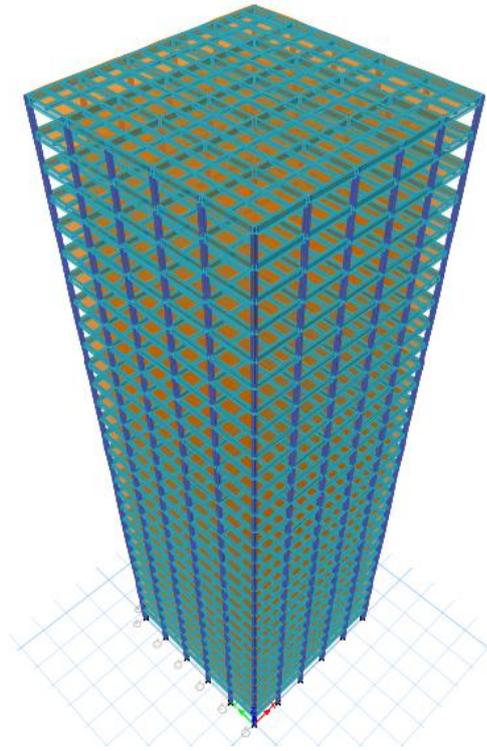
1. Jenis struktur kolom komposit baja dan beton dengan klasifikasi mutu masing-masing material sebagai berikut:
 - a. Mutu baja (BJ) 41, dengan tegangan leleh $F_y = 250 \text{ MPa}$, tegangan ultimate $F_u = 410 \text{ MPa}$, serta modulus elastisitas 200000 MPa .
 - b. Mutu beton yang digunakan $f'_c = 35 \text{ MPa}$
2. Balok utama dan balok anak menggunakan profil baja WF dengan mutu (BJ) 37, dengan tegangan leleh $F_y = 240 \text{ MPa}$, tegangan ultimate $F_u = 370 \text{ MPa}$, serta modulus elastisitas $E = 200000 \text{ MPa}$.
3. Fungsi gedung perkantoran
4. Gedung terletak di kota Padang
5. Direncanakan jenis tanah sedang
6. Gedung didesain berdasarkan Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus.



Gambar 3.3: Denah perencanaan gedung baja komposit beton terhadap sumbu x dan y.



Gambar 3.4: Tampak samping portal struktur bangunan.



Gambar 3.5: Bentuk tipikal struktur model kolom *concrete filled tube* (CFT).

3.4.1.2. Data Perencanaan Dimensi

Berikut ini penjelasan mengenai penampang profil yang akan digunakan pada struktur gedung:

A. Dimensi Struktur Kolom

1. Kolom (Lantai 1-10)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 550×550×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang = 55 cm
- Lebar = 55 cm
- Tebal = 2.5 cm

2. Kolom (Lantai 11-20)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 500×500×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang = 50 cm
- Lebar = 50 cm
- Tebal = 2.5 cm

3. Kolom (Lantai 21-Roof)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 450×450×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang = 45 cm
- Lebar = 45 cm
- Tebal = 2.5 cm

B. Dimensi Balok Induk/Girder

Balok induk/girder (lantai 1-30) menggunakan profil penampang baja *Wide Flange* (WF) 500×200×10×16, dengan dimensi sebagai berikut:

- Tinggi penampang = 50 cm
- Lebar sayap atas = 20 cm
- Lebar sayap bawah = 20 cm
- Tebal sayap atas = 1.6 cm
- Tebal sayap bawah = 1.6 cm
- Tebal badan = 1.0 cm

C. Dimensi Balok Anak

Balok anak (lantai 1-30) menggunakan profil penampang baja *Wide Flange* (WF) 400×300×22×12, dengan dimensi sebagai berikut:

- Tinggi penampang = 40 cm
- Lebar sayap atas = 30 cm
- Lebar sayap bawah = 30 cm
- Tebal sayap atas = 2.2 cm
- Tebal sayap bawah = 2.2 cm
- Tebal badan = 1.2 cm

D. Tebal Pelat Lantai

Pelat lantai direncanakan menggunakan solid slab dengan ketebalan pelat yaitu 130 mm = 0,13 m untuk semua tipe lantai.

3.4.2. Faktor Keutamaan Struktur (*I*)

Menurut SNI 1726-2012, untuk pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.6 yaitu dengan fungsi bangunan perkantoran

adalah kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.7 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.4.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai sistem rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus, dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726-2012 dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

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

3.4.4 Pembebanan pada Struktur

Di dalam struktur bangunan Teknik Sipil terdapat dua jenis beban luar yang bekerja yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Pedoman Perencanaan Pembangunan untuk Rumah dan Gedung 1987 dan juga peraturan 1983. Untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.3 dan 3.4.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.4: Berat tambahan komponen gedung berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh penggunaan maupun hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur pada waktu tertentu. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat bergerak atau berpindah. Berat beban hidup berdasarkan Pedoman Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727-2013 di sajikan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan 1727- 2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	240 kg/m ²
Beban terpusat pekerja minimum	96 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	300 kg/m ³

- Pembebanan pada pelat lantai

Untuk pembebanan pelat lantai gedung model SRPMK didapat dari perhitungan yang disajikan pada Lampiran.

Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban area (*uniform to frame (shell)*) dalam program struktur, sedangkan tebal pelat akan dihitung otomatis oleh komputer dengan memasukkan faktor pengali 1 untuk *self weight multiplier* pada saat pembebanan (*load case*).

- Berat dinding bata

Berat dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 1062.5 kg/m untuk lantai 1, 1000 kg/m untuk lantai 2-29, dan 500 kg/m untuk atap. Selanjutnya berat

dinding di input ke balok dengan beban terbagi merata (*distributed*) dalam program struktur.

3.4.5. Perhitungan Berat Perlantai Gedung

Untuk berat sendiri struktur beserta berat beton tambahan dan berat beban hidup dapat dilihat pada lampiran.

3.4.6. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban-beban yang bekerja, yaitu: beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*load combination*) yang di input ke dalam program struktur berdasarkan SNI 1726-2012 yang dijabarkan sesuai sub bab 2.5 untuk pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.867$ diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726-2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0.867$.

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	1.43	DL	1	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 4	0.97	DL	1	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 5	1.08	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.32	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.43	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	0.97	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.32	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.08	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1.13	DL	0	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.67	DL	0	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.78	DL	0	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	1.02	DL	0	LL	-0.39	EX	1.3	EY

Tabel 3.6: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 15	1.13	DL	0	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.67	DL	0	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	1.02	DL	0	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.78	DL	0	LL	-1.3	EX	0.39	EY

3.5. Gaya Geser Gempa

Dalam analisis gedung ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726-2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut:

- *Analisis respon spektrum*

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa yang dijelaskan pada sub bab 2.4.2. Metode ini diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih besar dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode CQC atau SRSS harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program struktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Adapun analisis respons spektrum yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Data perioda output program analisis struktur model gedung 30 Lantai.

Mode	Perioda	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	3.3710	0.0016	0.7725	0.0000	0.0016	0.7725
2	3.3710	0.7725	0.0016	0.0000	0.7741	0.7741
3	2.7760	0.0000	0.0000	0.0000	0.7741	0.7741
4	1.1470	0.0002	0.1220	0.0000	0.7743	0.8961
5	1.1470	0.1220	0.0002	0.0000	0.8963	0.8963
6	0.9660	0.0000	0.0000	0.0000	0.8963	0.8963
7	0.6610	0.0000	0.0391	0.0000	0.8963	0.9353
8	0.6610	0.0391	0.0000	0.0000	0.9354	0.9354
9	0.5780	0.0000	0.0000	0.0000	0.9354	0.9354

Tabel 3.7: *Lanjutan.*

Mode	Perioda	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
10	0.4620	0.0000	0.0178	0.0000	0.9354	0.9532
11	0.4620	0.0178	0.0000	0.0000	0.9532	0.9532
12	0.4050	0.0000	0.0000	0.0000	0.9532	0.9532

Dari hasil data Tabel 3.7 perioda *output* program analisis struktur di atas maka didapat presentase selisih yang dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Hasil selisih persentase nilai perioda dari pemodelan struktur.

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC	SRSS
Mode 1 – Mode 2	0.00%	OK	NOT OK
Mode 2 – Mode 3	17.65%	NOT OK	OK
Mode 3 – Mode 4	58.68%	NOT OK	OK
Mode 4 – Mode 5	0.00%	OK	NOT OK
Mode 5 - Mode 6	15.78%	NOT OK	OK
Mode 6 - Mode 7	31.57%	OK	NOT OK
Mode 7 – Mode 8	0.00%	OK	NOT OK
Mode 8 – Mode 9	12.56%	NOT OK	OK
Mode 9 – Mode 10	20.07%	OK	NOT OK
Mode 10 – Mode 11	0.00%	OK	NOT OK
Mode 11 – Mode 12	12.34%	NOT OK	OK

Dari Tabel 3.8 menunjukkan bahwa nilai perioda rata-rata yang didapat pada saat respon total mencapai 90% memiliki selisih waktu getar alami (perioda) yang berjauhan yaitu selisihnya lebih besar dari 15%, sehingga analisa menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

a. *Nilai waktu getar alami fundamental*

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari struktur nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) adalah:

$$T \text{ arah X} = 3.371 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y} = 3.371 \text{ detik}$$

Maka, menurut sub bab 2.4.2 peraturan SNI 1726-2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.23 dan 2.22 pada Bab 2.

$$C_t = 0,0488 \text{ (Tabel 2.11 dengan semua sistem struktur lainnya)}$$

$$H_n = 120.5 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$X = 0,75 \text{ (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.12 dengan nilai } SD1 \geq 0,4)$$

Maka pada Tabel 3.9 disajikan hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental.

Tabel 3.9: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental pemodelan berdasarkan SNI 1726-2012.

Arah	$T_{a \text{ min}}$	$T_{a \text{ maks}}$	$T_{a \text{ hitung}}$	Cek min	Cek maks
X	3.346	4.684	3.371	OKE	OKE
Y	3.346	4.684	3.371	OKE	OKE

Dari tabel 3.9 didapat nilai waktu getar alami, $T_{a \text{ hitung}}$ lebih kecil dari $T_{a \text{ min}}$ dan lebih besar dari $T_{a \text{ maks}}$ ($3.346 < 3.371 < 4.684$), maka digunakan $T_{a \text{ hitung}}$.

b. Penentuan faktor respon gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.4.1 untuk peraturan SNI 1726-2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.25-2.27 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

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

$$C_{s \text{ maksimum arah X}} = \frac{0.867}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.112$$

$$C_{s \text{ maksimum arah Y}} = \frac{0.867}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.112$$

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

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah X}} = \frac{0,6}{3.371\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.022$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah Y} = \frac{0,6}{3.371 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.022$$

- $C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01$
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,897 \cdot 1 = 0.039$
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,897 \cdot 1 = 0.039$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada Gedung.

Arah	C_s maks	C_s hitungan	C_s min	C_s yang digunakan
X	0.112	0.022	0.039	0.039
Y	0.112	0.022	0.039	0.039

Pemilihan nilai C_s diatas yaitu nilai $C_s \text{ minimum}$ dikarenakan $C_s \text{ hitungan}$ lebih kecil dari pada nilai $C_s \text{ minimum}$ ($C_s \text{ hitungan} < C_s \text{ minimum} = 0.030 < 0.038$). Maka yang digunakan $C_s \text{ minimum}$ sesuai Peraturan SNI 1726-2012.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan dibahas hasil studi dari perencanaan struktur gedung bertingkat dengan menggunakan kolom baja komposit beton *Concrete Filled Tube (CFT)* dengan bentuk profil tipe HSS. Sub bab ini menjelaskan hasil kontrol dan pembahasan yang berdasarkan SNI 1729-2015 untuk desain baja dan AISC 358-2010 untuk perencanaan sambungan.

4.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program analisis struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Gaya geser hasil respon spektrum *output* program analisis struktur.

<i>TABLE: Base Reactions</i>		
<i>Load Case/Combo</i>	<i>FX (kgf)</i>	<i>FY (kgf)</i>
BEBAN GEMPA X Max	448342.47	
BEBAN GEMPA Y Max		448342.47

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon dinamik terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

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

$$V_{Ix} = 0,039 \times 8803710.34$$

$$= 347335.72 \text{ Kg (Gaya geser statik ekuivalen arah X)}$$

- Gempa Arah Y

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

$$V_{Iy} = 0,039 \times 8803710.34$$

$$= 347335.72 \text{ Kg (Gaya geser statik ekuivalen arah Y)}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012

- Arah X

$$V_x = 448342.47 \text{ Kg}$$

$$V_{Ix} = 347335.72 \text{ Kg}$$

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

$$448342.47 \geq 0,85 \times 347335.72$$

$$448342.47 \geq 295235.36 \text{ Kg, Persyaratan terpenuhi.}$$

- Arah Y

$$V_y = 448342.47 \text{ Kg}$$

$$V_{Iy} = 347335.72 \text{ Kg}$$

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

$$448342.47 \geq 0,85 \times 347335.72$$

$$448342.47 \geq 295235.36 \text{ Kg, Persyaratan terpenuhi.}$$

Tabel 4.2: Rekapitulasi gaya geser hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah.

V1 ELF		Vt CQC	
Arah x (Kgf)	Arah y (Kgf)	Arah x (Kgf)	Arah y (Kgf)
347335.72	347335.72	448342.47	448342.47

Untuk hasil perhitungan gaya geser maksimum dari masing-masing arah dan gaya geser dasar lantai untuk setiap arah gempa dapat dilihat pada sub bab Lampiran A.4 sampai A.6.

4.3. Nilai Simpangan Gedung

Simpangan antar lantai merupakan selisih nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas dan lantai dibawahnya. Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.3 yang menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai.

Tabel 4.3: Nilai simpangan maksimum dari masing-masing arah sumbu x dan y gedung.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Tingkat (Δ)		Syarat (Δa)
		X	Y	X	Y	X	Y	$\Delta a/\rho$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
30	4000	86,406	86,317	475,233	474,744	5,901	5,924	61,538
29	4000	85,333	85,240	469,332	468,820	7,271	7,298	61,538
28	4000	84,011	83,913	462,061	461,522	8,652	8,690	61,538
27	4000	82,438	82,333	453,409	452,832	9,938	9,972	61,538
26	4000	80,631	80,520	443,471	442,860	11,110	11,149	61,538
25	4000	78,611	78,493	432,361	431,712	12,183	12,210	61,538
24	4000	76,396	76,273	420,178	419,502	13,162	13,189	61,538
23	4000	74,003	73,875	407,017	406,313	14,069	14,091	61,538
22	4000	71,445	71,313	392,948	392,222	14,905	14,922	61,538
21	4000	68,735	68,600	378,043	377,300	15,670	15,686	61,538
20	4000	65,886	65,748	362,373	361,614	14,696	14,707	61,538
19	4000	63,214	63,074	347,677	346,907	15,296	15,318	61,538
18	4000	60,433	60,289	332,382	331,590	15,912	15,917	61,538
17	4000	57,540	57,395	316,470	315,673	16,484	16,500	61,538
16	4000	54,543	54,395	299,987	299,173	17,039	17,045	61,538
15	4000	51,445	51,296	282,948	282,128	17,556	17,567	61,538
14	4000	48,253	48,102	265,392	264,561	18,051	18,062	61,538
13	4000	44,971	44,818	247,341	246,499	18,519	18,530	61,538
12	4000	41,604	41,449	228,822	227,970	18,959	18,964	61,538
11	4000	38,157	38,001	209,864	209,006	19,349	19,360	61,538
10	4000	34,639	34,481	190,515	189,646	17,991	17,991	61,538
9	4000	31,368	31,210	172,524	171,655	18,370	18,365	61,538
8	4000	28,028	27,871	154,154	153,291	18,788	18,761	61,538
7	4000	24,612	24,460	135,366	134,530	19,217	19,173	61,538
6	4000	21,118	20,974	116,149	115,357	19,630	19,553	61,538
5	4000	17,549	17,419	96,520	95,805	19,998	19,888	61,538
4	4000	13,913	13,803	76,522	75,917	20,268	20,141	61,538
3	4000	10,228	10,141	56,254	55,776	20,356	20,196	61,538
2	4000	6,527	6,469	35,899	35,580	19,778	19,608	61,538
1	4500	2,931	2,904	16,121	15,972	16,121	15,972	69,231
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Nilai simpangan yang diperbesar di dapat berdasarkan rumus :

$$Story\ drift = \frac{\delta_i x C_d}{I_e}$$

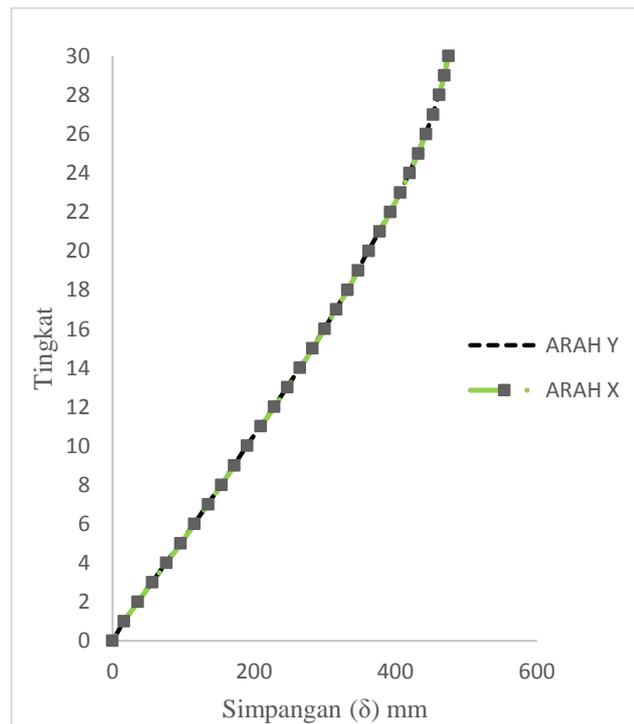
Keterangan :

δ_i = Simpangan antar tingkat

Cd = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gempa

Berikut ini disajikan pada Gambar 4.1 yang menunjukkan grafik simpangan terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 1726-2012.



Gambar 4.1: Diagram simpangan maksimum terhadap ketinggian gedung.

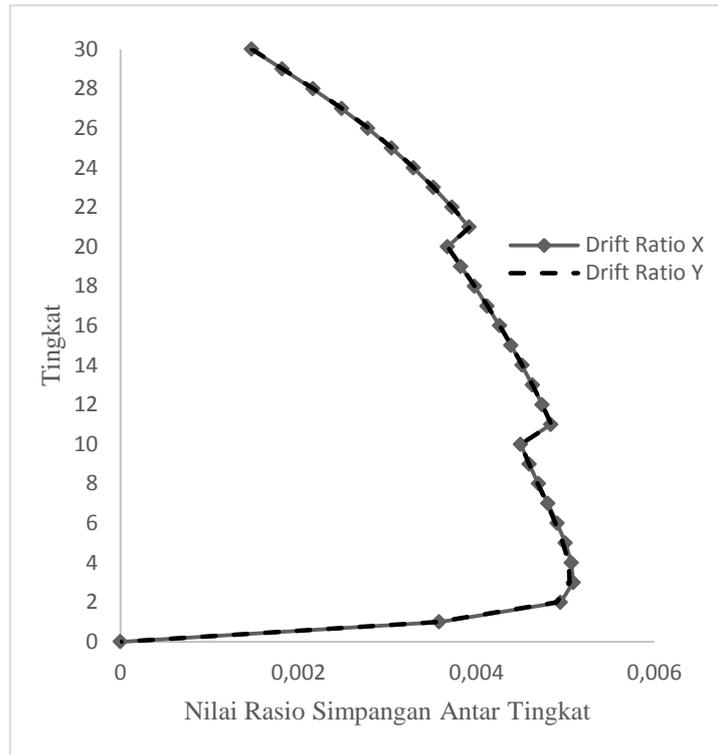
Dari Gambar 4.1, menunjukkan tren grafik simpangan antar lantai yang diambil dari nilai simpangan maksimum masing-masing gempa arah sumbu x dan y gedung memiliki kesamaan yang disebabkan oleh bentuk tipikal gedung yang simetris dan dimensi penampang struktur kolom dan balok yang digunakan memiliki kesamaan dari semua sisi horizontal gedung. Untuk perpindahan dan simpangan antar lantai dari masing-masing arah dapat dilihat pada Lampiran A.7.

Nilai rasio simpangan antar lantai (*Drift rasio*) yang diambil dari nilai maksimum akibat gempa arah sumbu x dan y gedung disajikan dalam Tabel 4.4 sebagai berikut.

Tabel 4.4: Nilai *Drift ratio*.

Tingkat	h (mm)	Simpangan Antar Lantai (Δ)		<i>Drift Ratio</i>	
		Y	X	X	Y
		(mm)	(mm)		
30	4000	5,901	5,924	0,001	0,001
29	4000	7,271	7,298	0,002	0,002
28	4000	8,652	8,690	0,002	0,002
27	4000	9,938	9,972	0,002	0,002
26	4000	11,110	11,149	0,003	0,003
25	4000	12,183	12,210	0,003	0,003
24	4000	13,162	13,189	0,003	0,003
23	4000	14,069	14,091	0,004	0,004
22	4000	14,905	14,922	0,004	0,004
21	4000	15,670	15,686	0,004	0,004
20	4000	14,696	14,707	0,004	0,004
19	4000	15,296	15,318	0,004	0,004
18	4000	15,912	15,917	0,004	0,004
17	4000	16,484	16,500	0,004	0,004
16	4000	17,039	17,045	0,004	0,004
15	4000	17,556	17,567	0,004	0,004
14	4000	18,051	18,062	0,005	0,005
13	4000	18,519	18,530	0,005	0,005
12	4000	18,959	18,964	0,005	0,005
11	4000	19,349	19,360	0,005	0,005
10	4000	17,991	17,991	0,004	0,004
9	4000	18,370	18,365	0,005	0,005
8	4000	18,788	18,761	0,005	0,005
7	4000	19,217	19,173	0,005	0,005
6	4000	19,630	19,553	0,005	0,005
5	4000	19,998	19,888	0,005	0,005
4	4000	20,268	20,141	0,005	0,005
3	4000	20,356	20,196	0,005	0,005
2	4000	19,778	19,608	0,005	0,005
1	4500	16,121	15,972	0,004	0,004
0	0	0	0	0	0

Berikut ini disajikan grafik rasio simpangan antar lantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 1726-2012 pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2: Diagram perbandingan rasio simpangan antar tingkat respons spektrum.

Pada Gambar 4.2 terlihat bahwa tren grafik antara lantai 10-11 dan 20-21 mengalami perubahan nilai rasio simpangan yang drastis sehingga membentuk garis patahan yang disebabkan oleh perbedaan dimensi struktur kolom dari lantai tersebut.

4.4. Kekakuan Tingkat

Kekakuan tingkat diperhitungkan agar pada bangunan yang direncanakan tidak mengalami *Soft storey* pada lantai tertentu. Adapun perhitungan kekakuan tingkat untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Tabel 4.5 dan Tabel 4.6.

Tabel 4.5: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x gedung.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
30	331409,30	331373,41	-	-	-	-
29	506051,64	506030,42	152,70	152,71	152,70	152,71
28	591411,03	591336,96	116,87	116,86	141,24	141,23

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
27	638695,97	638624,20	108,00	108,00	134,10	134,10
26	666354,42	666286,94	104,33	104,33	115,14	115,14
25	683411,83	683352,80	102,56	102,56	108,11	108,11
24	694903,06	694851,86	101,68	101,68	104,84	104,84
23	703887,00	703843,69	101,29	101,29	103,28	103,28
22	711968,03	711925,31	101,15	101,15	102,58	102,58
21	721429,95	721399,44	101,33	101,33	102,54	102,54
20	819556,28	819480,49	113,60	113,60	115,04	115,03
19	832106,33	832045,60	101,53	101,53	110,80	110,80
18	842932,82	842866,75	101,30	101,30	106,56	106,56
17	853993,85	853925,39	101,31	101,31	102,70	102,70
16	865327,19	865257,59	101,33	101,33	102,65	102,65
15	877030,13	876959,29	101,35	101,35	102,69	102,69
14	889085,81	889013,60	101,37	101,37	102,73	102,73
13	901405,02	901331,76	101,39	101,39	102,77	102,77
12	913766,22	913690,21	101,37	101,37	102,77	102,77
11	927890,51	927831,85	101,55	101,55	102,94	102,94
10	1034815,09	1034694,78	111,52	111,52	113,17	113,17
9	1051682,77	1051582,42	101,63	101,63	109,68	109,68
8	1067434,12	1067327,03	101,50	101,50	106,23	106,23
7	1084131,78	1084022,25	101,56	101,56	103,12	103,12
6	1101598,20	1101487,71	101,61	101,61	103,17	103,17
5	1119609,99	1119497,55	101,64	101,64	103,25	103,25
4	1138320,20	1138206,85	101,67	101,67	103,32	103,32
3	1161126,36	1161004,52	102,00	102,00	103,69	103,69
2	1211686,24	1211502,23	104,35	104,35	106,32	106,31
1	1505653,37	1505695,44	124,26	124,28	128,65	128,67

Tabel 4.6: Distribusi kekakuan tingkat pada arah y gedung.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
30	331409,30	331373,41	-	-	-	-
29	506051,64	506030,42	152,70	152,71	152,70	152,71
28	591411,03	591336,96	116,87	116,86	141,24	141,23
27	638695,97	638624,20	108,00	108,00	134,10	134,10
26	666354,42	666286,94	104,33	104,33	115,14	115,14
25	683411,83	683352,80	102,56	102,56	108,11	108,11

Tabel 4.6: *Lanjutan.*

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
24	694903,06	694851,86	101,68	101,68	104,84	104,84
23	703887,00	703843,69	101,29	101,29	103,28	103,28
22	711968,03	711925,31	101,15	101,15	102,58	102,58
21	721429,95	721399,44	101,33	101,33	102,54	102,54
20	819556,28	819480,49	113,60	113,60	115,04	115,03
19	832106,33	832045,60	101,53	101,53	110,80	110,80
18	842932,82	842866,75	101,30	101,30	106,56	106,56
17	853993,85	853925,39	101,31	101,31	102,70	102,70
16	865327,19	865257,59	101,33	101,33	102,65	102,65
15	877030,13	876959,29	101,35	101,35	102,69	102,69
14	889085,81	889013,60	101,37	101,37	102,73	102,73
13	901405,02	901331,76	101,39	101,39	102,77	102,77
12	913766,22	913690,21	101,37	101,37	102,77	102,77
11	927890,51	927831,85	101,55	101,55	102,94	102,94
10	1034815,09	1034694,78	111,52	111,52	113,17	113,17
9	1051682,77	1051582,42	101,63	101,63	109,68	109,68
8	1067434,12	1067327,03	101,50	101,50	106,23	106,23
7	1084131,78	1084022,25	101,56	101,56	103,12	103,12
6	1101598,20	1101487,71	101,61	101,61	103,17	103,17
5	1119609,99	1119497,55	101,64	101,64	103,25	103,25
4	1138320,20	1138206,85	101,67	101,67	103,32	103,32
3	1161126,36	1161004,52	102,00	102,00	103,69	103,69
2	1211686,24	1211502,23	104,35	104,35	106,32	106,31
1	1505653,37	1505695,44	124,26	124,28	128,65	128,67

Dari tabel 3.10 dan 3.11 dapat diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft storey*) pada arah x dan y. Kekakuan tingkat ke-1 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekuatan tingkat ke-2, dan syarat ke-2 yaitu 80% juga telah terpenuhi karena kekuatan tingkat ke-1 dari rata-rata kekakuan 3 tingkat di atasnya lebih dari 80%.

4.5. Perencanaan Struktur Kolom CFT

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1 elemen kolom C6, dengan mengacu pada SNI 1729-2015. Direncanakan menggunakan

Komposit CFT dengan profil HSS 550×550×25×25 dan panjang kolom diasumsikan 450 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut:

$d = 550 \text{ mm}$	$I_x = 3141291015.1 \text{ mm}^4$
$b_f = 550 \text{ mm}$	$I_y = 3141291015.1 \text{ mm}^4$
$t_w = 25 \text{ mm}$	$i_x = 189.7 \text{ mm}$
$t_f = 25 \text{ mm}$	$i_y = 189.7 \text{ mm}$
$A_s = 52500 \text{ mm}^2$	$S_x = 11422876.4 \text{ mm}^3$
$A_c = 250000 \text{ mm}^2$	$Z_x = 14688371.1 \text{ mm}^3$

Dari analisa struktur didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut.

$$P_u = 8551.08 \text{ KN}$$

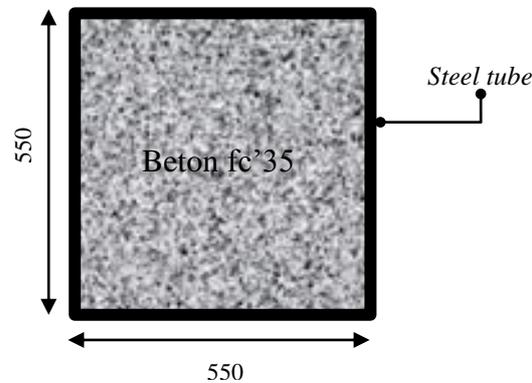
$$M_u = 1902.72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 263.69 \text{ KN}$$

Bahan:

Baja Bj 41, dengan $F_y = 250 \text{ MPa}$ dan $F_u = 410 \text{ MPa}$

Beton $f_c' = 35 \text{ MPa}$



Gambar 4.3: Penampakan komposit CFT dengan profil HSS 550×550×25×25.

1. Kontrol terhadap efek tekuk lokal pada kolom CFT

a. Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$A_s = 52500 \text{ mm}^2 > 1\% \text{ luas total penampang melintang komposit CFT}$$

$$A_s = 52500 \text{ mm}^2 > 0.01 \cdot 302500 = 3025 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$\begin{aligned}
t_{\min} &= b \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot E}} \\
&= 550 \cdot \sqrt{\frac{250}{3 \cdot 200000}} \\
&= 12 \text{ mm} < 25 \text{ mm}
\end{aligned}
\tag{OK}$$

c. Kontrol kuat tekan nominal kolom komposit

❖ Rasio lebar terhadap ketebalan

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{bf}{tf} \\
&= \frac{550}{25} \\
&= 22
\end{aligned}$$

❖ Parameter batas rasio lebar terhadap ketebalan

$$\begin{aligned}
\lambda_p &= 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
&= 2.26 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
&= 64
\end{aligned}$$

Dikarenakan $\lambda < \lambda_p = 22 < 64$, maka penampang dinyatakan kompak
Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
P_{no} &= P_p \\
P_p &= f_y \cdot A_s + C_2 \cdot f_c \left(A_c \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \\
&= 250 \cdot 52500 + 0.85 \cdot 35 \left(250000 \cdot \frac{200000}{27805.6} \right) \\
&= 66621417.99 \text{ N} \\
&= 66621.42 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
\phi P_{no} &\geq P_u \\
0.75 \cdot 66621.42 &= 8551.08 \text{ KN} \\
49966.06 \text{ KN} &> 8551.08 \text{ KN}
\end{aligned}
\tag{OK}$$

d. Kontrol kuat lentur nominal kolom komposit

❖ Rasio lebar terhadap ketebalan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{hf}{tf} \\ &= \frac{450}{25} \\ &= 18\end{aligned}$$

❖ Parameter batas rasio lebar terhadap ketebalan

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3.00 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 84.85\end{aligned}$$

Dikarenakan $\lambda < \lambda_p = 18 < 84.85$, maka penampang dinyatakan kompak karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 250 \cdot 14688371.1 \\ &= 3672092.78 \text{ N.mm} \\ &= 3672.09 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0.9 \cdot 3672.09 = 1902.72 \text{ KN.m}$$

$$3304.88 \text{ KN.m} > 1902.72 \text{ KN.m} \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol terhadap tegangan geser nominal

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Dimana:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{550}{25} = 22 \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69.57 \quad (\text{OK})$$

maka $C_v = 1.0$

$$A_w = 2 \cdot hf \cdot tf = 2 \cdot 550 \cdot 25 = 27500 \text{ mm}^2$$

Tegangan nominal geser

$$\begin{aligned}V_n &= 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0.6 \cdot 250 \cdot 27500 \cdot 1.0 \\ &= 4125000 \text{ N} \\ &= 4125 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0.75 \cdot 4125 = 263.69 \text{ KN}$$

$$3093.75 \text{ KN} > 263.69 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

3. Pengaruh P-delta pada kolom

Pengaruh P-delta pada gaya geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan dalam perhitungan dikarenakan *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. hasil perhitungan disajikan dalam bentuk tabulasi yang dapat dilihat pada subbab Lampiran A.7.

4.6. Perencanaan Sambungan *End-plate* Balok Utama dengan Kolom

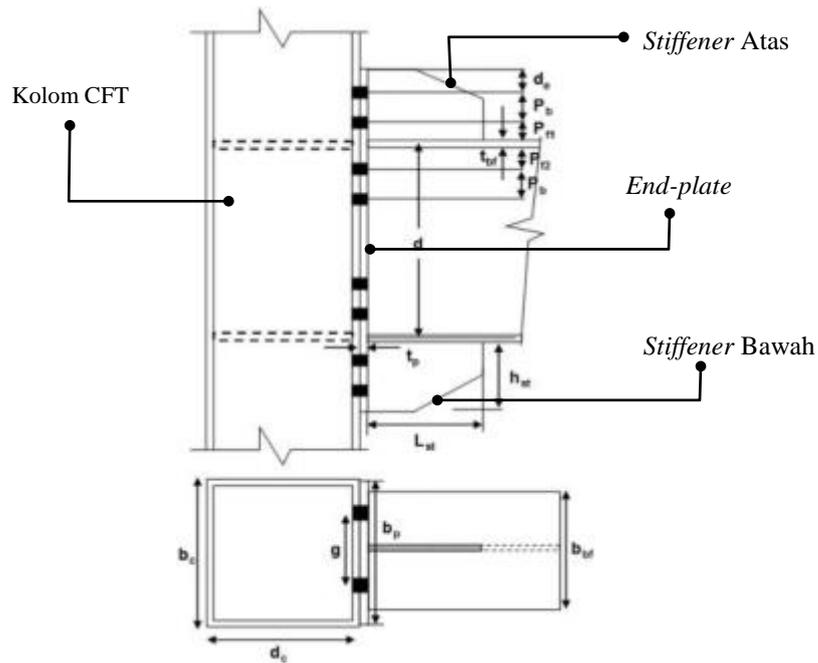
Sambungan balok utama dengan kolom direncanakan dengan sambungan tipe *End-plate connection* berdasarkan standar AISC 358-2010. Pada perencanaan sambungan akan menghubungkan balok utama WF 500×200×10×16 dengan $Z_x = 2096000 \text{ mm}^3$ ke kolom komposit CFT dengan profil HSS 550×550×25×25.

1. Menentukan data-data geometri profil *End-plate*

Direncanakan digunakan baja *End-plate* dengan mutu baja $F_{yp} = 240 \text{ MPa}$ dan $F_{up} = 370 \text{ MPa}$ dan baut ASTM A490 dengan mutu $F_{nt} = 780 \text{ MPa}$ dan $F_{nv} = 579 \text{ MPa}$. Berdasarkan acuan ANSI 385-05 yang telah dijelaskan pada sub bab 2.6.2, direncanakan sambungan *End-plate* dengan konfigurasi sambungan tipe 8ES yang sesuai dengan syarat batas yang disajikan pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Prekualifikasi parameter batas geometri sambungan *End-plate*.

Parameter	8ES			
	Maks	Desain	Min	Cek
t_p	63.5	25	19.1	OK
b_p	381	230	228.6	OK
g	152.4	130	127	OK
P_{f1}, P_{f2}	50.8	50	44.45	OK
P_b	95.25	90	88.9	OK
d	914.4	500	469.9	OK
t_{bf}	25.4	16	15.1	OK
b_{bf}	311.2	200	196.9	OK



Gambar 4.4: Penampakan sambungan *End-plate* dengan tipe 8ES.

2. Menentukan jarak pasang lubang baut

Untuk menentukan jarak vertikal lubang baut harus berdasarkan data-data perencanaan geometri sambungan Tabel 4.7 yaitu didapat:

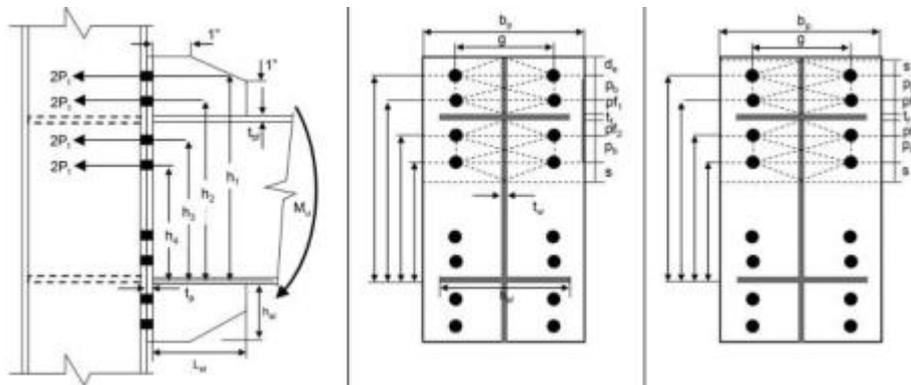
$$h_1 = d + P_{f1} + P_b = 500 + 50 + 90 = 640 \text{ mm}$$

$$h_2 = d + P_{f1} = 500 + 50 = 550 \text{ mm}$$

$$h_3 = d - P_{f2} = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$h_4 = d - (P_{f2} + P_b) = 500 - (50 + 90) = 360 \text{ mm}$$

penggambaran detail jarak vertikal lubang baut dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Detail jarak lubang baut sambungan *End-plate* dengan tipe 8ES.

3. Menentukan momen lentur dimuka pelat

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

Dimana,

$$C_{pr} = \frac{F_{yp} + F_{up}}{2F_{yp}} = \frac{240 + 370}{2 \cdot 240} = 1.2$$

Sehingga didapat momen lentur dimuka pelat:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x \\ &= 1.2 \cdot 1.1 \cdot 240 \cdot 2096000 \\ &= 664012800 \text{ Nmm} \\ &= 664 \text{ KNm} \end{aligned}$$

4. Menentukan diameter baut perlu

$$\begin{aligned} d_b &= \sqrt{\frac{2M_{pr}}{\pi \phi F_{nt} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \\ &= \sqrt{\frac{2(664012800)}{3.14 \cdot 0.9 \cdot 780 \cdot (640 + 550 + 450 + 360)}} \\ &= 17.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil d_b , perlu = 22 mm

5. Kontrol terhadap efek *Prying* akibat kuat Tarik baut.

- Kuat tarik baut

$$\begin{aligned} P_t &= A_b \cdot F_{nt} \\ &= (3.14 \cdot 11^2) \cdot 780 \\ &= 296353.2 \text{ N} \\ &= 296.4 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Momen nominal efek *prying*

$$\begin{aligned} M_n &= 2 \cdot P_t \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \\ &= 2 \cdot 296.4 \cdot (640 + 550 + 450 + 360) \\ &= 1185600 \text{ KNmm} \\ &= 1185.6 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_{pr} \\ 0.75 \cdot 1185.6 &\geq 664 \text{ KNm} \\ 889.2 \text{ KNm} &> 664 \text{ KNm} \end{aligned}$$

(AMAN)

Dinyatakan baut mampu menahan gaya Tarik sehingga aman terhadap efek *prying* pada sambungan.

6. Menghitung tebal *end-plate* minimum

$$t_{p.req} = \sqrt{\frac{1.11M_{pr}}{\phi_b F_{yp} Y_p}}$$

- Parameter jarak dasar, S

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \sqrt{b_p \cdot g} \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{230 \cdot 130} \\ &= 86 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan sub bab 2.6.2 poin 5, apabila $d_e = 90\text{mm} > S = 86$, maka persamaan yang dipakai untuk sambungan tipe 8ES adalah:

$$\begin{aligned} Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[h1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h2 \left(\frac{1}{pf_1} \right) + h3 \left(\frac{1}{pf_2} \right) + h4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ &+ \frac{2}{g} \left[h1 \left(s + \frac{pb}{4} \right) + h2 \left(pf_1 + \frac{3pb}{4} \right) + h3 \left(pf_2 + \frac{pb}{4} \right) + h4 \left(s + \frac{3pb}{4} \right) + \right. \\ &\left. pb^2 \right] + g \\ &= \frac{230}{2} \left[640 \left(\frac{1}{2 \cdot 90} \right) + 550 \left(\frac{1}{50} \right) + 450 \left(\frac{1}{50} \right) + 360 \left(\frac{1}{86} \right) \right] \\ &+ \frac{2}{130} \left[640 \left(86 + \frac{90}{4} \right) + 550 \left(50 + \frac{3 \cdot 90}{4} \right) + 450 \left(50 + \frac{90}{4} \right) + 360 \left(86 + \right. \right. \\ &\left. \left. \frac{3 \cdot 90}{4} \right) + 90^2 \right] + 130 \\ &= 14835 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga, didapat tebal pelat minimum

$$\begin{aligned} t_{p.req} &= \sqrt{\frac{1.11M_{pr}}{\phi_b F_{yp} Y_p}} \\ &= \sqrt{\frac{1.11 \cdot (664012800)}{1.0 \cdot 240 \cdot 14835}} \\ &= 14 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil t_p minimum = 14 mm < t_p rencana = 25 mm (OK)

7. Kontrol terhadap efek *Prying* akibat geser pada pelat sambungan.

$$\begin{aligned} \phi R_{n, shear} &= \phi_n \cdot 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p \\ &= 0.9 \cdot 0.6 \cdot 240 \cdot 230 \cdot 25 \\ &= 745200 \text{ N} \\ &= 745 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= \left[b_p - 2 \left(d_b + \frac{1}{16} \right) \right] t_p \\
 &= \left[230 - 2 \left(22 + \frac{1}{16} \right) \right] 25 \\
 &= 4647 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n,\text{shear}} &= \phi_n 0.6 F_{up} \cdot A_n \\
 &= 0.9 \cdot 0.6 \cdot 370 \cdot 4647 \\
 &= 928445.6 \text{ N} \\
 &= 928.4 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{fu} &= \frac{M_{pr}}{d - t_{bf}} \\
 &= \frac{664012800}{500 - 16} \\
 &= 1371927.3 \text{ N} \\
 &= 1372 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{F_{fu}}{2} &= \frac{1372}{2} \\
 &= 686 \text{ KN} < \phi R_{n,\text{shear}}
 \end{aligned}$$

(AMAN)

Maka pelat dinyatakan aman terhadap efek *Prying* akibat gaya geser yang terjadi pada *End-plate*.

8. Menentukan ketebalan pelat *stiffener*

Direncanakan mutu *stiffener* sama dengan mutu *End-plate*

$$\begin{aligned}
 t_s &= t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \\
 &= 10 \cdot \left(\frac{250}{240} \right) \\
 &= 10.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapat tebal *stiffener* untuk bagian atas dan bawah sambungan sebesar, $t_s = 15 \text{ mm}$.

9. Menentukan panjang *stiffener*

$$\begin{aligned}
 h_{st} &= (d_e + p_b + p_{f1} + t_{bf} + p_{f2}) - (p_{f2} + t_{bf2}) \\
 &= (50 + 90 + 50 + 16 + 50) - (50 + 16) \\
 &= 190 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{st} &= \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \\
 &= \frac{190}{\tan 30^\circ}
 \end{aligned}$$

$$= 329.10 \text{ mm} = 330 \text{ mm}$$

Maka didapat panjang Stiffener adalah 330 mm.

10. Kontrol panjang *stiffener* terhadap tekuk

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{190}{15} \leq 0.56 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$12.7 < 16.17$$

(AMAN)

Dikarenakan $12.7 < 16.17$, maka *stiffener* dinyatakan aman terhadap tekuk

BAB 5

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan mengenai perencanaan kolom komposit CFT beserta sambungannya yang tahan terhadap gempa didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur kolom didapat dimensi kolom:

a. Kolom (Lantai 1-10)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 550×550×25×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang : 55 cm
- Lebar : 55 cm
- Tebal : 2.5 cm

b. Kolom (Lantai 11-20)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 500×50×25×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang : 50 cm
- Lebar : 50 cm
- Tebal : 2.5 cm

c. Kolom (Lantai 21-Roof)

Menggunakan profil baja penampang persegi berongga (*Steel tube*) HSS 450×450×25×25, dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang = 45 cm
- Lebar = 45 cm
- Tebal = 2.5 cm

d. Mutu material penyusun komposit

Jenis struktur kolom komposit baja dan beton dengan klasifikasi mutu masing-masing material sebagai berikut:

- Mutu baja (BJ) 41, dengan tegangan leleh $F_y = 250$ MPa, tegangan ultimate $F_u = 410$ MPa, serta modulus elastisitas 200000 MPa.

- Mutu beton yang digunakan $f'_c = 35$ Mpa
2. Hasil perhitungan sambungan didapat:
- a. Sambungan balok-kolom

Sambungan yang dipakai yaitu tipe sambungan *End-plate* dengan konfigurasi yang dipilih yaitu tipe 8ES yang artinya menggunakan 8 buah baut sisi Tarik dan 8 buah baut sisi desak pada bagian plat sambungan dan ditambah pengaku lateral pada sisi atas dan bawah sambungan. Baut yang digunakan yaitu baut mutu tinggi A490 diameter 22 mm

5.2. Saran

- Perlu dilakukan studi lebih lanjut untuk kedepannya untuk menghasilkan perencanaan struktur yang mempertimbangkan aspek ekonomis dan estetika sehingga hasil perencanaan dapat mendekati kondisi yang sesungguhnya.
- Dikarenakan keterbatasan waktu maka diharapkan untuk studi selanjutnya dapat memperhitungkan struktur yang berhubungan langsung dengan kolom komposit secara lebih lengkap.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction (2005) *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC/ANSI 358-2005*. Chicago: IL.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012*. Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727-2013*. Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729-2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- HU,J.W. (2016) *Smart Connection System Design and Analysis*, CRS PRESS.
- Kementrian Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Beban Gravitasi Perlantai Gedung

Adapun beban mati dan beban hidup yang bekerja pada masing-masing lantai sebagai beban terbagi rata adalah sebagai berikut:

a. Beban Gravitasi pada pelat Lantai 1-29

➤ Beban Mati:

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	53	kg/m ²
- Penutup Lantai Keramik	=	24	kg/m ²
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m ²
- M & E	=	60	kg/m ²
Total Beban Mati	=	<u>155</u>	kg/m ²

➤ Beban Hidup:

- Beban Hidup Perkantoran	=	240	kg/m ²
Total Beban Hidup	=	<u>240</u>	kg/m ²

b. Beban Gravitasi pada Lantai 30 (Atap)

➤ Beban Mati:

- Plafon + penggantung	=	18	kg/m ²
- M & E	=	60	kg/m ²
Total beban mati	=	<u>78</u>	kg/m ²

➤ Beban Hidup:

- Beban Hidup Perkantoran	=	100	kg/m ²
Total Beban Hidup	=	100	kg/m ²

c. Beban Dinding

Beban dinding disajikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok pada masing-masing lantai. Nilai berat dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut.

Data struktur: Bs. Dinding ½ bata = 250 kg/m²

Tinggi lantai 1 = 4.5 m

Tinggi lantai 2-30 = 4.0 m

- Berat dinding lantai 1 = ((1/2·Tinggi lantai 1) + (1/2·Tinggi lantai 2))·250
= ((0.5·4.5) + (0.5·4)) ·250
= 1062.5 kg/m
- Berat dinding lantai 2 = ((1/2·Tinggi lantai 2) + (1/2·Tinggi lantai 3))·250
= ((0.5·4) + (0.5·4)) ·250
= 1000 kg/m
- Berat dinding lantai 3-29 = Berat dinding lantai 2
= 1000 kg/m
- Berat dinding lantai 30 = (1/2·Tinggi lantai 30)·250
= (0.5·4) ·250
= 500 kg/m

A.2. Perhitungan Berat Total Tiap Lantai Gedung

Dari hasil *output* program analisis struktur didapatkan berat sendiri struktur yang direkapitulasi pada Tabel L.1.

Tabel L.1: Rekapitulasi berat sendiri struktur tiap lantai hasil *output* program analisis struktur.

<i>TABLE: Centers of Mass and Rigidity</i>			
<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>
		<i>kgf-s²/m</i>	<i>kgf-s²/m</i>
T1-ROOF	Diaphragm 1	223666.47	223666.47
T1-FLOOR 29	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 28	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 27	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 26	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 25	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 24	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 23	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 22	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 21	Diaphragm 1	275364.47	275364.47
T1-FLOOR 20	Diaphragm 1	284829.02	284829.02
T1-FLOOR 19	Diaphragm 1	295007.16	295007.16

Tabel L.1: Lanjutan.

<i>TABLE: Centers of Mass and Rigidity</i>			
<i>Story</i>	<i>Story</i>	<i>Story</i>	<i>Story</i>
		<i>kgf-s²/m</i>	<i>kgf-s²/m</i>
T1-FLOOR 18	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 17	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 16	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 15	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 14	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 13	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 12	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 11	Diaphragm 1	295007.16	295007.16
T1-FLOOR 10	Diaphragm 1	305336.71	305336.71
T1-FLOOR 9	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 8	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 7	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 6	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 5	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 4	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 3	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 2	Diaphragm 1	316379.84	316379.84
T1-FLOOR 1	Diaphragm 1	325494.75	325494.75
	SUM	8803710.34	8803710.34

a. Berat Lantai 1

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

- (t = 2 cm) = 7 x 7 x 1 x 49 x 53 = 127253 Kg/m
- Penutup lantai keramik = 7 x 7 x 1 x 49 x 24 = 57624 Kg/m
- Plafon + penggantung = 7 x 7 x 1 x 49 x 18 = 43218 Kg/m
- M & E = 7 x 7 x 1 x 49 x 60 = 144060 Kg/m
- Total beban mati = 372155 Kg/m

Beban Hidup:

Berat pelat lantai = 240 x 1225 = 294000 Kg/m

Beban Struktur:

Berat Sendiri struktur = 325495 Kg/m

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\ &+ \text{berat sendiri struktur} \\ &= 785850 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

b. Berat Lantai 2-9

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

$$\begin{aligned} - (t = 2 \text{ cm}) &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 53 = 127253 \text{ Kg/m} \\ - \text{Penutup lantai keramik} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 24 = 57624 \text{ Kg/m} \\ - \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \text{ Kg/m} \\ - \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \text{ Kg/m} \\ - \text{Total beban mati} &= 372155 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai} = 240 \times 1225 = 294000 \text{ Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 316380 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\ &+ \text{berat sendiri struktur} \\ &= 776735 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

c. Berat Lantai 10

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

$$\begin{aligned} - (t = 2 \text{ cm}) &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 53 = 127253 \text{ Kg/m} \\ - \text{Penutup lantai keramik} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 24 = 57624 \text{ Kg/m} \\ - \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \text{ Kg/m} \\ - \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \text{ Kg/m} \\ - \text{Total beban mati} &= 372155 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai} = 240 \times 1225 = 294000 \text{ Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 305337 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\
&+ \text{berat sendiri struktur} \\
&= 765692 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

d. Berat Lantai 11-19

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

$$\begin{aligned}
- (t = 2 \text{ cm}) &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 53 = 127253 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Penutup lantai keramik} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 24 = 57624 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Total beban mati} &= 372155 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai} = 240 \times 1225 = 294000 \quad \text{Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 295007 \quad \text{Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\
&+ \text{berat sendiri struktur} \\
&= 755362 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

e. Berat Lantai 20

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

$$\begin{aligned}
- (t = 2 \text{ cm}) &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 53 = 127253 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Penutup lantai keramik} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 24 = 57624 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Total beban mati} &= 372155 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai} = 240 \times 1225 = 294000 \quad \text{Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 284829 \quad \text{Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\
&+ \text{berat sendiri struktur} \\
&= 745184 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

f. Berat Lantai 21-29

Beban mati:

Spesi Lantai Keramik

$$\begin{aligned}
- (t = 2 \text{ cm}) &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 53 = 127253 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Penutup lantai keramik} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 24 = 57624 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Total beban mati} &= 372155 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai} = 240 \times 1225 = 294000 \quad \text{Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 275364 \quad \text{Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat total lantai} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\
&+ \text{berat sendiri struktur} \\
&= 735719 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

g. Berat Lantai 30 (Roof)

Beban mati:

$$\begin{aligned}
- \text{Plafon} + \text{penggantung} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 18 = 43218 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{M \& E} &= 7 \times 7 \times 1 \times 49 \times 60 = 144060 \quad \text{Kg/m} \\
- \text{Total beban mati} &= 187278 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\text{Berat pelat lantai atap} = 100 \times 1225 = 122500 \quad \text{Kg/m}$$

Berat Struktur:

$$\text{Berat Sendiri struktur} = 223666 \quad \text{Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat total lantai atap} &= \text{Beban mati} + (\text{beban Hidup} \times 0,3) \\
&+ \text{berat sendiri struktur} \\
&= 447694 \quad \text{Kg/m}
\end{aligned}$$

A.3. Perhitungan Tebal Pelat Lantai dan Pelat Atap

1. Tebal Pelat Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3.(c), untuk α_{fm} lebih besar dari 2,0 maka ketebalan ditentukan dengan rumus berikut:

$$h_{min} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \qquad h_{maks} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36}$$

dimana :

h = tebal pelat lantai (mm)

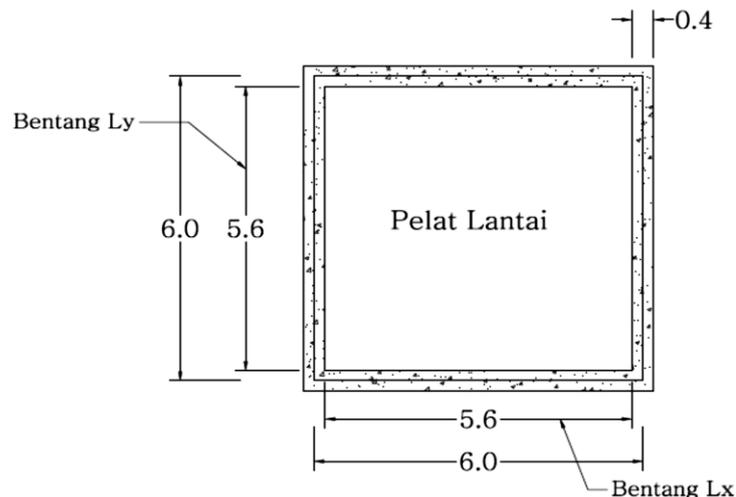
fy = mutu baja tulangan (MPa)

ln = panjang bentang bersih yang diukur muka ke muka tumpuan (mm)

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek sisi pelat lantai

α_{fm} = nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

Pelat yang direncanakan adalah pelat yang memiliki luasan terbesar. Pada pemodelan seluruh pelat memiliki dimensi yang sama yaitu 6 x 6 meter. Berikut gambar detail pelat yang digunakan pada pemodelan.



Gambar L.1: Dimensi pelat lantai (ukuran dalam satuan meter).

- Menentukan nilai rasio kekakuan lentur

$$\alpha_f = \frac{Ecb \times Ib}{Ecs \times Is}$$

dimana:

α_f = rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur lebar pelat lantai

E_{cb} = Modulus elastisitas beton pada balok (MPa)

E_{cs} = Modulus elastisitas beton pada pelat (MPa)

I_b = Momen inersia balok (mm^4)

I_s = Momen inersia pelat (mm^4)

$$\alpha_f = \frac{35 \times 7,2 \times 10^9}{35 \times 1,7 \times 10^9}$$
$$= 4,235$$

Karena pelat memiliki dimensi panjang dan lebar yang sama sehingga α_{fm} adalah sama dengan α_f yaitu 4,235. Sehingga $\alpha_{fm} > 2,0$.

- Menghitung tebal pelat lantai

$$L_x = 5600 \text{ mm}$$

$$L_y = 5600 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{5600 \times (0,8 + \frac{390}{1400})}{36 + 9 \times (\frac{5600}{5600})} = 134,222 \text{ mm}$$

$$h_{maks} = \frac{5600 \times (0,8 + \frac{390}{1400})}{36} = 167,778 \text{ mm}$$

Disebabkan pemasangan balok anak (*Second beam*), maka dipakai tebal pelat lantai 130 mm .

2. Tebal Pelat Atap

Tebal pelat atap dipakai sama dengan tebal pelat lantai yaitu 130 mm.

A.4. Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekuivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012. Nilai gaya geser dasar metode statik ekuivalen masing-masing arah disajikan pada Tabel L.2 dan L.3 dibawah ini.

Tabel L.2: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Top	120.5	2194.1681	256752005.0	0.0877	298.8806	298.8806
29	116.5	2701.3255	291147926.5	0.0995	338.9203	637.8008
28	112.5	2701.3255	267398445.8	0.0914	311.2739	949.0747
27	108.5	2701.3255	244830792.1	0.0836	285.0033	1234.0780
26	104.5	2701.3255	223426476.0	0.0763	260.0869	1494.1649
25	100.5	2701.3255	203166619.2	0.0694	236.5027	1730.6676
24	96.5	2701.3255	184031930.5	0.0629	214.2284	1944.8960
23	92.5	2701.3255	166002680.4	0.0567	193.2408	2138.1369
22	88.5	2701.3255	149058671.5	0.0509	173.5166	2311.6535
21	84.5	2701.3255	133179207.1	0.0455	155.0316	2466.6851
20	80.5	2794.1727	122410623.4	0.0418	142.4961	2609.1812
19	76.5	2894.0202	111984777.0	0.0383	130.3595	2739.5407
18	72.5	2894.0202	98255026.9	0.0336	114.3770	2853.9177
17	68.5	2894.0202	85570870.7	0.0292	99.6116	2953.5293
16	64.5	2894.0202	73906774.5	0.0252	86.0336	3039.5629
15	60.5	2894.0202	63236347.7	0.0216	73.6123	3113.1752
14	56.5	2894.0202	53532257.6	0.0183	62.3160	3175.4912
13	52.5	2894.0202	44766129.6	0.0153	52.1115	3227.6027
12	48.5	2894.0202	36908429.7	0.0126	42.9645	3270.5671
11	44.5	2894.0202	29928322.2	0.0102	34.8390	3305.4062
10	40.5	2995.3531	24626616.0	0.0084	28.6674	3334.0736
9	36.5	3103.6862	19808066.3	0.0068	23.0582	3357.1318
8	32.5	3103.6862	14930341.3	0.0051	17.3802	3374.5120
7	28.5	3103.6862	10843075.1	0.0037	12.6222	3387.1342
6	24.5	3103.6862	7502254.8	0.0026	8.7332	3395.8674
5	20.5	3103.6862	4860202.2	0.0017	5.6577	3401.5251
4	16.5	3103.6862	2864573.4	0.0010	3.3346	3404.8597
3	12.5	3103.6862	1456807.4	0.0005	1.6958	3406.5556
2	8.5	3103.6862	569478.9	0.0002	0.6629	3407.2185
1	4.5	3193.1035	124483.6	0.0000	0.1449	3407.3634
Total	-	86364.3984	2927080212.4	1.0000	3407.3634	-

Tabel L.3: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Top	120.5	2194.1681	256752005.0	0.0877	298.8806	298.8806
29	116.5	2701.3255	291147926.5	0.0995	338.9203	637.8008
28	112.5	2701.3255	267398445.8	0.0914	311.2739	949.0747
27	108.5	2701.3255	244830792.1	0.0836	285.0033	1234.0780
26	104.5	2701.3255	223426476.0	0.0763	260.0869	1494.1649
25	100.5	2701.3255	203166619.2	0.0694	236.5027	1730.6676
24	96.5	2701.3255	184031930.5	0.0629	214.2284	1944.8960
23	92.5	2701.3255	166002680.4	0.0567	193.2408	2138.1369
22	88.5	2701.3255	149058671.5	0.0509	173.5166	2311.6535
21	84.5	2701.3255	133179207.1	0.0455	155.0316	2466.6851
20	80.5	2794.1727	122410623.4	0.0418	142.4961	2609.1812
19	76.5	2894.0202	111984777.0	0.0383	130.3595	2739.5407
18	72.5	2894.0202	98255026.9	0.0336	114.3770	2853.9177
17	68.5	2894.0202	85570870.7	0.0292	99.6116	2953.5293
16	64.5	2894.0202	73906774.5	0.0252	86.0336	3039.5629
15	60.5	2894.0202	63236347.7	0.0216	73.6123	3113.1752
14	56.5	2894.0202	53532257.6	0.0183	62.3160	3175.4912
13	52.5	2894.0202	44766129.6	0.0153	52.1115	3227.6027
12	48.5	2894.0202	36908429.7	0.0126	42.9645	3270.5671
11	44.5	2894.0202	29928322.2	0.0102	34.8390	3305.4062
10	40.5	2995.3531	24626616.0	0.0084	28.6674	3334.0736
9	36.5	3103.6862	19808066.3	0.0068	23.0582	3357.1318
8	32.5	3103.6862	14930341.3	0.0051	17.3802	3374.5120
7	28.5	3103.6862	10843075.1	0.0037	12.6222	3387.1342
6	24.5	3103.6862	7502254.8	0.0026	8.7332	3395.8674
5	20.5	3103.6862	4860202.2	0.0017	5.6577	3401.5251
4	16.5	3103.6862	2864573.4	0.0010	3.3346	3404.8597
3	12.5	3103.6862	1456807.4	0.0005	1.6958	3406.5556
2	8.5	3103.6862	569478.9	0.0002	0.6629	3407.2185
1	4.5	3193.1035	124483.6	0.0000	0.1449	3407.3634
Total	-	86364.3984	2927080212.4	1.0000	3407.3634	-

A.5. Koreksi Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang dalam kategori desain seismik D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan

yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel L.4.

Tabel L.4: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	kN	kN	Base Shear	Base Shear		
Top	298.8806	298.8806	1192.57719	1192.57719	NOT OK	NOT OK
29	637.8008	637.8008	1192.57719	1192.57719	NOT OK	NOT OK
28	949.0747	949.0747	1192.57719	1192.57719	NOT OK	NOT OK
27	1234.0780	1234.0780	1192.57719	1192.57719	OK	OK
26	1494.1649	1494.1649	1192.57719	1192.57719	OK	OK
25	1730.6676	1730.6676	1192.57719	1192.57719	OK	OK
24	1944.8960	1944.8960	1192.57719	1192.57719	OK	OK
23	2138.1369	2138.1369	1192.57719	1192.57719	OK	OK
22	2311.6535	2311.6535	1192.57719	1192.57719	OK	OK
21	2466.6851	2466.6851	1192.57719	1192.57719	OK	OK
20	2609.1812	2609.1812	1192.57719	1192.57719	OK	OK
19	2739.5407	2739.5407	1192.57719	1192.57719	OK	OK
18	2853.9177	2853.9177	1192.57719	1192.57719	OK	OK
17	2953.5293	2953.5293	1192.57719	1192.57719	OK	OK
16	3039.5629	3039.5629	1192.57719	1192.57719	OK	OK
15	3113.1752	3113.1752	1192.57719	1192.57719	OK	OK
14	3175.4912	3175.4912	1192.57719	1192.57719	OK	OK
13	3227.6027	3227.6027	1192.57719	1192.57719	OK	OK
12	3270.5671	3270.5671	1192.57719	1192.57719	OK	OK
11	3305.4062	3305.4062	1192.57719	1192.57719	OK	OK
10	3334.0736	3334.0736	1192.57719	1192.57719	OK	OK
9	3357.1318	3357.1318	1192.57719	1192.57719	OK	OK
8	3374.5120	3374.5120	1192.57719	1192.57719	OK	OK
7	3387.1342	3387.1342	1192.57719	1192.57719	OK	OK
6	3395.8674	3395.8674	1192.57719	1192.57719	OK	OK
5	3401.5251	3401.5251	1192.57719	1192.57719	OK	OK
4	3404.8597	3404.8597	1192.57719	1192.57719	OK	OK
3	3406.5556	3406.5556	1192.57719	1192.57719	OK	OK
2	3407.2185	3407.2185	1192.57719	1192.57719	OK	OK
1	3407.3634	3407.3634	1192.57719	1192.57719	OK	OK
BASE	0	0	0	0	0	0

Dari Tabel L.4, gaya geser pada lantai 27 sampai 30 dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan *software* analisis struktur adalah 1,3.

A.6. Gaya Geser pada Setiap Lantai

Nilai gaya geser pada setiap lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel L.5.

Tabel L.5: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

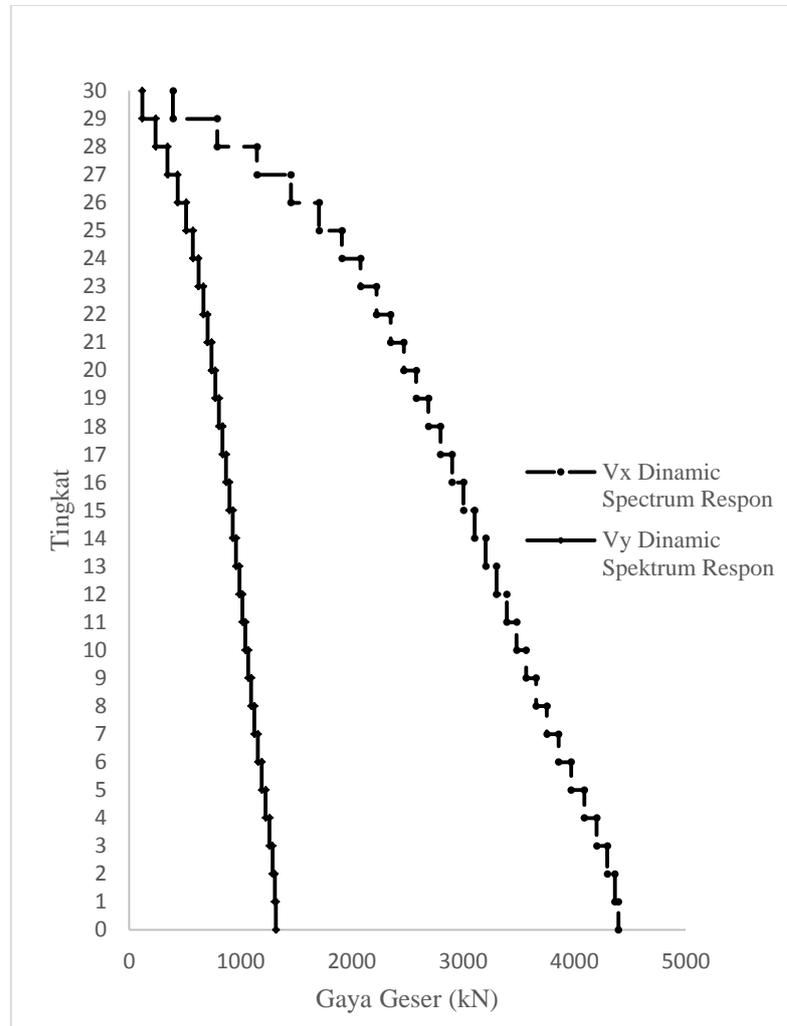
<i>TABLE: Story Response</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i>	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i>	<i>Y-Dir</i>
	m		KN	KN
ROOF	120.5	Top	394.5904	118.3813
		Bottom	394.5904	118.3813
FLOOR 29	116.5	Top	791.9267	237.5864
		Bottom	791.9267	237.5864
FLOOR 28	112.5	Top	1147.828	344.3602
		Bottom	1147.828	344.3602
FLOOR 27	108.5	Top	1453.096	435.9431
		Bottom	1453.096	435.9431
FLOOR 26	104.5	Top	1705.907	511.7885
		Bottom	1705.907	511.7885
FLOOR 25	100.5	Top	1911.477	573.4606
		Bottom	1911.477	573.4606
FLOOR 24	96.5	Top	2079.929	623.9966
		Bottom	2079.929	623.9966
FLOOR 23	92.5	Top	2222.921	666.8946
		Bottom	2222.921	666.8946
FLOOR 22	88.5	Top	2350.238	705.0904
		Bottom	2350.238	705.0904
FLOOR 21	84.5	Top	2467.794	740.358
		Bottom	2467.794	740.358
FLOOR 20	80.5	Top	2579.453	773.8569
		Bottom	2579.453	773.8569
FLOOR 19	76.5	Top	2689.906	806.9945
		Bottom	2689.906	806.9945
FLOOR 18	72.5	Top	2689.906	806.9945

Tabel L.5: Lanjutan.

TABLE: Story Response

<i>Story</i>	<i>Elevation</i>	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i>	<i>Y-Dir</i>
	m		KN	KN
		Bottom	2797.286	839.2098
FLOOR 17	68.5	Top	2797.286	839.2098
		Bottom	2901.66	870.5237
FLOOR 16	64.5	Top	2901.66	870.5237
		Bottom	3003.845	901.1806
FLOOR 15	60.5	Top	3003.845	901.1806
		Bottom	3104.654	931.4244
FLOOR 14	56.5	Top	3104.654	931.4244
		Bottom	3204.029	961.2381
FLOOR 13	52.5	Top	3204.029	961.2381
		Bottom	3300.802	990.271
FLOOR 12	48.5	Top	3300.802	990.271
		Bottom	3393.38	1018.045
FLOOR 11	44.5	Top	3393.38	1018.045
		Bottom	3481.064	1044.351
FLOOR 10	40.5	Top	3481.064	1044.351
		Bottom	3566.555	1069.998
FLOOR 9	36.5	Top	3566.555	1069.998
		Bottom	3656.067	1096.852
FLOOR 8	32.5	Top	3656.067	1096.852
		Bottom	3752.343	1125.734
FLOOR 7	28.5	Top	3752.343	1125.734
		Bottom	3857.879	1157.395
FLOOR 6	24.5	Top	3857.879	1157.395
		Bottom	3971.966	1191.622
FLOOR 5	20.5	Top	3971.966	1191.622
		Bottom	4089.572	1226.905
FLOOR 4	16.5	Top	4089.572	1226.905
		Bottom	4201.653	1260.531
FLOOR 3	12.5	Top	4201.653	1260.531
		Bottom	4296.873	1289.098
FLOOR 2	8.5	Top	4296.873	1289.098
		Bottom	4364.221	1309.303
FLOOR 1	4.5	Top	4364.221	1309.303
		Bottom	4396.718	1319.053
BASEMENT	0	Top	4396.718	1319.053
		Bottom	0	0

Untuk melihat tren pergerakan grafik gaya geser lantai pada masing-masing arah gempa dapat dilihat pada Gambar L.2 dibawah ini.



Gambar L.2: Diagram gaya geser pada tiap lantai arah x dan y terhadap ketinggian struktur gedung (SNI 1726-2012).

Gambar L.2, menunjukkan hasil distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa dengan metode respons spektrum hasil *output* program analisis struktur.

A.7. Simpangan Antar Lantai

Berikut ini adalah nilai perpindahan dan simpangan antar lantai untuk setiap arah gempa yang disajikan pada Tabel L.6 dan L.7 sebagai berikut.

Diketahui data-data:

C_d = Faktor pembesaran defleksi	=	5,5
I_e = Faktor keutamaan gedung	=	1
Tinggi Gedung (m)	=	120,5
R = Faktor reduksi gempa	=	8
ρ = Redundansi	=	1,3

Tabel L.6: Nilai simpangan antar lantai akibat gempa x.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e * C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat (Δa)
		X	Y	X	Y	X	Y	$\Delta a / \rho$
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
30	4	0,026	0,086	0,146	0,475	0,002	0,006	0,062
29	4	0,026	0,085	0,144	0,469	0,002	0,007	0,062
28	4	0,026	0,084	0,141	0,462	0,003	0,009	0,062
27	4	0,025	0,082	0,139	0,453	0,003	0,010	0,062
26	4	0,025	0,081	0,136	0,443	0,003	0,011	0,062
25	4	0,024	0,078	0,132	0,432	0,004	0,012	0,062
24	4	0,023	0,076	0,129	0,420	0,004	0,013	0,062
23	4	0,023	0,074	0,125	0,406	0,004	0,014	0,062
22	4	0,022	0,071	0,120	0,392	0,005	0,015	0,062
21	4	0,021	0,069	0,116	0,377	0,005	0,016	0,062
20	4	0,020	0,066	0,111	0,362	0,005	0,015	0,062
19	4	0,019	0,063	0,106	0,347	0,005	0,015	0,062
18	4	0,018	0,060	0,102	0,332	0,005	0,016	0,062
17	4	0,018	0,057	0,097	0,316	0,005	0,017	0,062
16	4	0,017	0,054	0,092	0,299	0,005	0,017	0,062
15	4	0,016	0,051	0,086	0,282	0,005	0,018	0,062
14	4	0,015	0,048	0,081	0,265	0,006	0,018	0,062
13	4	0,014	0,045	0,076	0,246	0,006	0,019	0,062
12	4	0,013	0,041	0,070	0,228	0,006	0,019	0,062
11	4	0,012	0,038	0,064	0,209	0,006	0,019	0,062
10	4	0,011	0,034	0,058	0,190	0,006	0,018	0,062
9	4	0,010	0,031	0,053	0,172	0,006	0,018	0,062
8	4	0,009	0,028	0,047	0,153	0,006	0,019	0,062
7	4	0,007	0,024	0,041	0,135	0,006	0,019	0,062
6	4	0,006	0,021	0,035	0,115	0,006	0,020	0,062
5	4	0,005	0,017	0,029	0,096	0,006	0,020	0,062
4	4	0,004	0,014	0,023	0,076	0,006	0,020	0,062

Tabel L.6: Lanjutan.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δe)		Perpindahan Total ($\delta e * C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat (Δa)
		X	Y	X	Y	X	Y	$\Delta a / \rho$
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3	4	0,003	0,010	0,017	0,056	0,006	0,020	0,062
2	4	0,002	0,006	0,011	0,036	0,006	0,020	0,062
1	4,5	0,001	0,003	0,005	0,016	0,005	0,016	0,069
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel L.7: Nilai simpangan antar lantai akibat gempa y.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δe)		Perpindahan Total ($\delta e * C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat (Δa)
		X	Y	X	Y	X	Y	$\Delta a / \rho$
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
30	4	0,026	0,086	0,146	0,475	0,002	0,006	0,062
29	4	0,026	0,085	0,144	0,469	0,002	0,007	0,062
28	4	0,026	0,084	0,141	0,462	0,003	0,009	0,062
27	4	0,025	0,082	0,139	0,453	0,003	0,010	0,062
26	4	0,025	0,081	0,136	0,443	0,003	0,011	0,062
25	4	0,024	0,078	0,132	0,432	0,004	0,012	0,062
24	4	0,023	0,076	0,129	0,420	0,004	0,013	0,062
23	4	0,023	0,074	0,125	0,406	0,004	0,014	0,062
22	4	0,022	0,071	0,120	0,392	0,005	0,015	0,062
21	4	0,021	0,069	0,116	0,377	0,005	0,016	0,062
20	4	0,020	0,066	0,111	0,362	0,005	0,015	0,062
19	4	0,019	0,063	0,106	0,347	0,005	0,015	0,062
18	4	0,018	0,060	0,102	0,332	0,005	0,016	0,062
17	4	0,018	0,057	0,097	0,316	0,005	0,017	0,062
16	4	0,017	0,054	0,092	0,299	0,005	0,017	0,062
15	4	0,016	0,051	0,086	0,282	0,005	0,018	0,062
14	4	0,015	0,048	0,081	0,265	0,006	0,018	0,062
13	4	0,014	0,045	0,076	0,246	0,006	0,019	0,062
12	4	0,013	0,041	0,070	0,228	0,006	0,019	0,062
11	4	0,012	0,038	0,064	0,209	0,006	0,019	0,062
10	4	0,011	0,034	0,058	0,190	0,006	0,018	0,062
9	4	0,010	0,031	0,053	0,172	0,006	0,018	0,062
8	4	0,009	0,028	0,047	0,153	0,006	0,019	0,062
7	4	0,007	0,024	0,041	0,135	0,006	0,019	0,062
6	4	0,006	0,021	0,035	0,115	0,006	0,020	0,062
5	4	0,005	0,017	0,029	0,096	0,006	0,020	0,062

Tabel L.7: Lanjutan.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat (Δ_a)
		X	Y	X	Y	X	Y	Δ_a / ρ
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3	4	0,003	0,010	0,017	0,056	0,006	0,020	0,062
2	4	0,002	0,006	0,011	0,036	0,006	0,020	0,062
1	4,5	0,001	0,003	0,005	0,016	0,005	0,016	0,069
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Dari Tabel L.6 dan L.7 menunjukkan nilai simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) pada masing masing arah gempa x dan y telah memenuhi syarat yaitu tidak melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a)

A.7. Pengaruh P-delta

Berdasarkan SNI 1726-2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y disajikan pada Tabel L.8 dan L.9.

Tabel L.8: Kontrol kolom terhadap pengaruh P-delta arah x.

Tingkat	Tinggi (m)	Storey Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
30	120,5	0,006	298,881	2194,168	2194,168	0,000065	OKE
29	116,5	0,007	637,801	2701,325	4895,494	0,000087	OKE
28	112,5	0,009	949,075	2701,325	7596,819	0,000112	OKE
27	108,5	0,010	1234,078	2701,325	10298,144	0,000139	OKE
26	104,5	0,011	1494,165	2701,325	12999,470	0,000168	OKE
25	100,5	0,012	1730,668	2701,325	15700,795	0,000200	OKE
24	96,5	0,013	1944,896	2701,325	18402,121	0,000235	OKE
23	92,5	0,014	2138,137	2701,325	21103,446	0,000273	OKE
22	88,5	0,015	2311,653	2701,325	23804,772	0,000315	OKE
21	84,5	0,016	2466,685	2701,325	26506,097	0,000362	OKE
20	80,5	0,015	2609,181	2794,173	29300,270	0,000373	OKE
19	76,5	0,015	2739,541	2894,020	32194,290	0,000427	OKE
18	72,5	0,016	2853,918	2894,020	35088,310	0,000491	OKE

Tabel L.8: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi (m)	Storey Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
17	68,5	0,016	2953,529	2894,020	37982,331	0,000563	OKE
16	64,5	0,017	3039,563	2894,020	40876,351	0,000646	OKE
15	60,5	0,018	3113,175	2894,020	43770,371	0,000742	OKE
14	56,5	0,018	3175,491	2894,020	46664,391	0,000854	OKE
13	52,5	0,019	3227,603	2894,020	49558,411	0,000985	OKE
12	48,5	0,019	3270,567	2894,020	52452,432	0,001140	OKE
11	44,5	0,019	3305,406	2894,020	55346,452	0,001324	OKE
10	40,5	0,018	3334,074	2995,353	58341,805	0,001413	OKE
9	36,5	0,018	3357,132	3103,686	61445,491	0,001675	OKE
8	32,5	0,019	3374,512	3103,686	64549,178	0,002011	OKE
7	28,5	0,019	3387,134	3103,686	67652,864	0,002449	OKE
6	24,5	0,020	3395,867	3103,686	70756,550	0,003035	OKE
5	20,5	0,020	3401,525	3103,686	73860,236	0,003851	OKE
4	16,5	0,020	3404,860	3103,686	76963,922	0,005048	OKE
3	12,5	0,020	3406,556	3103,686	80067,609	0,006959	OKE
2	8,5	0,020	3407,218	3103,686	83171,295	0,010327	OKE
1	4,5	0,016	3407,363	3193,103	86364,398	0,016509	OKE

Tabel L.7: Kontrol kolom terhadap pengaruh P-delta arah y.

Tingkat	Tinggi (m)	Storey Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
30	120,5	0,006	298,881	2194,168	2194,168	0,000065	OKE
29	116,5	0,007	637,801	2701,325	4895,494	0,000087	OKE
28	112,5	0,009	949,075	2701,325	7596,819	0,000112	OKE
27	108,5	0,010	1234,078	2701,325	10298,144	0,000139	OKE
26	104,5	0,011	1494,165	2701,325	12999,470	0,000168	OKE
25	100,5	0,012	1730,668	2701,325	15700,795	0,000200	OKE
24	96,5	0,013	1944,896	2701,325	18402,121	0,000235	OKE
23	92,5	0,014	2138,137	2701,325	21103,446	0,000273	OKE
22	88,5	0,015	2311,653	2701,325	23804,772	0,000315	OKE
21	84,5	0,016	2466,685	2701,325	26506,097	0,000362	OKE
20	80,5	0,015	2609,181	2794,173	29300,270	0,000373	OKE
19	76,5	0,015	2739,541	2894,020	32194,290	0,000427	OKE
18	72,5	0,016	2853,918	2894,020	35088,310	0,000491	OKE

Tabel L.8: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	<i>Stability Ratio</i> (θ_x)	Cek
17	68,5	0,016	2953,529	2894,020	37982,331	0,000563	OKE
16	64,5	0,017	3039,563	2894,020	40876,351	0,000646	OKE
15	60,5	0,018	3113,175	2894,020	43770,371	0,000742	OKE
14	56,5	0,018	3175,491	2894,020	46664,391	0,000854	OKE
13	52,5	0,019	3227,603	2894,020	49558,411	0,000985	OKE
12	48,5	0,019	3270,567	2894,020	52452,432	0,001140	OKE
11	44,5	0,019	3305,406	2894,020	55346,452	0,001324	OKE
10	40,5	0,018	3334,074	2995,353	58341,805	0,001413	OKE
9	36,5	0,018	3357,132	3103,686	61445,491	0,001675	OKE
8	32,5	0,019	3374,512	3103,686	64549,178	0,002011	OKE
7	28,5	0,019	3387,134	3103,686	67652,864	0,002449	OKE
6	24,5	0,020	3395,867	3103,686	70756,550	0,003035	OKE
5	20,5	0,020	3401,525	3103,686	73860,236	0,003851	OKE
4	16,5	0,020	3404,860	3103,686	76963,922	0,005048	OKE
3	12,5	0,020	3406,556	3103,686	80067,609	0,006959	OKE
2	8,5	0,020	3407,218	3103,686	83171,295	0,010327	OKE
1	4,5	0,016	3407,363	3193,103	86364,398	0,016509	OKE

Berdasarkan Tabel L.6 dan L.7, menunjukkan bahwa efek P-delta dapat diabaikan karena syarat *stability ratio* (θ_x) harus lebih kecil dari 0,1 telah terpenuhi untuk masing-masing arah x dan y gedung.

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Abdi Gunawan
Nama Panggilan : Abdi
Tempat, Tanggal Lahir : Tebing Tinggi, 11 Maret 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Dusun V, Desa Paya lombang, Kec. Tebing tinggi,
Kab. Serdang bedagai, Prov. Sumatera Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Mujiono
Ibu : Nurliyah
No. Telp : 0823-6448-7640
Email : updigunawan@yahoo.co.id

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Negeri 107461 Paya Lombang	Tahun Lulus 2007
2. SMP Negeri 1 Tebing Tinggi	Tahun Lulus 2010
3. SMK Negeri 4 Tebing Tinggi	Tahun Lulus 2013
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2013 – Selesai