

TUGAS AKHIR

**ANALISA DEFORMASI TIDAK LINEAR STRUKTUR
SRPMK BAJA DENGAN BRACING KONSENTRIS
BERDASARKAN GABUNGAN METODE PUSHOVER
DAN METODE RESPON RIWAYAT WAKTU LINEAR**

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

Disusun Oleh:

NINIK GUSNI SITOMPUL
1607210241P



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ninik Gusni Sitompul

NPM : 1607210241P

Program Studi : Teknik Sipil

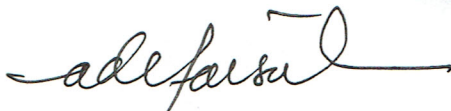
Judul Skripsi : Analisa Deformasi Tidak Linear Struktur SRPMK Baja
Dengan Bracing Konsentris Berdasarkan Gabungan Metode
Pushover Dan Metode Respon Riwayat Waktu Linear

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

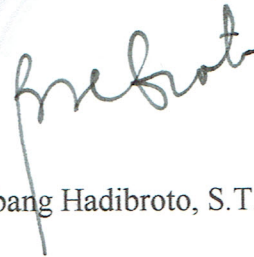
Medan, 23 Maret 2019

Pembimbing I



Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc

Pembimbing II



Bambang Hadibroto, S.T., M.T.

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ninik Gusni Sitompul

NPM : 1607210241P

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Deformasi Tidak Linear Struktur SRPMK Baja
Dengan Bracing Konsentris Berdasarkan Gabungan Metode
Pushover Dan Metode Respon Riwayat Waktu Linear

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, Maret 2019

Mengetahui dan menyetujui:

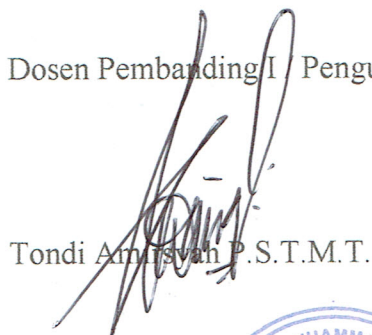
Dosen Pembimbing I / Penguji


Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc

Dosen Pembimbing II/Penguji


Bambang Hadibroto, S.T.M.T.

Dosen Pembimbing I / Penguji


Tondi Amrisyah, S.T.M.T.

Dosen Pembimbing II/Penguji


DR. Fahrizal Z. S.T. M.Sc



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zurkarnain, S.T., M.Sc.

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Ninik Gusni Sitompul

Tempat /Tanggal Lahir: Sipange, 04 Januari 1991

NPM : 1607210241P

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisa Deformasi Tidak Linear Struktur SRPMK Baja Dengan Bracing Konsentris Berdasarkan Gabungan Metode Pushover Dan Metode Respon Riwayat Waktu Linear”,

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, Maret 2019

Saya yang menyatakan,



Ninik Gusni Sitompul

ABSTRAK

ANALISA DEFORMASI TIDAK LINEAR STRUKTUR SRPMK BAJA DENGAN BRACING KONSENTRIS BERDASARKAN GABUNGAN METODE PUSHOVER DAN METODE RESPON RIWAYAT WAKTU LINEAR

Ninik Gusni Sitompul

1607210241P

Dr. Ade Faisal, ST., MSc

Bambang Hadibroto, ST., MT

Indonesia merupakan negara yang rawan terhadap bencana gempa bumi, oleh karena itu Indonesia memiliki peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur yang terbaru SNI 1726-2012. Tugas Akhir ini bertujuan untuk mengetahui nilai simpangan, gaya dalam, dimensi struktur, berat struktur, & bentuk deformasi tidak linear pada bangunanstruktur SRPMK baja dengan bracing konsentris berdasarkan gabungan metode pushover dan metode respon riwayat waktu linear yang direncanakan dengan tinggi gedung 15 meter. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus. Model pertama (Model 1) direncanakan gedung berlantai 4, Model yang sama dengan *static ekivalen*, *respon spektrum*, *metode pushover*, dan dengan *respon riwayat waktu linear*. Gedung difungsikan sebagai perkantoran yang terletak di Kota Medan Provinsi Sumatera Utara dengan kondisi tanah sedang. Konstruksi kolom dan balok menggunakan struktur baja HBeam & IWF dan lantai menggunakan plat beton. Nilai simpangan analisa respon spektrum pada tingkat paling atas gedung Model 1 ($X = 0,007711$ m, $Y = 0,002313$ m). Nilai simpangan analisa pushover pada tingkat paling atas gedung Model 1 ($X = 0,60$ m, $Y = 0,60$ m). Nilai simpangan analisa riwayat waktu pada tingkat paling atas gedung Model 1 ($X = 0,63$ m, $Y = 0,63$ m).

Kata kunci: SRPMK, bresing, simpangan, gaya dalam, dimensi struktur, berat struktur, dan deformasi,

ABSTRACT

ANALYSIS OF DEFORMATION OF LINEAR STEEL SRPMK STRUCTURE WITH CONCENTRIC BRACING BASED ON COMBINED PUSHOVER METHOD AND LINEAR TIME HISTORY RESPONSE METHOD

Ninik Gusni Sitompul

1607210241P

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Bambang Hadibroto, ST., MT

Indonesia is a country prone to earthquake disasters, therefore Indonesia has an earthquake resistance planning regulation for the latest structure of SNI 1726-2012. This final project aims to determine the deviation values, internal forces, structural dimensions, structural weights, & nonlinear deformation forms in steel SRPMK structures with concentric bracing based on a combination of pushover methods and linear time history response methods planned for 15-meter building height. The structural system used is a special moment bearer frame system. The first model (Model 1) is planned for a 4-storey building, the same model with static equivalents, spectrum responses, pushover methods, and with linear time history responses. The building functions as an office located in Medan City, North Sumatra Province with moderate land conditions. The construction of columns and beams uses HBeam & IWF steel structures and floors using concrete plates. The deviation value of spectrum response analysis at the uppermost level of the Model 1 building ($X = 0.007711$ m, $Y = 0.002313$ m). Value of pushover analysis deviation at the uppermost level of Model 1 building ($X = 0.60$ m, $Y = 0.60$ m). The deviation value of time history analysis at the topmost level of the Model 1 building ($X = 0.63$ m, $Y = 0.63$ m).

Keywords: SRPMK, bresing, deviation, internal force, structural dimensions, structure weight, and deformation,

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 “Analisa Deformasi Tidak Linear Struktur SRPMK Baja Dengan Bracing Konsentris Berdasarkan Gabungan Metode Pushover Dan Metode Respon Riwayat Waktu Linear ”sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Dr. Ade Faisal ST., MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
2. Bapak Bambang Hadibroto ST., MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah P.S.T.M.T. selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak DR. Fahrizal Z. S.T. M.Sc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Ibu Hj. Irma Dewi, ST., selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipil kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Aliaman Sitompul dan Bisna Panggabean, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Tri Fauzan, M. Aditya Putra Panjaitan, Roni Syahputra, Rozali, Sahril. A. ST., Firman, Riki, 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, Maret 2019

Ninik Gusni Sitompul

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR GAMBAR	xxiv
DAFTAR NOTASI	xxix
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Permasalahan	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.5.1. Manfaat teoritis	4
1.5.2. Manfaat praktis	4
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. Umum	6
2.2. Struktur Baja Dengan Bracing	7
2.2.1 Sistem Rangka Bracing Konsentrik (SRBK)	8
2.2.2 Sistem Rangka Bracing Eksentrik (SRBE)	9
2.2.3 Elemen <i>Link</i>	10
2.3. Analisis Statik Non-Linier (Pushover Analysis)	11
2.3.1. Kurva Kapasitas (Kurva Pushover)	11
2.4. Teori Gempa	13
2.4.1 Mekanisme Gempa Bumi	13
2.4.2. Ground Motion (Pergerakan Tanah)	14
2.4.2.1. Gempa Dekat (Near Field)	15

2.4.2.2. Gempa Jauh (Far Field)	16
2.4.3 Analisis Dinamik	17
2.4.3.1. Analisis Dinamik Linear	17
2.4.3.2 Analisis Dinamik Nonlinear	18
2.5 Bangunan Tahan Gempa	18
2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa	18
2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	
2.5.2.1. Kekuatan (Strenght)	21
2.5.2.2. Kekakuan (Stiffness)	21
2.5.3. Konsep Strong Column Weak Beam	23
2.5.4. Struktur Portal Terbuka (<i>Open Moment Resisting Frame</i>)	24
2.6. Model Histeresis Untuk Kurva Backbone	25
2.6.1. Rotasi Leleh ((θ_y))	27
2.7. Daktilitas	27
2.7.1. Daktilitas Tegangan (Strain Ductility)	28
2.7.2. Daktilitas Lendutan (Displacement Ductility)	28
2.7.3. Daktilitas Lengkungan (Curvature Ductility)	28
2.7.4. Daktilitas Rotasi (Rotation Ductility)	29
2.8. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)	30
2.8.1. Peta Wilayah Gempa	30
2.8.2. Klasifikasi Situs	30
2.8.3. Respon Spektrum Desain	30
2.8.4. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	34
2.8.5. Kategori Desain Seismik	36
2.8.6. Faktor-R dan Struktur Penahan Gaya Seismik	36
2.8.7. Perioda Alami Struktur	37
2.8.8. Gaya Geser Dasar Seismik	39
2.8.9. Analisis Respon Dinamik	40
2.8.10. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	41

BAB 3PEMODELAN STRUKTUR	46
3.1. Metodologi Penelitian	46
3.2. Tinjauan Umum	47
3.3. Faktor Respon Gempa (C)	47
3.4. Pemodelan Dan Analisa Struktur	50
3.4.1.PemodelanStruktur	50
3.4.1.1.Data Perencanaan Sstruktur	52
3.4.1.2.Faktor Keutamaan Struktur	52
3.4.1.3.NilaiWaktu Getar Alami Fundamental	52
3.4.1.4.Perencanaan Faktor Respon Spektrum (C)	53
3.5. Komponen Struktur	54
3.5.1.Material	54
3.5.2. Balok dan Kolom	54
3.5.3. Pelat	55
3.5.4. Pondasi	55
3.6. Pembebanan	55
3.6.1. Pembebanan Pada Struktur	55
3.6.2. Perhitungan Berat Per Pelat Lantai	56
3.6.3. Kombinasi Pembebanan	57
3.7. Analisa Respon Spektrum	58
BAB 4HASIL DAN PEMBAHASAN	59
4.1. Tinjauan Umum	59
4.2. Hasil Analisis	59
4.3. Penentuan Berat Total per Lantai (Wt)	60
4.4. Penentuan Perioda Alami Struktur (T1)	60
4.5. Perioda Fundamental Pendekatan (Ta)	61
4.6 Penentuan Gaya Geser Seismic (V)	62
4.7. Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa	63
4.8. Spektrum Respon Ragam	65
4.9. Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	66
4.10.Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)	68
4.11.Kekakuan Struktur	72

4.12..Analisa Non-Linear Pushover	73
4.13.Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Pushover	74
4.14.Respon Bangunan Dengan Analisa Time Hstory	75
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	81
5.1.Kesimpulan	81
5.2. Saran	82
DAFTAR PUSTAKA	83
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Koefisien Periode Pendek (F_a) Berdasarkan SNI 1727:2012	32
Tabel 2.2	Koefisien Periode 1.0 Detik (F_v) Berdasarkan SNI 1727:2012	32
Tabel 2.3	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.4	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.5	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek Berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 Detik Berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.7	Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.8	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t Dan X Berdasarkan SNI 1276:2012	38
Tabel 2.9	Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung Berdasarkan SNI 1726:2012	39
Tabel 2.10	Persyaratan Masing-Masing Tingkat Yang Menahan Lebih Dari 35% Gaya Geser Dasar	44
Tabel 3.1	Spektrum Respon Percepatan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	48
Tabel 3.2	Pengecekan T Berdasarkan Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental Gedung Model 1 berdasarkan SNI 1726-2012	52
Tabel 3.3	Rangkuman Nilai C_s dan Nilai C_s yang digunakan pemodelan Struktur	53
Tabel 3.4	Berat Material Konstruksi Dari PPURG 1987	56
Tabel 3.5	Beban Pada Lantai Struktur	56
Tabel 3.6	Kombinasi Pembebanan Yang Digunakan	57
Tabel 4.1	Hasil Berat Sendiri Bangunan Per Lantai Struktur Bangunan	59
Tabel 4.2	Rekapitulasi Berat Total Per Lantai Struktur Bangunan	60
Tabel 4.3	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan	60

Tabel 4.4	Hasil Persentase Nilai Perioda	61
Tabel 4.5	Nilai Koefisien Batas Atas (cu)	62
Tabel 4.6	Pengecekan Nilai Perioda Sap 2000	62
Tabel 4.7	Nilai CS Yang Digunakan	63
Tabel 4.8	Gaya Geser Normal Statik Ekivalen (V)	63
Tabel 4.9	Nilai Fix dan Fiy Per Lantai Pada Struktur Bangunan	64
Tabel 4.10	Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	64
Tabel 4.11	Pengecekan Story Shear Dengan 35% Gaya Geser Dasar Redundansi 1	65
Tabel 4.12	Pengecekan Story Shear Dengan 35% Gaya Geser Dasar Redundansi 1,3	65
Tabel 4.13	Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Bangunan	
	66Tabel 4.14	
	Pengecekan Gaya Geser Respon Spektrum	67
Tabel 4.15	Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala	68
Tabel 4.16	Pengecekan Gaya Geser Respon Spektrum	68
Tabel 4.17	Nilai Simpangan Gedung Arah X pada Kinerja Batas Ultimit	69
Tabel 4.18	Nilai Simpangan Gedung Arah Y pada Kinerja Batas Ultimit	69
Tabel 4.19	Nilai Kekakuan Struktur	73
Tabel 4.20	Nilai Simpangan Pushover	73
Tabel 4.21	Setting Modifier Balok	76
Tabel 4.22	Nilai Simpangan	79

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Tipe Sistem Rangka Bracing Konsentrik (AISC,2010)	7
Gambar 2.2	Tipe Sistem Rangka Bracing Eksentrik (AISC,2010)	8
Gambar 2.3	Pengaruh Variasi e/L terhadap kekakuan elastis EBF (Budiono, 2010)	10
Gambar 2.4	Kurva Kapasitas	11
Gambar 2.5	Jenis-jenis Pertemuan Dua Lempeng Tektonik	14
Gambar 2.6	Rekaman Gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (pawirodikromo, 2012)	15
Gambar 2.7	Gempa Meksiko (1985, direkam di : a) Tacubaya dan b) La Villata (pawirodikromo, 2012)	16
Gambar 2.8	Macam-macam respons akibat beban siklik	19
Gambar 2.9	Simpangan bangunan dan <i>drift index</i>	22
Gambar 2.10	Balok-kolom struktur beton bertulang	23
Gambar 2.11	Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang	24
Gambar 2.12	Pola simpangan struktur portal terbuka dan <i>drift ratio</i>	25
Gambar 2.13	Simpangan bangunan dan simpangan antar tingkat bangunan	25
Gambar 2.14	Kurva <i>backbone</i> untuk Model Histeresis	26
Gambar 2.15	Model Histeresis perilaku monotonik dan siklik	26
Gambar 2.16	Diagram momen rotasi dan daktilitas rotasi	29
Gambar 2.17	Respon spektrum desain	34
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	46
Gambar 3.2	Spektrum Respon Gempa SNI 1726 : 2012	50
Gambar 3.3	Tampak 3 Dimensi Pemodelan Struktur	51
Gambar 4.1	Grafik Simpangan Model Fixed Base Struktur Terhadap Ketinggian Gedung Arah X dan Y	70
Gambar 4.2	Grafik Story Drift Antar Tingkat Arah X dan Y Struktur Gedung Fixed Base	71

Gambar 4.3	Grafik Story Drift Antar Tingkat Arah X dan Y Struktur Gedung Fixed Base	72
Gambar 4.4	Grafik Curve Displacements Pushover	74
Gambar 4.5	Grafik Curve Displacements Time History	80

DAFTAR NOTASI

C_M	Pusat massa
C_K	pusat kekakuan
SRPM	Sistem rangka pemikul momen
SRPMK	Sistem rangka pemikul momen Khusus
E	modulus elastisitas
G	momen inersia
Δ	Simpangan antar tingkat
h	Tinggi tingkat
M_{column}	Momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di joint,
M_{beam}	Momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom
M_c	Momen Puncak
M_y	Momen Leleh
θ_y	Rotasi pada saat leleh
M_y	Momen leleh
I	Momen Inersia kolom/balok
l	Panjang kolom/balok
θ_{cap}^{pl}	Rotasi Sendi Plastis
θ_{pc}	Rotasi pada saat Runtuh/ <i>Post-capping rotation</i>
ϵ	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	Tegangan pada saat leleh
μ_p	Lendutan pada titik plastik
μ_y	Lendutan pada titik leleh
ϕ_m	Lengkungan maksimum yang akan timbul
ϕ_y	Lengkungan pada saat leleh
θ_u	Rotasi pada batas tertentu
θ_y	Rotasi pada saat leleh
M_u	Momen <i>ultimate</i>
M_y	Momen leleh
θ_y	Rotasi pada saat leleh

SS	Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon spesifik.
PGA_M	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.
F_{PGA}	Nilai koefisien situs
S_I	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar
F_a	Koefisien perioda pendek
F_v	Koefisien perioda 1,0 detik
S_{DS}	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda pendek
S_{DI}	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
T	Perioda getar fundamental struktur
R	Faktor modifikasi respon
C_d	Faktor kuat lebih sistem
Ω_0	Faktor pembesaran defleksi
δ_{max}	defleksi maksimum
δ_{avg}	defleksi rata-rata
δ_A	nilai defleksi pada sisi kaku
δ_B	nilai defleksi pada sisi fleksibel
A_x	parameter pembesaran momen torsi
T	perioda struktur fundamental
$T_{a\ minimum}$	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a\ maksimum}$	Nilai batas atas perioda bangunan
X	parameter perioda pendekatan
C_t	Koefisien parameter perioda pendekatan
C_s	Koefisien respon seismik yang ditentukan
W	Berat seismik efektif
V_t	gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_l	gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen
DL	Baban mati
LL	Beban hidup
EX	Beban gempa arah-x
EY	Beban gempa arah-y
ρ	Faktor redudansi
S_{DS}	Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek
Q_E	Pengaruh gaya seismik horizontal
ρ	Faktor redudansi
F_{px}	Gaya desain diafragma
F_i	Gaya desain yang diterapkan di tingkat i
w_i	Tributari berat sampai tingkat i
w_{px}	Tributari berat sampai diafragma di tingkat x
SE	Klasifikasi situs tanah lunak
F'_c	Kuat tekan beton
F_y	Kuat leleh minimum
F_u	Kuat tarik minimum
R/I_e	kuantitas
$SRSS$	<i>Square Root of the Sum of Squares</i>
CQC	<i>Complete Quadratic Combination</i>
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
NGA	<i>Next Generation Attenuation</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia terletak di daerah rawan gempa, untuk mengurangi resiko akibat bencana gempa tersebut perlu direncanakan struktur bangunan tahan gempa. Saat ini masih sedikit struktur bangunan tahan gempa yang direncanakan dengan baik. Perencanaan tahan gempa umumnya didasarkan pada analisa struktur elastis yang diberi faktor beban untuk simulasi kondisi ultimit (batas). Kenyataannya, perilaku runtuh struktur bangunan saat gempa adalah inelastis. Evaluasi untuk memperkirakan kondisi inelastis struktur bangunan saat gempa perlu untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerjanya memuaskan saat 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 struktural tidak boleh rusak. Dan terakhir bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan masih dapat menyelamatkan diri (Pawirodikromo, 2012).

Pada tugas akhir ini struktur bangunan yang direncanakan menggunakan material baja lebih yang daktil dibandingkan dengan beton mengakibatkan baja memiliki kemampuan menyerap energi gempa yang lebih baik dibandingkan dengan beton. Mengingat perkembangan dalam dunia komputerisasi memungkinkan perhitungan analisis menjadi lebih akurat namun pada waktu yang sama analisis yang dilakukan menjadi lebih kompleks. Seperti dari analisis statik elastik, statik nonlinier (*pushover*) & analisis respon riwayat waktu linear untuk menentukan seismic demands.

Struktur bangunan dirancang untuk menahan gaya vertikal (beban mati dan hidup), gaya horizontal angin dan gaya gempa. Untuk membangun bangunan betingkat tahan gempa maka salah satu hal yang perlu dipahami adalah konfigurasi

bangunan dan pengaruhnya terhadap beban gempa. Pengaruh yang dimaksud adalah kemungkinan perilaku/respon akibat beban gempa. Konfigurasi bangunan merupakan sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan serta macam dan penempatan bagian pengisi atau *nonstructural element*.

Tugas Akhir ini merupakan studi untuk menganalisis deformasi tidak linear pada struktur baja dengan sistem rangkap pemikul momen khusus (SRPMK) dengan bracing konsentris berdasarkan gabungan metode *pushover* dan metode respon riwayat waktu linear. *Pushover analysis* (CSM), respon struktur diasumsikan didominasi oleh mode 1 dan dominasi dari mode ini tetap sampai gedung tersebut mengalami kelelahan. Oleh karena itu, respon struktur tingkat rendah hingga sedang atau yang didominasi oleh mode 1, dapat diprediksi dengan baik menggunakan analisis *pushover* (Chopra 2002).

1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Bagaimanakah kinerja model struktur bangunan dengan pengikat sistem rangka bracing konsentris?
2. Bagaimanakah perilaku struktur serta sifat kekakuan, kekuatan, dan daktilitas dari bangunan dengan menggunakan analisis gabungan *pushover* dan analisis respon riwayat waktu linear?
3. Bagaimanakah merencanakan komponen struktur bangunan baja tahan gempa dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan bracing konsentris berdasarkan gabungan metode *pushover* dan metode respon riwayat waktu linear?

1.3. Ruang Lingkup

Pada Tugas Akhir model struktur yang direncanakan menerima gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Adapun batasan-batasan masalah yang ditetapkan sebagai berikut:

1. Pemodelan struktur berupa gedung struktur baja.
2. Analisa model struktur bangunan baja sistem rangka pemikul momen khusus dengan *bracing konsentris* berdasarkan gabungan *pushover* dan respon riwayat waktu linear.
3. Gedung akan dibangun di kota Medan dengan kondisi site adalah tanah sedang, bentuk gedung yang digunakan adalah regular building dengan fungsi gedung perkantoran.
4. Model struktur tanpa basement, sehingga struktur dapat dianggap terjepit pada taraf penjepitan lateral di pondasi.
5. Gedung terletak di wilayah gempa 3 dan jenis tanah sedang.
6. Fungsi bangunan untuk perkantoran.
7. Gedung didesain dengan sistem rangka penahan momen khusus.
8. Pembebanan gempa sesuai standart perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI 1726-2002).
9. Konsep perencanaan baja structural mengacu pada SNI 1729:2015.
10. Analisis *pushover* dan riwayat waktu linear menggunakan bantuan program SAP 2000 versi 14.0.
11. Aspek-aspek yang ditinjau:
 - Dimensi kolom, balok, plat dan dinding struktur
 - Gaya dalam
 - Simpangan
 - Berat struktur
 - Bentuk deformasi bangunan

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah membandingkan hasil metode *pushover* dengan metode gabungan *pushover* dan respon riwayat waktu linier .

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini terbagi menjadi dua bagian yaitu manfaat teoritis dan manfaat praktis, adapun manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1.5.1. Manfaat Teoritis

1. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat dan informasi secara lebih detail tentang deformasi tidak linear suatu struktur dalam tata cara perencanaan struktur baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang tahan gempa.
2. Memberikan sumbanganiilmupengetahuanterutamadalambidangstrukturtahangempasertabahanacuanbagipenelitiselanjutnya.

1.5.2. Manfaat Praktis

Dari hasil perencanaan pada pemodelan struktur baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) bertingkat tinggi yang tahan gempa maka diharapkan dapat diketahui beban gempa rencana yang bekerja pada struktur baja dan dapat merencanakan struktur baja yang mampu menahan beban gempa sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

1.6. Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan pada pembahasan Tugas Akhir ini sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini berisi tentang latar belakang singkat mengenai perkembangan metode analisis bangunan tahan gempa, perumusan masalah, ruang lingkup, tujuan penulisan, manfaat penulisan & sistematika penulisan tugas akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisi tinjauan literatur, dasar-dasar teori peraturan, metode analisis serta prosedur analisis yang digunakan dalam studi ini.

BAB III PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini berisi pemodelan struktur bangunan menggunakan bantuan program SAP 2000.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisa, serta perbandingan hasil analisis dari perencanaan struktur bangunan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan respon riwayat waktu linear.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari hasil analisis yang dilakukan serta saran untuk pengembangan lebih lanjut.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pada bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti teori gempa, teori pushover, tata cara perencanaan struktur baja dengan bracing konsentrik yang tahan terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2. Struktur Baja Dengan Bracing

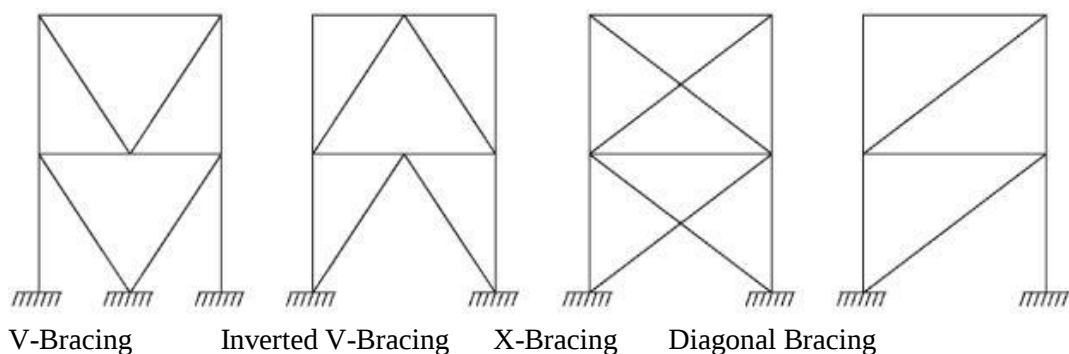
Bracing merupakan sistem yang sangat efektif dan ekonomis untuk menahan beban horizontal yang bekerja dalam suatu sistem struktur. *Bracing* sangat efisien karena elemen yang dipasang diagonal hanya menahan gaya aksial sehingga tidak diperlukan dimensi yang besar untuk memberikan kekakuan dan kekuatan dalam menahan gaya geser horizontal (Smith and Coull, 1991). Menurut Taranath (2012) rangka *bracing* dapat mengefisienkan struktur *rigid frame* dengan mengurangi momen lentur yang terjadi pada kolom dan balok. Hal ini dikarenakan dengan menambah *bracing*, gaya geser horizontal yang terjadi akan ditahan oleh rangka *bracing* melalui mekanisme aksial sehingga dapat meminimalkan momen lentur yang terjadi pada kolom dan balok.

Elemen *bracing* berperilaku sebagai *truss element* yang menerima gaya tekan (batang tekan) dan tarik (batang tarik). Perbedaan antara batang tekan dan batang tarik adalah kemungkinan terjadinya tekuk pada batang tekan. Setelah mengalami tekuk batang tekan akan menjadi tidak stabil sehingga kapasitas tekan dari suatu elemen tekan akan lebih kecil dari pada kapasitas tariknya jika elemen mengalami tekuk.

2.2.1. Sistem Rangka Bracing Konsentrik (SRBK)

Sistem rangka bracing konsentrik merupakan sistem rangka bracing dimana ujung-ujung batangnya saling berpotongan pada suatu titik dan membentuk suatu sistem rangka vertikal penahan gaya lateral. Selama terjadinya gempa kuat, rangka bracing akan mengalami gaya tekan dan tarik bolak-balik akibat beban siklik. Pada elemen bracing yang mengalami tekan akan terjadi tekuk lentur sehingga akan menyebabkan terbentuknya sendi plastis pada bracing akibat adanya deformasi lateral (AISC, 2010).

Bracing dapat digunakan bila kekuatan tekan kolom yang tersedia paling tidak sama dengan beban maksimum yang ditransfer ke kolom dan mempertimbangkan nilai R_y dikalikan dengan kekuatan nominal elemen bracing. Tipe sistem rangka bracing konsentrik dapat dilihat pada Gambar 2.1.



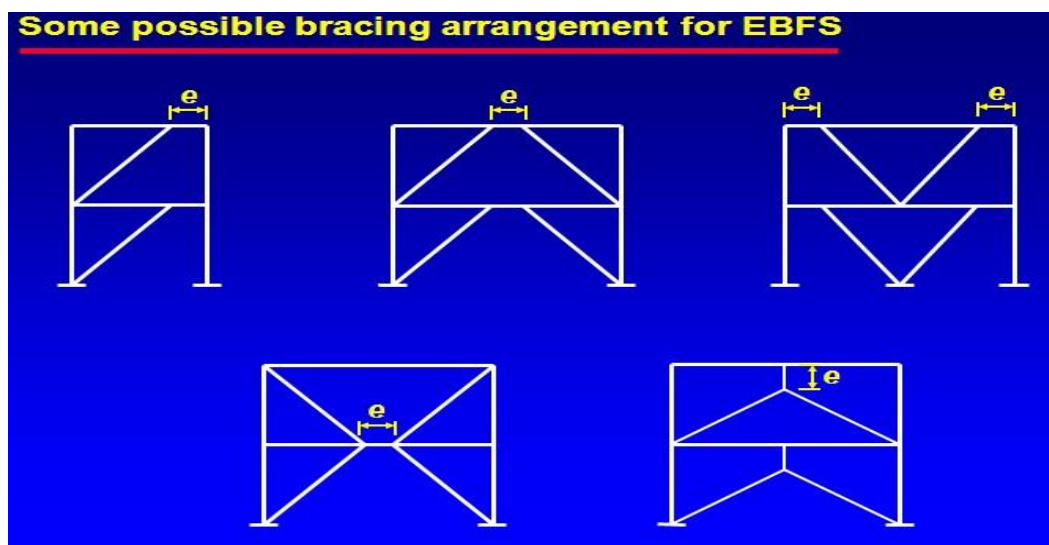
Gambar 2.1: Tipe sistem rangka bracing konsentrik (AISC, 2010).

Sistem rangka bracing konsentrik dapat dibedakan menjadi sistem rangka bracing konsentrik khusus (SRBKK) dan Sistem Rangka Bracing Konsentrik Biasa (SRBKB). SRBKK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar akibat gaya gempa rencana. SRBKK memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilitas SRBKB mengingat penurunan kekuatannya yang lebih kecil pada saat terjadinya tekuk pada batang bracing tekan (DPU, 2002).

2.2.2. Sistem Rangka Bracing Eksentrik (SRBE)

Sistem rangka bracing eksentrik merupakan sistem struktur yang unik, karena menggabungkan kekakuan dan kekuatan yang dimiliki sistem rangka bracing dengan karakteristik disipasi energi secara inelastik yang dimiliki sistem rangka pemikul momen. Sistem ini disebut eksentrik karena ujung batang dari bracing direncanakan memiliki eksentrisitas yang biasanya terletak pada balok. Segmen eksentrik pada balok disebut dengan *link* dimana komponen ini berfungsi sebagai *fuse* (sekring) pada struktur. Elemen *link* akan mengalami leleh terlebih dahulu melalui mekanisme lentur dan atau geser sebelum terjadi tekuk pada elemen yang mengalami tekan (Taranath, 2012).

Menurut AISC 341-10, *link* adalah segmen dari balok yang berada diantara ujung-ujung sambungan dua bracing diagonal atau diantara ujung suatu bracing diagonal dengan kolom. Pada SRBE diharapkan dapat terjadi deformasi inelastis yang cukup besar pada *link* saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Kolom-kolom, batang bresing, dan bagian dari balok di luar *link* harus direncanakan untuk tetap dalam keadaan elastis akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh *link* pada saat mengalami pelelehan penuh. Tipe bracing eksentrik ditunjukkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Tipe sistem rangka bracing eksentrik (AISC, 2010).

2.2.3. Elemen *Link*

Menurut Moestopo dan Panjaitan (2012), *link* pada SRBE berupa elemen yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua sisinya bekerja gaya geser sama besar dengan arah yang berlawanan serta momen dengan besar dan arah yang sama. Mekanisme leleh yang terjadi pada *link* dapat berupa terbentuknya sendi plastis pada kedua ujung *link* akibat tercapainya momen sebesar M_p (momen plastis penampang *link*) dan disebut *link* lentur, atau berupa terjadinya leleh pada pelat badan *link* akibat tercapainya gaya geser sebesar V_p (gaya geser plastis penampang *link*) dan disebut *link* geser.

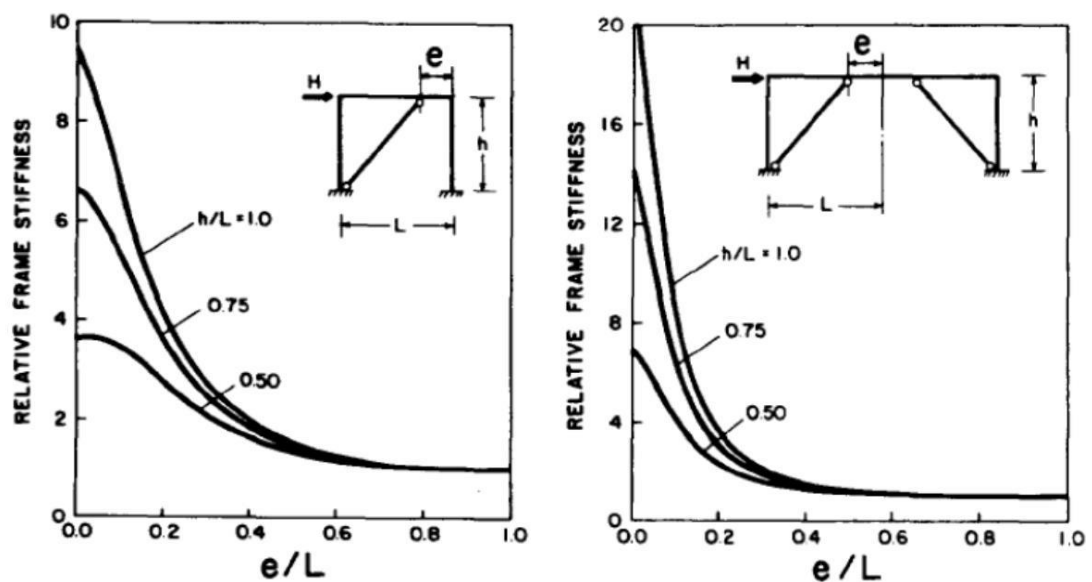
Kinerja struktur yang telah terkena gempa akan berkurang akibat rusaknya *link*, yang membahayakan jika struktur tersebut mengalami kejadian gempaberikutnya. Penggantian *link* menjadi tidak mudah dilakukan bila *link* merupakan satu kesatuan dengan balok dan/atau kolom melalui sambungan las. Penggunaan SRBE akan menjadi lebih ekonomis apabila *link* yang telah rusak akibat gempa dapat diganti tanpa mengganti komponen struktur lainnya (balok, kolom, bracing) yang masih tetap elastik memikul beban gravitasi. Sejumlah kajian telah dilakukan terhadap penggunaan *link* dengan sambungan baut, sebagai *link* yang dapat diganti (*replaceable link*).

Kinerja *link* yang efektif menyerap gempa ditunjukkan dengan kelelahan yang mampu membentuk sudut rotasi inelastik yang cukup besar pada *link*, dimana hal ini direncanakan terjadi pada saat struktur sudah mengalami deformasi yang besar akibat gempa besar, sementara itu komponen struktur lainnya (balok, kolom, pengaku/bracing) direncanakan tetap dalam kondisi elastik. Kerusakan *link* akibat kelelahan inilah yang sebenarnya diharapkan terjadi, untuk menghindari runtuhnya struktur (Moestopo dkk., 2009).

Menurut Becker dan Ishler (1996) dalam Nidiasari dan Budiono (2010), perilaku inelastik pada *link* dipengaruhi oleh panjangnya. Mekanisme kelelahan *link*, kapasitas disipasi energi dan mode kegagalan sangat erat hubungannya dengan faktor panjang dari *link*. Untuk *link* pendek, perilaku inelastik dominan terhadap gaya geser,

sebaliknya untuk *link* panjang perilaku inelastik didominasi oleh lentur. Untuk *link* antara (*intermediate link*), kelelahan dipengaruhi oleh geser dan lentur.

Kekakuan *link* juga sangat dipengaruhi oleh faktor panjang *link*. *Link* panjang memiliki kekakuan yang lebih rendah dari *link* pendek. Gambar 2.3 (a) dan (b) memperlihatkan bahwa *link* dengan rasio $e/L = 0$ memiliki kekakuan yang tinggi sesuai dengan konsep desain *Concentrically Braced Frame* (CBF), sedangkan *link* dengan rasio $e/L = 1$ memiliki kekakuan elastis yang rendah sesuai dengan konsep desain *Moment Resisting Frame* (MRF). Agar kekakuan dan deformasi inelastik *link* tidak berlebihan, maka panjang *link* harus dibatasi.



Gambar 2.3: Pengaruh variasi e/L terhadap kekakuan elastis EBF (Budiono, 2010).

2.3. Analisis Statik Non-Linier (Pushover Analysis)

Analisis pushover adalah suatu cara analisis statik non-linier dimana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur

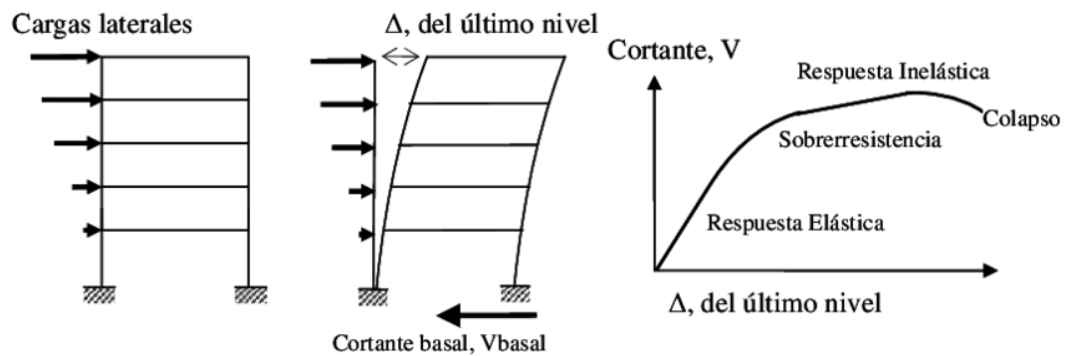
bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastis yang besar sampai mencapai kondisi plastis.

Analisis dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Pada proses pushover, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier. Kurva pushover dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

2.3.1. Kurva Kapasitas (Kurva Pushover)

Kurva kapasitas hasil dari analisis statik beban dorong menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (base shear) dan perpindahan atap akibat beban lateral yang diberikan pada struktur dengan pola pembebanan tertentu sampai pada kondisi ultimit atau target peralihan yang diharapkan (Gambar 2.4).

Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier. Perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier berupa penurunan kekakuan yang 4 5 diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada balok dan kolom. Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Semakin banyak sendi plastis yang terjadi berarti kinerja struktur semakin bagus karena semakin banyak terjadi pemancaran energi melalui terbentuknya sendi plastis sebelum kapasitas struktur terlampaui (Pranata, 2006).



Gambar 2.4: Kurva Kapasitas.

Kurva kapasitas dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Pola pembebanan umumnya berupa respon ragam-1 struktur (atau dapat juga berupa beban statik ekuivalen) berdasarkan asumsi bahwa ragam struktur yang dominan adalah ragam-1. Beban dorong statik lateral diberikan pada pusat massa sampai dicapai target perpindahan. Tujuan lain analisa pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi, serta untuk memperoleh informasi letak bagian struktur yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya (Dewobroto, 2005) .

Tahapan utama dalam analisa pushover adalah:

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva pushover.
2. Membuat kurva pushover berdasarkan pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inersia, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat

dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas pushover dan evaluasi kinerja yang terdapat secara built-in pada program ETABS, mengacu pada FEMA - 440).

Proses pushover bisa dilakukan dengan prosedur load-controlled atau displacement-controlled. Prosedur load-controlled digunakan jika beban yang diaplikasikan telah diketahui nilainya. Misalnya, beban gravitasi bisa diaplikasikan dalam pushover load-controlled. Prosedur displacement-controlled biasanya digunakan jika beban yang bisa ditahan oleh suatu struktur belum diketahui dengan pasti sehingga beban tersebut ditingkatkan sampai struktur mencapai suatu nilai simpangan target (Aisyah dan Megantara, 2011).

2.4. Teori Gempa

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi (permukaan tanah). Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

3. Gempa bumi runtuh

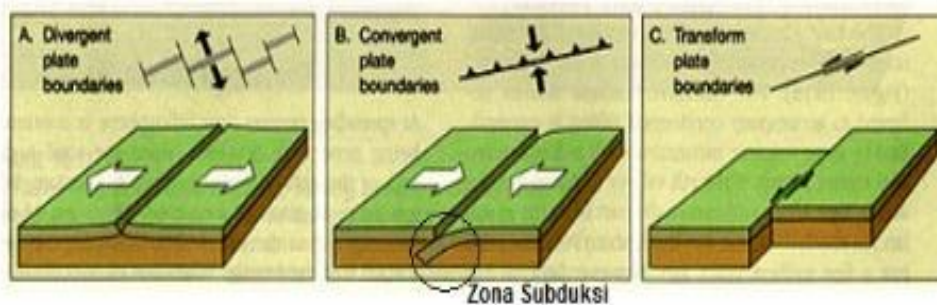
Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

2.4.1. Mekanisme Gempa Bumi

Gempa bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng bumi (kerak bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan pada bagian permukaan bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan Gambar 2.5 (Faisal, 2013).



Gambar 2.5: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013).

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu Negara yang rawan gempa bumi. Selain itu, gempa bumi tektonik biasanya

jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtutan, maupun gempa bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap benda atau bangunan di permukaan bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

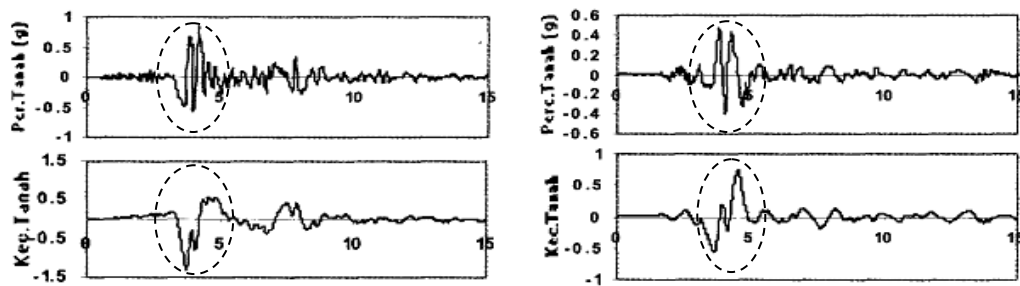
2.4.2. *Ground Motion* (Pergerakan Tanah)

Ground Motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulsenya*, gempa dibagi menjadi 2, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*) dan *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*).

2.4.2.1. Gempa Dekat (*Near Field*)

(Pawirodikromo, 2012) mengatakan bahwa percepatan tanah gempa *near field* umumnya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah V_r (*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser V_s . Contoh rekaman gempa *near field* dapat dilihat pada Gambar 2.6.



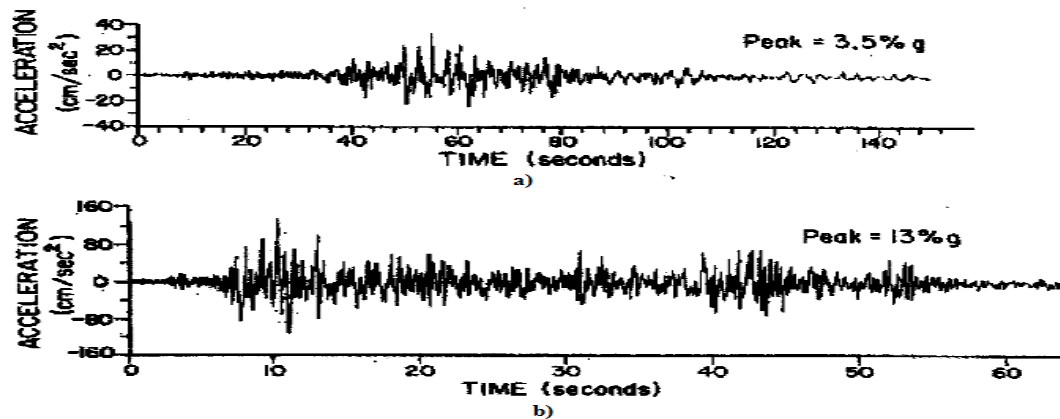
Gambar 2.6: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

Gambar 2.6 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *pulse* yang kuat pada rekaman gempanya.

2.4.2.2. Gempa Jauh (*Far Field*)

Rekaman gempa di *far-field* pada prinsipnya berlawanan dengan gempa di *near-field*. Apabila energi gempa telah merambat pada jarak yang jauh (*far-field*), maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat, maka semakin besar energi gelombang gempa yang telah diserap oleh media tanah. Hal seperti ini tidak terjadi di gempa *near-field*.

Salah satu contoh perbandingan antara rekaman gempa *near-field* dan *far-field* tampak pada Gambar 2.7 yang menunjukkan rekaman gempa yang terjadi di Meksiko tahun 1985. Gambar 2.7.a, direkam di Tacubaya yang berjarak kira-kira 370 km dari episenter (*far-field*) sedangkan Gambar 2.7.b. direkam di La Villata yang berjarak kira-kira 44 km dari episenter (*near-field*). Dari kedua gambar tersebut tampak jelas bahwa setelah merambat lebih dari 300 km, percepatan tanah mengecil dari 13% g menjadi 3,5% g. Secara umum gempa jauh ditandai dengan kandungan *pulse* yang lemah pada rekaman gempanya.



Gambar 2.7: Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata (Pawirodikromo, 2012).

2.4.3. Analisis Dinamik

Gaya lateral yang bekerja pada struktur selama terjadi gempa tidak dapat dievaluasi secara akurat oleh metode analisis statik. Analisis dinamik dipakai untuk memperoleh hasil evaluasi yang lebih akurat dari gaya gempa dan perilaku struktur. Struktur yang didesain secara statik dapat ditentukan apakah struktur tersebut cukup aman berdasarkan hasil responsnya dengan analisis dinamik. Jika dari hasil respons tersebut struktur dinyatakan tidak aman, desain struktur tersebut harus dimodifikasi agar memenuhi syarat struktur tahan gempa.

2.4.3.1. Analisis Dinamik Linear

Respons elastis dari suatu struktur akibat gaya gempa dapat ditentukan dengan analisis modal. Riwayat waktu dari respons tiap ragam karakteristik harus diperoleh terlebih dahulu dan kemudian dijumlahkan untuk memperoleh respons riwayat waktu dari kumpulan massa dengan sistem derajat kebebasan. Prosedur ini dinamakan analisis riwayat waktu. Analisis respons dinamik riwayat waktu linear adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data

masukannya dimana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga melalui metode analisis ragam. Analisis riwayat waktu tidak selamanya diperlukan karena sering kali hanya nilai maksimum respons yang diperlukan untuk perencanaan gempa. Dalam hal ini, nilai maksimum dari respons tiap ragam diperoleh dari desain spektra dan ditambahkan untuk menentukan respons maksimum dari keseluruhan sistem. Prosedur ini dinamakan analisis ragam spektrum respons. Analisis ragam spektrum respons adalah suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung beraturan 3 dimensi yang berperilaku secara elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa dimana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai hasil superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons gempa rencana. Namun, metode ini tidak dapat digunakan jika ada ragam dimana periode getaran translasional atau torsional mendekati nilai periode alami. Dalam hal ini, harus digunakan integrasi langsung dari persamaan geraknya.

2.4.3.2. Analisis Dinamik Nonlinear

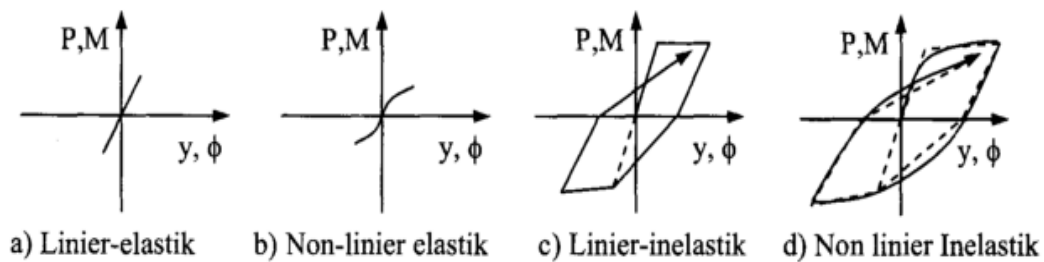
Gaya gempa rencana, gaya dalam, dan perpindahan (*displacement*) dari sistem yang menggunakan prosedur analisis dinamik nonlinear ditentukan dengan analisis respons dinamik inelastis. Dengan analisis dinamik nonlinear, displacement yang direncanakan tidak ditentukan dengan target displacement tetapi ditentukan secara langsung melalui analisis dinamik dengan riwayat gerakan tanah (*ground-motion histories*). Analisis ini sangat dipengaruhi oleh terhadap asumsi dalam pemodelan dan gerakan tanah yang mewakilinya. Analisis dinamik nonlinear mempunyai dasar-dasar, pendekatan dalam pemodelan, dan kriteria-kriteria yang hampir sama dengan prosedur untuk analisis statik nonlinear. Perbedaan utamanya yaitu perhitungan respons untuk analisis dinamik nonlinear ini menggunakan analisis riwayat waktu. Analisis respons dinamik riwayat waktu nonlinear adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (*linear*) maupun elastoplastis (*nonlinear*) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana

sebagai data masukan dimana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

2.5. Bangunan Tahan Gempa

2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), riset tentang perilaku bangunan, elemen struktur maupun struktur juga sangat mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bangunan akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respon elastik maupun inelastik. Dengan demikian akan terdapat empat kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Macam-macam respons akibat beban siklik (Pawirodikromo, 2012).

1. Linier elastik

Adalah respon bahan/elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/linier dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/respons linier apabila intensitasnya bebannya masih kecil.

2. Non-linier elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/linier tetapi non-linier walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban ditiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol

(kembali ke posisi semula, tidak ada *permanent deformation*). Tanah dan beton pada umumnya mempunyai sifat non-linier sejak intensitas beban masih kecil.

3. Linier inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. apabila beban diiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/lurus ditempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linier. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linier-inelastik.

4. Non-linier inelastik

Adalah suatu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/linier dan apabila beban siklik diiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), berdasarkan kekuatan gempa yang terjadi desain filosofi bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut:

1. Pada saat gempa kecil (*light* atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tetapi masih dapat/ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tapi masih dapat diganti dengan yang baru.

3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total. Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

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. Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan.

2.5.2.1. Kekuatan (*Strength*)

Bangunan harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan semua jenis kombinasi beban (beban mati, beban hidup, beban gempa dan beban angin). Untuk struktur yang relatif kaku, kriteria kekuatan ditandai oleh tegangan bahan yang terjadi, sementara lendutan/simpangannya relatif kecil (karena struktur kaku). Tegangan bahan menjadi penentu (*stress govern*) terhadap performa bangunan. Pada level beban layan (*service load*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastis dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksudkan salah satunya dapat diakomodasikan melalui faktor beban (*load factor*). Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya apabila intensitas beban gravitasi, beban hidup, dan beban sementara masing-masing naik sebesar faktor bebannya (Pawirodikromo, 2012).

2.5.2.2. Kekakuan (*Stiffness*)

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan baik itu perpanjangan, perpendekan, perputaran

sudut, atau deformasi-deformasi lainnya. Nilai kekakuan struktur ini sangat tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas (E) dan modulus elastisitas geser (G), serta momen inersia polar struktur tersebut (Budiono dan Supriatna, 2011).

Pada struktur yang kaku maka yang menjadi kriteria penentu adalah tegangan (*stress govern*). Pada struktur yang *fleksibel* kriteria penentu sudah akan menjadi *displacement govern*, yaitu nilai lendutan dan simpangan yang terjadi. Pada kondisi seperti itu tegangan bahan mungkin masih dalam kategori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati (Pawirodikromo, 2012).



Gambar 2.9: Simpangan bangunan dan *drift index*.

Untuk bangunan bertingkat *displacement govern* dapat terjadi pada balok biasa atau balok kantilever yang bentangnya panjang serta pada bangunan gedung yang bertingkat tinggi. Lendutan balok umumnya diproporsikan terhadap bentang, sedangkan simpangan tingkat biasanya diproporsikan terhadap tinggi tingkat dalam istilah *drift ratio* atau *drift index*. *Drift ratio* adalah simpangan antar tingkat (*interstory drift*) dengan tinggi tingkat, seperti ditunjukkan pada Pers. 2.1 berikut ini.

$$drift\ ratio = \frac{\Delta}{h} \quad (2.1)$$

dimana:

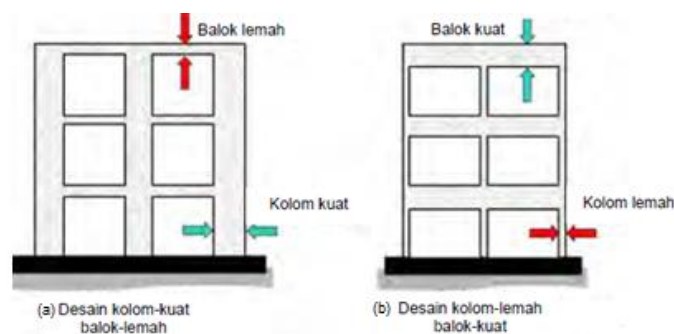
Δ = Simpangan antar tingkat

h = Tinggi tingkat

Apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar, maka akan timbul efek $P-\Delta$ ($P-\Delta$ effects). Efek $P-\Delta$ pada umumnya akan sangat membahayakan kestabilan struktur, karena akan menimbulkan momen kolom yang sangat besar (akibat P yang umumnya sangat besar). Selain pembatasan lendutan dan simpangan yang terjadi sebagai bentuk dari *design criteria*, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalufleksibel. Sistem pengaku dapat dipakai untuk mengurangi lendutan dan simpangan.

2.5.3. Konsep Strong Column Weak Beam

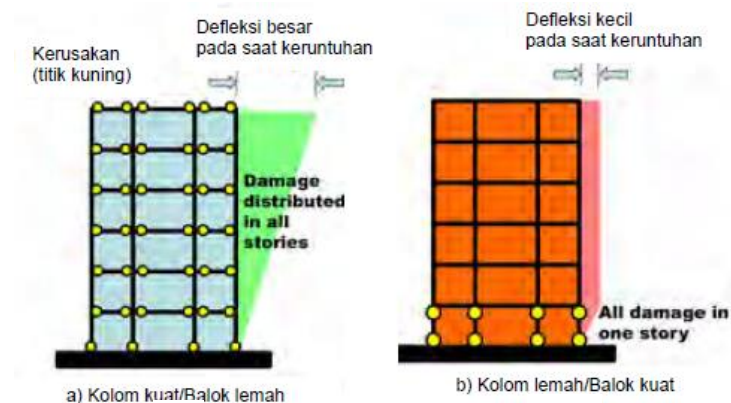
Menurut Murty dkk.(2009), konsep yang saat ini diterima untuk perencanaan seismik struktur rangka beton bertulang adalah pendekatan kolom kuat-balok lemah (*strong column-weakbeam*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Balok-kolom struktur beton bertulang (Murty dkk. 2009).

Dalam konsep kolom kuat - balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu. Apabila pendetailan balok dilakukan dengan baik, maka perilaku daktail dapat dipastikan dan struktur rangka bangunan dapat berdeformasi secara berarti meskipun mengalami kerusakan secara progresif yang

disebabkan oleh lelehnya tulangan balok. Pada gempa besar, tipe kerusakan terjadi pada beberapa balok di seluruh struktur tersebut, tetapi ini dapat dipertimbangkan sebagai “kerusakan yang dapat diterima” karena tidak menyebabkan keruntuhan bangunan secara mendadak (Gambar 2.12a). Di lain pihak, kolom yang lebih lemah dibandingkan balok akan menerima kerusakan berat secara lokal pada bagian atas dan bawah kolom pada lantai tertentu (Gambar 2.12b), keruntuhan pada keseluruhan bangunan, sekalipun kolom-kolom di lantai atasnya masih dalam kondisi tidak rusak.



Gambar 2.11: Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk. 2009).

Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers. 2.2.

$$\sum M_{column} \geq (6/5) \sum M_{beam} \quad (2.2)$$

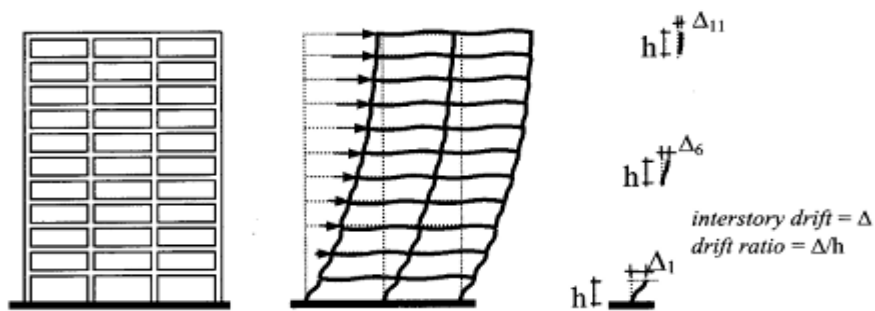
Dimana:

M_{column} = Momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di joint,

M_{beam} = Momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom

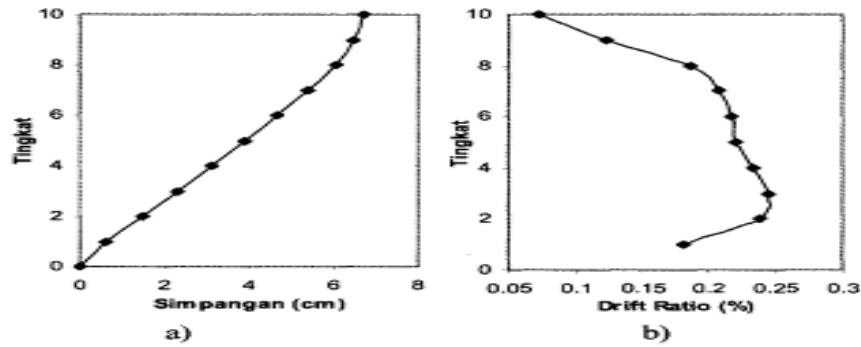
2.5.4. Struktur Portal Terbuka (*Open Moment Resisting Frame*)

Menurut (Pawirodikromo, 2012) struktur portal terbuka merupakan hubungan antara balok dan kolom yang saling sambung-menyambung sedemikian, sehingga membuat bangun *grid-grid* atau membentuk portal bertingkat. Struktur portal terbuka termasuk struktur yang relatif fleksibel, akibat kombinasi beban gravitasi dan beban horizontal. Struktur portal terbuka akan berdeformasi utamanya secara horizontal akibat *shear deformation* sebagaimana yang tampak pada Gambar 2.12. Pola goyangan tersebut umumnya disebut *shear deflected shape* atau struktur berdeformasi menurut sifat elemen bangunan geser. *Shear deformation* pada struktur portal terbuka 90% diantaranya diakibatkan oleh gaya horizontal dan hanya 10% diakibatkan oleh beban gravitasi. Pada goyangan tipe ini, simpangan keseluruhan tingkat pada tingkat-tingkat bawah akan sangat kecil dan akan semakin besar pada bangunan yang semakin tinggi.



Gambar 2.12: Pola simpangan struktur portal terbuka dan *drift ratio*.

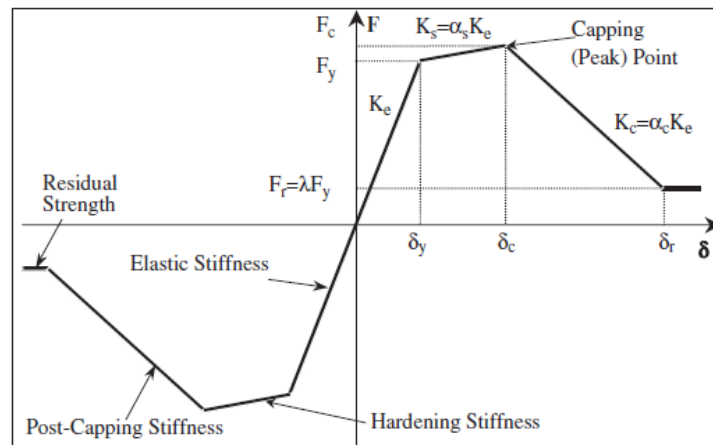
Simpangan antar tingkat akan semakin mengecil pada tingkat-tingkat di atasnya yang ditunjukkan pada Gambar 2.14. Berarti $\Delta_{\text{atas}} < \Delta_{\text{tengah}} < \Delta_{\text{bawah}}$ untuk mengetahui besaran goyangan horizontal yang terjadi maka *interstory drift* Δ umumnya dinormalisasikan terhadap tinggi tingkat (h) menjadi suatu istilah *drift ratio*. Dengan demikian *drift ratio* tingkat-tingkat bawahnya akan relatif besar dan akan semakin kecil pada tingkat-tingkat atasnya. *Drift ratio* akhirnya menjadi salah satu *design criteria* suatu bangunan (Subandi dan Hastanto, 2000).



Gambar 2.13: Simpangan bangunan dan simpangan antar tingkat bangunan.

2.6. Model Histeresis Untuk Kurva *Backbone*

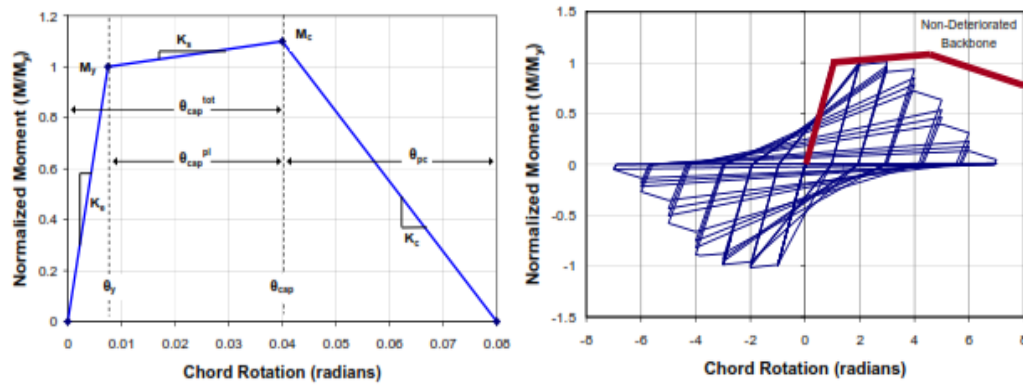
Kurva *backbone* mendefenisikan peningkatan deformasi respon monotonik untuk semua Model Histeresis seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.14



Gambar 2.14: Kurva *backbone* untuk Model Histeresis (Ibarra dkk. 2005).

Menurut Haselton (2008), kurva *backbone* untuk kurva histeresis, menampilkan pemodelan yang serbaguna dari perilaku siklik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.15. Aspek penting dalam model ini yaitu cabang kekakuan negatif dari respon pasca-puncak, yang dapat memodelkan perilaku penurunan-regangan yang dihubungkan dengan fenomena seperti hancurnya beton, tekuk dan putusnya tulangan (*buckling and fracture*). Model ini menunjukkan empat mode dasar dari penurunan pembebanan siklik: penurunan kekuatan dari cabang perkuatan-regangan inelastik, penurunan kekuatan dari

cabang penurunan-regangan pasca puncak, penurunan kekakuan dari percepatan *reloading*, dan penurunan kekakuan saat *unloading*.



Gambar 2.15: Model Histeresis perilaku monotonik dan siklik (Haselton, 2008).

Kurva *backbone* dikembangkan oleh Haselton dkk. (2008) dalam melakukan studi empiris untuk melihat kekakuan, titik puncak, titik puncak kekakuan tanpa pembebanan, dan kekakuan histeresis/keruntuhan kekuatan pada beton bertulang. Dalam pembentukan kurva *backbone*, terdapat momen leleh (M_y) dan momen puncak (M_c). Kapasitas rotasi mempengaruhi pola keruntuhan yang terjadi, dimulai dari keadaan awal saat beban nol, menuju momen leleh, menuju momen puncak, hingga keruntuhan pasca-puncak.

2.6.1. Rotasi Leleh (θ_y)

Menurut Stathopoulos dan Anagnostopoulos (2005), θ_y adalah normalisasi rotasi pada saat leleh, untuk penampang balok beton bertulang ditentukan berdasarkan Pers. 2.4.

$$\theta_y = \frac{M_y}{6 EI} l \quad (2.3)$$

Dimana:

θ_y = Rotasi pada saat leleh

M_y = Momen leleh

E = Modulus elastisitas

- I = Momen Inersia kolom/balok
l = Panjang kolom/balok

2.7. Daktilitas

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pascaelastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Berdasarkan metode perhitungannya, daktilitas terbagi atas empat jenis yaitu dari segi tegangan (*strain*), lengkungan (*curvature*), dan (*displacement*), dan rotasi.

2.7.1. Daktilitas Tegangan (*Strain Ductility*)

Menurut Siregar (2008), kemampuan dari material/struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan disebut daktilitas tegangan. Daktilitas tegangan dapat ditentukan dengan Pers. 2.4.

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \quad (2.4)$$

dimana:

- ϵ = Total tegangan yang terjadi
 ϵ_y = Tegangan pada saat leleh

2.7.2. Daktilitas Lendutan (*Displacement Ductility*)

Menurut Churrohman (2012), Daktilitas lendutan biasanya dipakai pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas lendutan didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi (Δ) dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) μ_y . Untuk menentukan daktilitas lendutan dapat digunakan Pers. 2.5 dan Pers. 2.6.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu}{\mu_y} > 1 \quad (2.5)$$

$$\mu = \mu_y + \mu_p \quad (2.6)$$

dimana:

μ_p = Lendutan pada titik plastik

μ_y = Lendutan pada titik leleh

2.7.3. Daktilitas Lengkungan (*Curvature Ductility*)

Menurut Siregar (2008), daktilitas lengkungan adalah yang diberikan oleh penulangan struktur. Daktilitas lengkungan dapat dilihat dengan Pers. 2.7.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (2.7)$$

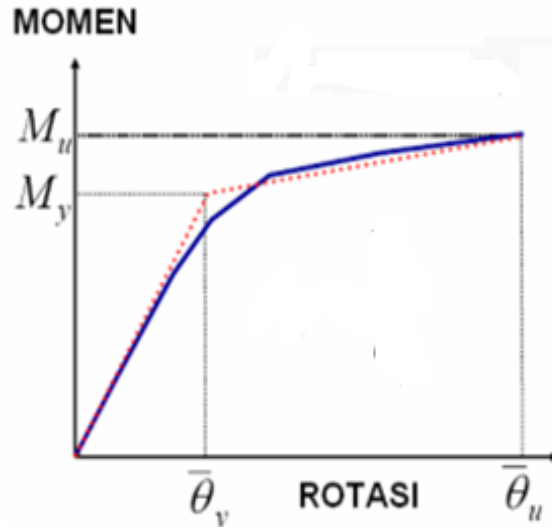
dimana:

ϕ_m = Lengkungan maksimum yang akan timbul

ϕ_y = Lengkungan pada saat leleh

2.7.4. Daktilitas Rotasi (*Rotation Ductility*)

Menurut Faisal (2013), daktilitas rotasi diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan deformasi elemen struktur. Daktilitas rotasi ini ditunjukkan secara jelas oleh Gambar 2.16, dimana besarnya dihasilkan oleh perbandingan antara rotasi θ_u dengan θ_y .



Gambar 2.16: Diagram momen rotasi dan daktilitas rotasi (Faisal, 2013).

Menurut Faisal (2013), daktilitas rotasi ditentukan berdasarkan Pers. 2.8.

$$\mu_{\bar{\theta}} = \frac{\bar{\theta}_u}{\bar{\theta}_y} \quad (2.8)$$

Dimana:

θ_u = Rotasi pada batas tertentu

θ_y = Rotasi pada saat leleh

M_u = Momen *ultimate*

M_y = Momen leleh

Jika nilai θ_u tersebut ditinjau berdasarkan batas rotasi sendi plastis (θ_{cap}^{pl}) dan θ_{pc} , seperti yang ditentukan dalam Model Histeresis sesuai dengan Gambar 2.19, maka Pers.2.9 dapat diuraikan menjadi Pers. 2.10 dan Pers 2.11.

$$\mu_{\bar{\theta}} = \frac{\bar{\theta}_{cap}^{pl}}{\bar{\theta}_y} \quad (2.9)$$

$$\mu_{\bar{\theta}} = \frac{\bar{\theta}_{pc}}{\bar{\theta}_y} \quad (2.10)$$

dimana:

θ_{pc} = Koefisien rotasi *post-capping*(Tabel 2.2)

θ_{cap}^{pl} = Koefisien rotasi plastis (Tabel 2.1)

θ_y = Rotasi pada saat leleh

2.8. Perencanaan Gaya Gempa Berdasarkan (SNI 1726:2012)

2.8.1. Peta Wilayah Gempa

Peta wilayah gempa yang ditampilkan dalam SNI 1726:2012 meliputi panduan peta percepatan tanah puncak (PGA) dan respon spektrum percepatan di batuan dasar (S_B) untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s) dan untuk perioda panjang 1,0 detik (S_1).

2.8.2. Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012, klasifikasi kelas situs dikategorikan kepada batuan keras, batuan, tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak.

2.8.3. Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6 tentang Wilayah Gempa dan Respons Spektrum, desain respons spektrum harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur pembuatan respons spektrum antara lain:

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektrum percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti pada Gambar 2.22 dan Gambar 2.23 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Ditentukan berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.3.

- c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektrum percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R)

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada perioda pendek 0,2 detik (F_a) dan perioda 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respons spektrum percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v yang terdapat dalam Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 dengan spektrum percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_1) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.11 dan 2.12.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.11)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.12)$$

dimana:

S_s = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.22)

S_1 = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.23)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.1: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	Parameter respons spektral gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik				

Tabel 2.2: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	Parameter respons spektral gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek 1detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik				

d. Parameter percepatan spektrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan melalui Pers. 2.13-2.16.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.13)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.14)$$

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

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

dimana:

S_{DS} = Respon spektrum percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

T = Perioda getar fundamental struktur

Untuk mendapatkan spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengikuti ketentuan berikut:

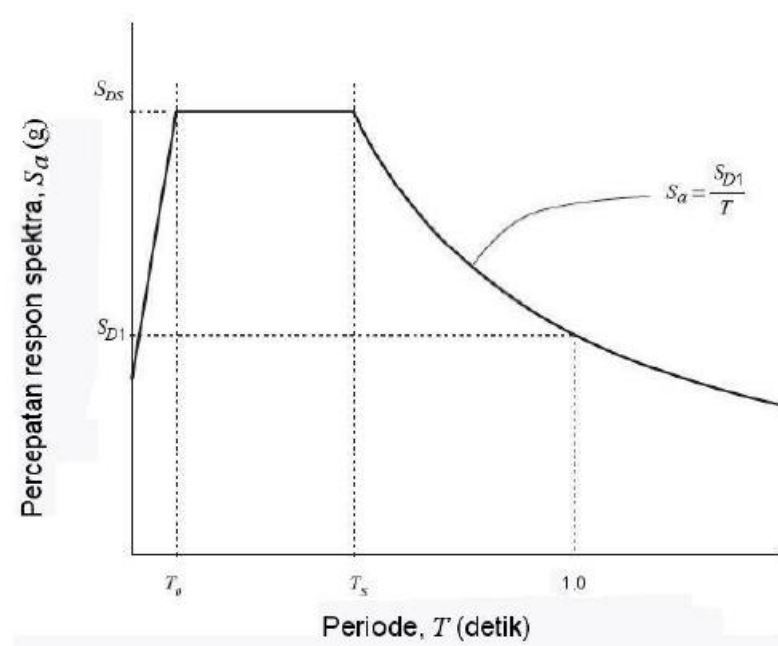
1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.17.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.17)$$

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. 2.20.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.18)$$

Selanjutnya, semua parameter respons desain diplot di dalam grafik dan akan menghasilkan respons spektrum desain seperti yang terlihat pada Gambar 2.21.



Gambar 2.21: Respon spektrum desain (SNI 1726:2012).

2.8.4. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan dan kategori risiko dari tiap jenis bangunan yang digunakan dan ditentukan. Untuk struktur bangunan perkantoran, dapat dilihat dalam Tabel

2.7 Selanjutnya besarnya faktor keutamaan gempa tersebut dapat dilihat dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.3: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen / Rumah susun • Pusat perbelanjaan / Mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik	II

Tabel 2.4: 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

2.8.5. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, kategori desain sesimik dibagi menjadi enam yaitu kategori desain seismik A, B, C, D, E dan F. Kategori desain seismik ditentukan oleh kategori resiko struktur yang ditinjau (I-IV) dan nilai paramater gempa dari situs dimana struktur atau bangunan tersebut akan dibangun (S_{DS} dan S_{D1}), seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.5 dan 2.6.

Tabel 2.5: 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 2.6: 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

Untuk kategori desain seismik C, D, E dan F diharuskan untuk dilakukan investigasi geoteknik yang meliputi analisis stabilitas lereng, likuefaksi, penurunan total dan beda penurunan, dan perpindahan permukaan akibat patahan. Khusus untuk kategori desain seismik D, E dan F investigasi geoteknik harus mencakup gaya seismik dinamik tanah dan potensi likuefaksi. Untuk menghitung potensi likuefaksi digunakan PGA_M (*Peak Ground Accelecaation*, terkoreksi untuk kelas situs).

2.8.6. Faktor-R dan Struktur Penahan Gaya Seismik

Menurut Parinduri (2013), faktor-R adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung

daktail, bergantung pada faktor daktalitas struktur gedung tersebut. Faktor modifikasi respons (R) menurut peraturan baru SNI 1726:2012 relatif lebih besar dari peraturan sebelumnya karena telah menyesuaikan dengan beberapa kejadian gempa yang terjadi beberapa tahun belakangan ini di Indonesia.

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempaberdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, $C_d,^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

4.	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
----	---	---	---	-----	----	----	----	----	----

2.8.7. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, 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 ditentukan dalam Pers. 2.19 dan Pers. 2.20.

- Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.19)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.20)$$

dimana :

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

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

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

x = Ditentukan dari Tabel 2.14

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.14

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.15

Tabel 2.8: Nilai parameter perioda 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 defleksijika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Tabel 2.9: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum 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

2.8.8. Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.21.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.21)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W = Berat seismik efektif

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, untuk mendapatkan koefisien C_s digunakan persamaan-persamaan yang terdapat pada Pers.2.22-Pers. 2.25.

1. C_s maksimum

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.22)$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.23)$$

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.24)$$

4. C_s minimum tambahan

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.25)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda pendek 0.2 detik

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_s hasil hitungan yang dipatkan tidak perlu melebihi nilai C_s maksimum dan juga tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum. Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.8.9. Analisis Respon Dinamik

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), parameter respon terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. 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 Kombinasi Kuadratik Lengkap

(*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alam dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan 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*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.26.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.27)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.28)$$

Dimana:

V_t = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_1 = gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.8.10. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur dikelompokkan menjadi dua bagian, yaitu beban vertikal dan beban horisontal. Beban vertikal meliputi beban mati dan beban hidup. Untuk beban horisontal dalam hal ini yaitu berupa beban gempa.

1. Beban Vertikal

- Beban mati

Beban mati merupakan semua berat sendiri gedung dan segala unsur tambahan yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari

gedung tersebut. Sesuai SNI 1727:2013, yang termasuk beban mati adalah seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga dan finishing.

- **Beban hidup**

Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah. Sesuai SNI 1727:2013, yang termasuk beban hidup seperti ruang kantor, ruang komputer, gudang persediaan, ruang pertemuan, lobi, balkon, koridor, ruang makan, ruang mesin elevator, tangga permanen, garasi, konstruksi plat lantai *finishing* ringan, helipad, perpustakaan, rangka tumpu layar penutup.

2. Beban Horizontal (Beban Gempa)

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Terdapat beberapa metode analisa perhitungan besarnya beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Secara umum metode analisa ini terdiri dari:

- **Analisis gempa statik ekuivalen**

Metode ini digunakan untuk menganalisa beban gempa pada struktur beraturan dimana beban yang bekerja merupakan hasil penyederhanaan dan modifikasi pergerakan tanah. Beban tersebut bekerja pada suatu pusat massa lantai-lantai struktur gedung.

- **Analisa dinamis**

- **Analisa modal**

Metode ini dipakai untuk menyelesaikan analisa dinamik suatu struktur dengan syarat bahwa respon spectrum masih elastis dan struktur mempunyai standar mode shape.

- **Analisa respons spectrum**

Merupakan suatu analisis dengan menentukan respons dinamik struktur gedung yang berperilaku elastis penuh terhadap pengaruh suatu gempa. Metode ini merupakan suatu pendekatan terhadap beban gempa yang mungkin terjadi. Menurut SNI 1726:2012,

respons spektrum adalah suatu diagram hubungan antara percepatan respons maksimum suatu sistem satu derajat kebebasan (SDK) akibat gempa tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami.

- Analisa riwayat waktu (*time history analysis*)

Merupakan suatu analisis dalam menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung yang berperilaku elastik penuh (*linier*) maupun elastik-plastis (*non-linier*) terhadap pergerakan tanah akibat gempa rencana.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor. Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

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 SDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redudansi

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

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya gser 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.

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 antarlantai 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 atausambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum F_i}{\sum w_i} w_{px} \quad (2.29)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.33.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.30)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.34.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.31)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redudansi (ρ) harus sama dengan 1.3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.16.

Tabel 2.10: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom dikedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebih(Tabel 2.12 No. 1b)

- Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

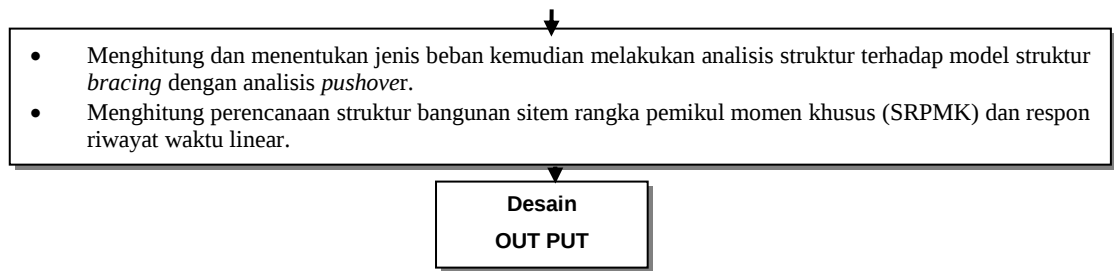
BAB 3

PEMODELAN STRUKTUR

3.1. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah perencanaan struktur dapat dilihat pada gambar bagan alir Gambar 3.1.





Gambar: 3.1. Diagram alir penelitian.

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung pada Tugas Akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan, seperti tujuan perencanaan struktur gedung hingga pemodelan atau pendesain struktur gedung.

3.2. Tinjauan Umum

Dalam Tugas Akhir ini akan dilakukan analisis deformasi tidak linier respon spektrum yang menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) pada struktur baja bracing konsentrik. Struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan menggunakan bantuan SAP versi 14.

Dalam Tugas Akhir ini terdapat 1 (satu) model gedung menjadi bahan studi, yaitu model gedung dengan 4 (empat lantai), dimana gedung 4 lantai menggunakan struktur baja bracing konsentrik dan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Struktur gedung adalah portal terbuka (*Open Moment Resisting Frame*) yang dimodelkan sebagai *element frame3* dimensi pada SAP versi 14 dengan mengacu pada standar SNI 1726:2012.

Gedung difungsikan sebagai perkantoran yang terletak di Provinsi Sumatera Utara Kota Medan yang memiliki site tanah sedang. Kontruksi kolom dan balok menggunakan struktur baja bracing konsentrik dan lantai menggunakan plat beton.

Perencanaan dilakukan sesuai dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

1. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung mengacu pada (SNI 03-2847-2013).
2. Tata cara perhitungan struktur baja untuk bangunan gedung mengacu pada (SNI 1729-2015).

3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dengan menggunakan (SNI 03-1726:2012)

3.3. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, wilayah gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun. Kondisi tanah adalah tanah sedang. Sehingga faktor respon gempa di wilayah 2 dengan kondisi tanah sedang adalah seperti disajikan dalam Tabel 3.1.

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

Respon Spektrum (Tanah sedang)	
Waktu (dtk)	Koef. Gempa (C)
0	0.348
0.2	0.874
0.202	0.870
0.4	0.870
0.6	0.870
0.8	0.870
1	0.870
1.01	0.870
1.2	0.733
1.4	0.629
1.6	0.550
1.8	0.489
2	0.440
2.2	0.400
2.4	0.367
2.6	0.338
2.8	0.314
3	0.293

Menurut SNI 1726:2012, respon spektrum gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Dengan data PGA = 0.515 (Gambar 2.16), $S_s = 1.398$ (Gambar

2.17), dan $S_I = 0.60$ (Gambar 2.18) yang berada di kota Medan, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon spektrum gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut :

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

➤ Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_I yang terdapat pada Tabel 2.7 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai F_a dibawah ini.

$$F_a = 0.9$$

➤ Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_I yang terdapat pada Tabel 2.8 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai F_v dibawah ini.

$$F_v = 2.4$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

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

$$S_{MS} = 0.9 \cdot 1.398$$

$$S_{MS} = 1.258 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{M1} = 2.4 \cdot 2.4$$

$$S_{M1} = 1.440 \text{ g}$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

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

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

$$S_{DS} = 2/3 \cdot 1.258$$

$$S_{DS} = 0.839$$

$$S_{D1} = \mu \cdot S_{M1}$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot 1.440$$

$$S_{D1} = 0.960$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0.960}{0.839}$$

$$T_s = 1.144$$

$$T_0 = 0.2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0.2 \cdot 1.144$$

$$T_0 = 0.229$$

e. Penentuan nilai S_a

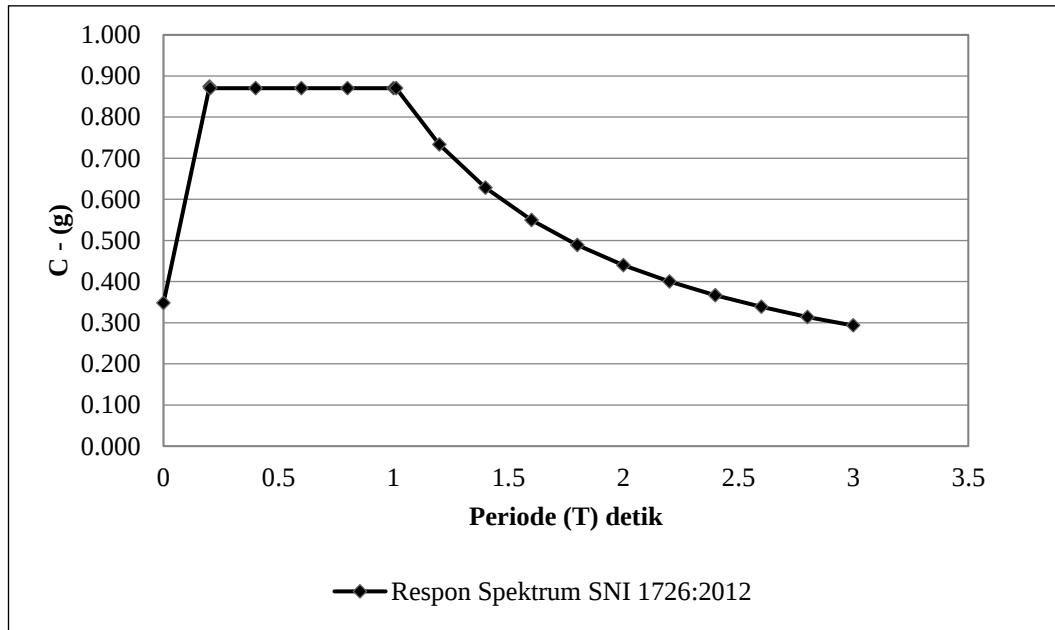
- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari pers :

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

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

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

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

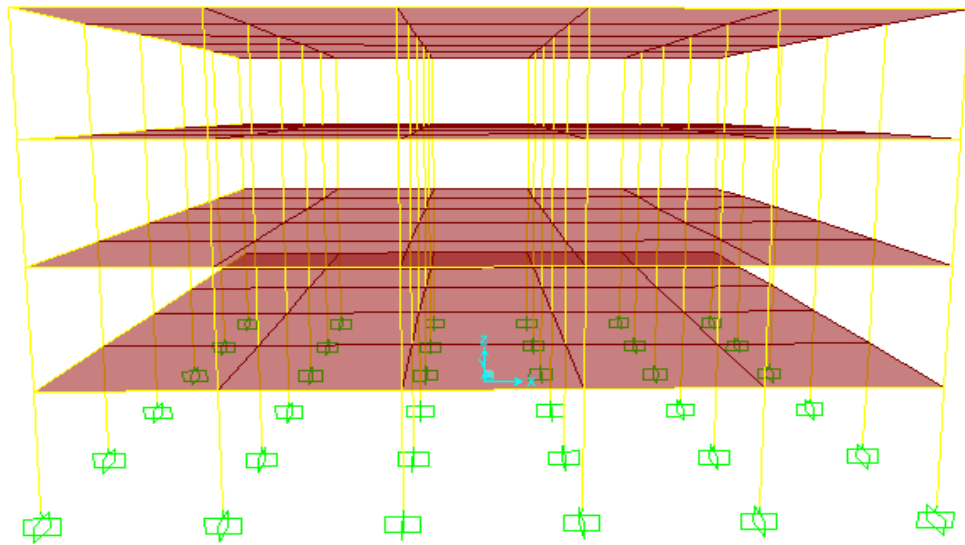


Gambar 3.2: Spektrum respon gempa SNI 1726:2012 Kota Padang dengan jenis tanah sedang.

3.4. Pemodelan Dan Analisa Struktur

3.4.1. Pemodelan Struktur

Model gedung yang memiliki jumlah 4 lantai dengan panjang denah arah $x = 30$ m dan arah $y = 30$ m, memiliki tinggi per lantai untuk lantai 1 = 4.5 m, lantai 2 s/d lantai 4 = 3.5 m, . Untuk pemodelan dari struktur gedung 4 lantai SRPMK yang menggunakan baja bracing konsentrik tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.3 dibawah ini.



Gambar 3.3: Tampak 3 dimensi pemodelan struktur.

3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur

Pada Tugas Akhir ini akan dimodelkan suatu struktur bangunan perkantoran 4 lantai dengan lokasi pembangunan berada pada kota Padang. Data perencanaan karakteristik geometri bangunan sebagai berikut :

1. Bangunan perkantoran 4 lantai
2. Tinggi perlantai adalah 4.5 meter
3. Lokasi bangunan di kota Medan dengan kondisi tanah sedang
4. Struktur utama bangunan direncanakan SRPMK baja bracing konsentrik
5. Mutu beton yang digunakan pada kolom 40 MPa dan balok 35 MPa.

3.4.1.2. Faktor Keutamaan Struktur

Menurut SNI 1726:2012 dengan kategori resiko bangunan perkantoran dengan kategori resiko II maka nilai $I_e = 1$.

3.4.1.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Nilai fundamental memiliki nilai batas maksimum dan minimum seperti yang telah dijelaskan pada Pers.2.21.

Dimana:

$$C_t = 0.0466 \text{ (Tabel 15)}$$

$$H_n = 56.5 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0.9 \text{ (Tabel 2.12 dengan tipe struktur rangka pemikul momen)}$$

$$c_u = 1.4 \text{ (Tabel 1.13 dengan nilai } S_{D1} \geq 0.4 \text{)}$$

Tabel 3.2: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami *fundamental* gedung Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	T_{minimum}	T_{maksimum}	$T_{\text{perhitungan}}$	Ket.
X	1.759	2.462	1.761	OKE
Y	1.759	2.462	1.761	OKE

3.4.1.4. Perencanaan Faktor Respon Spektrum (C)

Berdasarkan Sub Bab 2.5.2. untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.23, 2.24, 2.25, dan 1.16 pada Bab 2, yang dijelaskan dibawah ini.

$$C_{s_{maksimum}} = \frac{S_d s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah x} = \frac{0.539}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.682$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah y} = \frac{0.539}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.682$$

$$C_{s_{hitungan}} = \frac{S_d 1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s_{hitungan}} \text{ arah x} = \frac{0.539}{1.759 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.068$$

$$C_{s_{hitungan}} \text{ arah y} = \frac{0.539}{1.759 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.068$$

$$C_{s_{minimum}} \text{ arah x} = \frac{0.5 * 60}{\frac{8}{1}} = 0.037$$

$$C_{s_{minimum}} \text{ arah y} = \frac{0.5 * 60}{\frac{8}{1}} = 0.037$$

Tabel 3.3: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pemodelan struktur.

Arah	C_s max	C_s hitungan	C_{smin}	Ket.
X	0.068	0.068	0.037	OKE
Y	0.068	0.068	0.037	OKE

Pemilihan nilai C_s diatas didasarkan karena nilai C_s *hitungan* sama besar dari dengan $C_{s\text{maksimum}}$ maka yang digunakan C_s *maximum* sesuai peraturan SNI 1726:2012.

3.5.Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom, plat, dan pondasi yang digunakan. Berikut ini akan direncanakan dimensi awal dari komponen-komponen struktur bangunan.

3.5.1. Material

Material yang digunakan dalam merencanakan dan membangun struktur bangunan ini adalah material baja bracing konsentrik dengan dimensi kolom panjang 40 cm dan lebar 40 cm, sedangkan untuk balok panjang 30 cm dan lebar 20 cm. Dengan baja tulangan polos (BJTP-24) untuk $\varnothing \leq 12$ mm, $f_y = 2400$ kg/cm² dan Baja tulangan ulir (BJTD-40) untuk $\varnothing > 12$ mm, $f_y = 4000$ kg/cm².

3.5.2. Balok dan Kolom

Balok merupakan element struktur penahan gaya lentur dan geser yang terhubung kaku dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya sehingga memiliki momen maksimum terdapat pada ujung-ujung balok tempat terjadinya sendi plastis saat terjadi gempa.

Desain balok pada Tugas Akhir ini dibedakan berdasarkan besarnya beban yang bekerja secara vertikal terutama beban sendiri struktur, pelat serta beban hidup saat masa layan. Balok terdiri dari balok utama tanpa tanpa balok anak, balok utama adalah balok yang ujungnya langsung betemu dengan kolom dengan sejajar arah X dan Y global. Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok-balok diatas dan dibawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang sebelumnya didistribusikan lebih besar kepada elemen baja bracing konsentrik.

3.5.3. Pelat

Pelat yang digunakan pada model struktur bangunan ini yaitu plat beton. Plat beton digunakan sebagai plat untuk atap dan lantai. Tebal plat lantai $t = 12$ cm dan plat atap adalah $t = 10$.

3.5.4. Pondasi

Pemodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekang tranlasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung bawah kolom lantai dasar.

3.6. Pembebanan

3.6.1. Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja dibedakan menjadi beban statis dan beban dinamis, beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal kebawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, misalnya penutup lantai, alat mekanis, partisi, dan lain-lain. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu PPPURG 1983. atau praturan tahun 1987. Adapun berat satuan beberapa materil disajikan pada Tabel 3.4 dibawah ini.

Tabel 3.4: Berat material konstruksi dari PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
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 diakibatkan oleh hunian atau penggunaan dan beban ini bias ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal kebawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan gedung dari PPPURG 1987 dan PPPURG 1987 diberikan pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban pada lantai struktur.

Beban Hidup	Besarnya beban
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit.	250 kg/m ²
Beban terpusat pekerjaan minimum	100 kg/m ²

3.6.2. Perhitungan Berat Per Pelat lantai

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program SAP versi 14, sedangkan berat beban tambahan dan beban hidup dapat dilihat pada lampiran. Hasil dari berat per lantai gedung tersebut digunakan untuk menentukan gaya geser dasar gempa dengan metode analisis respon spektrum.

3.6.3. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup. Sementara akibat dari pekerjaan bangunan tidak diperhitungkan. Pada masa layan, beban-beban tersebut akan ditambah dengan beban-beban hidup permanen dari aktivitas pemakaian gedung dan barang-barang investaris yang dapat bergerak didalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yangt bekerja. Berdasarkan SNI 1726:2012 kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung disajikan dalam Tabel 3.6.

Table 3.6: Kombinasi pembebanan yang digunakan.

nilai SDS 0.48364

Faktor redundansi 1.3

KOMBINASI PEMBEBANAN								
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL						
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL				
Kombinasi 3	1.33	DL	1	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 4	1.07	DL	1	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 5	1.13	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.27	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.33	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	1.07	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.27	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.13	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1.03	DL			0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.77	DL			-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.83	DL			0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	0.97	DL			-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 15	1.03	DL			1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.77	DL			-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	0.97	DL			1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.83	DL			-1.3	EX	0.39	EY

3.7. Analisa Respon Spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program SAP versi 14. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) dengan input gaya gempa menggunakan respon spektra pada wilayah gempa 4 dengan tanah lunak dan SNI 1726:2012 seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada Sub Bab 3.3 metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%. Selain itu, penjumlahan ragam respon menurut 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 (*SumUx dan SumUy*) menggunakan program SAP versi 14 yaitu pada *Structure Output (Model Participating Mass Ratios)*.

Nilai akhir respon spectrum dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam pertama. Untuk memperoleh nilai gaya geser dasar dari metode analisis respon spectrum dapat menggunakan program SAP versi 14 yaitu nilai *Base Reactions* untuk arah pembebanan gempa.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan membahas beberapa nilai hasil analisis oleh SAP2000 v.14 pada struktur:

- Fixed base SRPMK dengan bracing.

Data yang hasil diperoleh diantaranya berat sendiri bangunan, berat total bangunan, perioda struktur alami, gaya geser seismik dasar, distribusi vertical gaya gempa, kekakuan struktur, nilai simpangan, *curva pushover*, perbandingan *curva pushover*, simpangan *non-linear pushover*, & riwayat waktu linear.

4.2 Hasil Analisis

Pada SAP2000 berat sendiri per lantai dapat dihitung secara otomatis. Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan yang dihitung otomatis oleh SAP2000 dapat dilihat dari Tabel 4.1.

Table 4.1: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur bangunan.

TABLE: Groups 3 - Masses and Weights					
GroupName	SelfMass	SelfWeight	TotalMass X	TotalMass Y	TotalMass Z
Text	Kgf-s2/m	Kgf	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m
ALL	132.826	1.302.576	132.826	132.826	132.826
Kolom Lt 1	5.441	53.362	5.441	5.441	5.441
Lantai 1	29.748	291.723	29.748	29.748	29.748
Kolom Lt 2	4.267	41.840	4.267	4.267	4.267
Lantai 2	29.748	291.723	29.748	29.748	29.748
Kolom Lt 3	4.267	41.840	4.267	4.267	4.267
Lantai 3	29.748	291.723	29.748	29.748	29.748
Kolom Lt 4	4.267	41.840	4.267	4.267	4.267
Lantai 4	25.342	248.523	25.342	25.342	25.342

4.3 Penentuan Berat Total per Lantai (Wt)

Untuk perhitungan analisis statik ekuivalen dibutuhkan berat total per lantai, maka berat total per lantai bisa didapat dengan menjumlahkan antara berat sendiri, berat mati dan berat hidup. Adapun perhitungan berat total per lantai dapat dilihat pada lampiran. Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan.

LANTAI	MATI	SDL	B. HIDUP	30% B. HIDUP	TOTAL WT
M	KG	KG	KG	KG	KG
4	269.443	29.700	90.000	27.000	326.143
3	333.564	103.500	225.000	67.500	504.564
2	333.564	103.500	225.000	67.500	504.564
1	339.325	103.500	225.000	67.500	510.325
BERAT TOTAL BANGUNAN					1.845.595

4.4 Penentuan Perioda Alami Stuktur (T₁)

Dari model struktur pada SAP2000 diperoleh waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Waktu getar alami struktur bangunan.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,71827	0	0,905
MODAL	Mode	2	0,621399	0,869	0
MODAL	Mode	3	0,583392	0	0
MODAL	Mode	4	0,220529	2,593E-17	0,076
MODAL	Mode	5	0,182984	0,101	1,568E-20
MODAL	Mode	6	0,175752	3,343E-19	8,285E-20
MODAL	Mode	7	0,120193	2,12E-20	0,016
MODAL	Mode	8	0,094163	0,026	1,741E-20
MODAL	Mode	9	0,093309	0	3,243E-19
MODAL	Mode	10	0,082042	9,515E-20	0,002881
MODAL	Mode	11	0,062529	2,256E-19	2,651E-18
MODAL	Mode	12	0,061592	0,004774	4,185E-16

Dari Tabel 4.3 dapat dilihat bahwa berbagai macam respon metode respon dan partisipasi massa hasil respon total harus mencapai sekurang-sekurangnya 90%. Jadi dari Tabel 4.3 partisipasi massa mencapai 100% sehingga model tersebut memenuhi syarat. Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada SAP2000 pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Hasil persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	13,5	OK	NO OK
T2-T3	6,12	OK	NO OK
T3-T4	62,20	NO OK	OK
T4-T5	17,02	NO OK	OK
T5-T6	3,95	OK	NO OK
T6-T7	31,61	NO OK	OK
T7-T8	21,66	NO OK	OK
T8-T9	0,91	OK	NO OK
T9-T10	12,07	OK	NO OK
T10-T12	23,78	NO OK	OK
T11-T12	1,50	OK	NO OK

berdasarkan SNI 1726 2012 Pasal 7.9.3

Jika nilai selisih perioda fundamental < 15 % maka menggunakan metoda CQC, jika > 15 % menggunakan metoda SRSS

4.5 Perioda Fundamental Pendekatan (Ta)

Menurut SNI-1726-2012 pasal 7.8.2, perioda (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dan perioda pendekatan fundamental (T_a), yang mana perioda fundamental dihitung pada Pers. 4.1 dan 4.2.

$$T_a = 0.1N \quad (4.1)$$

$$T_{amax} = T_a \times C_u \quad (4.2)$$

Dimana Pers. 4.1 dipakai dengan syarat gedung tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen beton dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter, nilai C_u yang digunakan diambil dari Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Nilai koefisien batas atas (C_u).

Parameter Percepatan Respon Spektar Desain Pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Pengecekan nilai perioda yang dihitung oleh SAP2000 dengan persyaratan maksimum nilai perioda dapat dilihat pada Table 4.6.

Tabel 4.6: Pengecekan nilai perioda SAP2000.

SYARAT PERIODA				
Arah	T_a $=0.1*N$	$T_a \text{ Max} = C_u * T_a$	T hasil dari SAP2000	CEK
X	0.4	0.884585	0.71827	OK
Y	0.4	0.884585	0.71827	OK

4.6 Penentuan Gaya Geser Seismic (V)

Menurut SNI-1726-2012 pasal 7.8.1, nilai gaya geser nominal statik ekuivalen (v) masing-masing arah dapat ditentukan berdasarkan Pers. 4.3 dan dirangkum seperti pada Tabel 4.7.

$$V = C_s W \quad (4.3)$$

Menurut SNI-1726-2012 pasal 7.8.1.1 dimana nilai C_s diambil dari Pers. (4.4)

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.4)$$

C_s yang dihitung pada Pers. 4.4 tidak boleh melebihi nilai yang dihitung menurut per 4.5 dan tidak kurang dari nilai yang dihitung menurut Pers 4.6 dan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana s_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari pers 4.7

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.5)$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (4.6)$$

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.7)$$

Hasil nilai C_s yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Nilai C_s yang digunakan.

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	Cs Max- SDS / (R/I)	CS Hitungan - SD1 / (T*(R/I)	CS Min - 0.004*SDS* I	CS Tambahan - 0.5*S1/(R/I)	CS Yg digunakan
T1	0.06045	0.06682	0.0019344	1.328	0.06045
T2	0.06045	0.06682	0.0019344	1.328	0.06045

Dari Tabel 4.7 diatas telah disepakatkan nilai C_s yang dibutuhkan untuk mencari nilai gaya geser dasar struktur bangunan. Nilai gaya geser dasar (V) dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 : Gaya geser nominal statik ekivalen (V).

Wt (kg)	$V_{\text{arah } x}$ (kg)	$V_{\text{arah } y}$ (kg)
1.845.595	111.575	111.575

4.7 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan Pers 4.8 dan 4.9.

$$F_i = C_{vx} V \quad (4.8)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.9)$$

Dikarenakan nilai V arah x dan y pada struktur *open frame* bernilai sama, maka nilai F_i pada arah x dan y bernilai sama pula. Pada sub bab 2.9, nilai k diambil dari nilai periode yang terjadi. Pada struktur ini diambil nilai $k = 1$ karena nilai periode lebih kecil dari 0.5 ($T < 0.5$). dan nilai k pada sktruktur tanpa bata diambil dengan interpolasi antara nilai 1 dan 2 karena nilai periode lebih besar dari 0,5 yaitu 0.548 ($0,5 < T < 2,5$). Nilai F_i masing-masing arah pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9. Nilai F_{ix} dan F_{iy} per lantai pada struktur bangunan.

lantai ke	h_i (m)	h_i^k	W_i (kg)	$w_i * h_i^k$	F_i (kg)	F_i x dan y
4	15,00	20,16	326.143	6.574.347	33.464	33.464
3	11,50	15,01	504.564	7.574.831	38.557	72.021
2	8,00	10,04	504.564	5.064.827	25.780	97.801
1	4,50	5,30	510.325	2.706.122	13.774	111.575
			$\Sigma w_i * h_i^k$	21.920.127		

Gaya geser gedung tiap tingkat pada gedung dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10: Gaya geser gedung tiap lantai

Nilai F_{ix} dan F_{iy} <i>fixed base</i>				
Lantai (i)	Berat per lantai (kg)	Tinggi (m)	F_i (kg)	Story Shear / V_x (kg)
Lantai 4	326.143	3,5	33.464	33.464
Lantai 3	504.564	3,5	38.557	72.021
Lantai 2	504.564	3,5	25.780	97.801
Lantai 1	510.325	4,5	13.774	111.575
Total	1.845.595	15	111.575	

4.8 Spektrum Respon Ragam

Berdasarkan SNI-1726-2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sitem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah orthogonal. SNI-2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk katagori dasain

seismic D, E atau F nilai ρ dapat diambil = 1 bila masing masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai ρ harus diambil = 1,3. Gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% V base shear dengan nilai redudansi (ρ) = 1 dapat dilihat pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11:Pengecekan story shear dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ($\rho=1$)

Struktur <i>fixed base</i>					
No	Lantai Ke-	Arah X,Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_x) (kg)	Base Shear (V_x) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	4	33463,99	111575,33	39051,36432	NOT OK
2	3	72020,53	111575,33	39051,36432	OK
3	2	97800,94	111575,33	39051,36432	OK
4	1	111575,33	111575,33	39051,36432	OK

Tabel 4.12 : Pengecekan story shear dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ($\rho=1,3$)

Struktur <i>fixed base</i>					
No	Lantai Ke-	Arah X,Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_x) (kg)	Base Shear (V_x) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	4	43503,19	111575,33	39051,36432	OK
2	3	93626,69	111575,33	39051,36432	OK
3	2	127141,22	111575,33	39051,36432	OK
4	1	145047,92	111575,33	39051,36432	OK

4.9 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser analisis respon spectrum yang telah diproses pada SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Gaya geser respon spektrum stuktur bangunan.

TABLE: Base Reactions			
Struktur <i>Fixed Base</i>			
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Kg	Kg
GEMPA X	Max	133274.95	40582.91
GEMPA Y	Max	39982.49	135276.35

Menurut (Riza, 2010), sebelum mendapatkan data hasil gaya geser analisis respon spectrum dari SAP terdapat faktor skala gempa arah x 100% dan arah y 30% dari arah x, yaitu:

- Faktor skala gempa arah x = $g \times I / R = 9.81 \times 1/8 = 1.2263$
- Faktor skala gempa arah y = 30% arah x = 0.3679
- Skala diatas untuk gempa X, untuk gempa Y nilai diatas dibalik.

Menurut SNI-1726-2012 pasal 7.9.4 bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung tersebut dapat dinyatakan menurut Pers. 4.10.

$$0.85 \frac{V}{V_t} \quad (4.10)$$

Dimana V adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut Pers. 4.3 sebelumnya. Hasil pengecekan pada gaya respon spectrum dengan Pers 4.10 dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.14: Pengecekan gaya geser respon spektrum.

Struktur <i>Fixed Base</i>				
Arah	V	V ₁	0.85*V ₁	Cek $V \geq 0.85V_1$
X	133274.95	222331.7	188981.945	NO OK
Y	39982.49	222331.7	188981.945	NO OK

Pada Tabel 4.14 diatas dapat dilihat bahwa pada struktur *Fixed Base* pengecekan tidak sesuai syarat yang dianjurkan sesuai pasal 7.9.4 SNI-1726-2012. Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan menurut pasal 7.9.4, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala dengan Pers. 4.11.

$$\text{Faktor Skala} = 0.85V_1/V \geq 1 \quad (4.11)$$

Dengan menggunakan Pers. 4.11, mencari faktor skala untuk memenuhi persyaratan dengan hasil faktor skala sebagai berikut:

Gempa X& Y

- $F_x \Rightarrow U1 = (0.85 \times 222331.7) / 133274.95 = 1.417$
- $F_y \Rightarrow U2 = (0.85 \times 222331.7) / 39982.49 = 4.726$

Dari hasil faktor skala diatas dikalikan dengan faktor skala gempa arah x dan y pada SAP2000, adapun pengaliannya sebagai berikut:

Gempa X& Y

- $F_x \Rightarrow U1 = 1.417 \times 1.635 = 2.3168 (\geq 1)$
- $F_y \Rightarrow U2 = 4.726 \times 0.4905 = 2.3181 (\geq 1)$

Gempa di arah X dan Y di kalikan dengan faktor skala sehingga didapatkan hasil gaya geser respon spektrum yang berbeda sehingga memenuhi persyaratan yang ditentukan menurut SNI-1726-2012 pasal 7.9.4 oleh SNI 1726 Hasil tersebut dan pengecekannya dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan 4.15.

Tabel 4.15: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala

TABLE: Base Reactions			
Struktur <i>Fixed Base</i>			
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Kg	Kg
GEMPA X	Max	196623.54	105545.05
GEMPA Y	Max	259507.64	351832.4

Tabel 4.16: Pengecekan gaya geser respon spektrum.

Struktur <i>Fixed Base</i>				
Arah	V	V ₁	0.85*V ₁	Cek $V \geq 0.85V_1$
X	196,623.54	222331.7	188981.945	OK
Y	259,507.64	222331.7	188981.945	OK

4.10 Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)

Berdasarkan peraturan SNI-1726-2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Nilai simpangan antar lantai yang diperbesar didapat berdasarkan rumus Pers. 4.12.

$$\text{Story drift} = \frac{\delta i \cdot C_d}{I_e} \quad (4.12)$$

Keterangan :

δi = Simpangan antar tingkat

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Nilai simpangan antara arah x dan y memiliki nilai yang sama dikarenakan bentuk bangunan yang simetris. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.17 dan 4.18.

Tabel 4.17: Nilai simpangan gedung arah x pada kinerja batas ultimit.

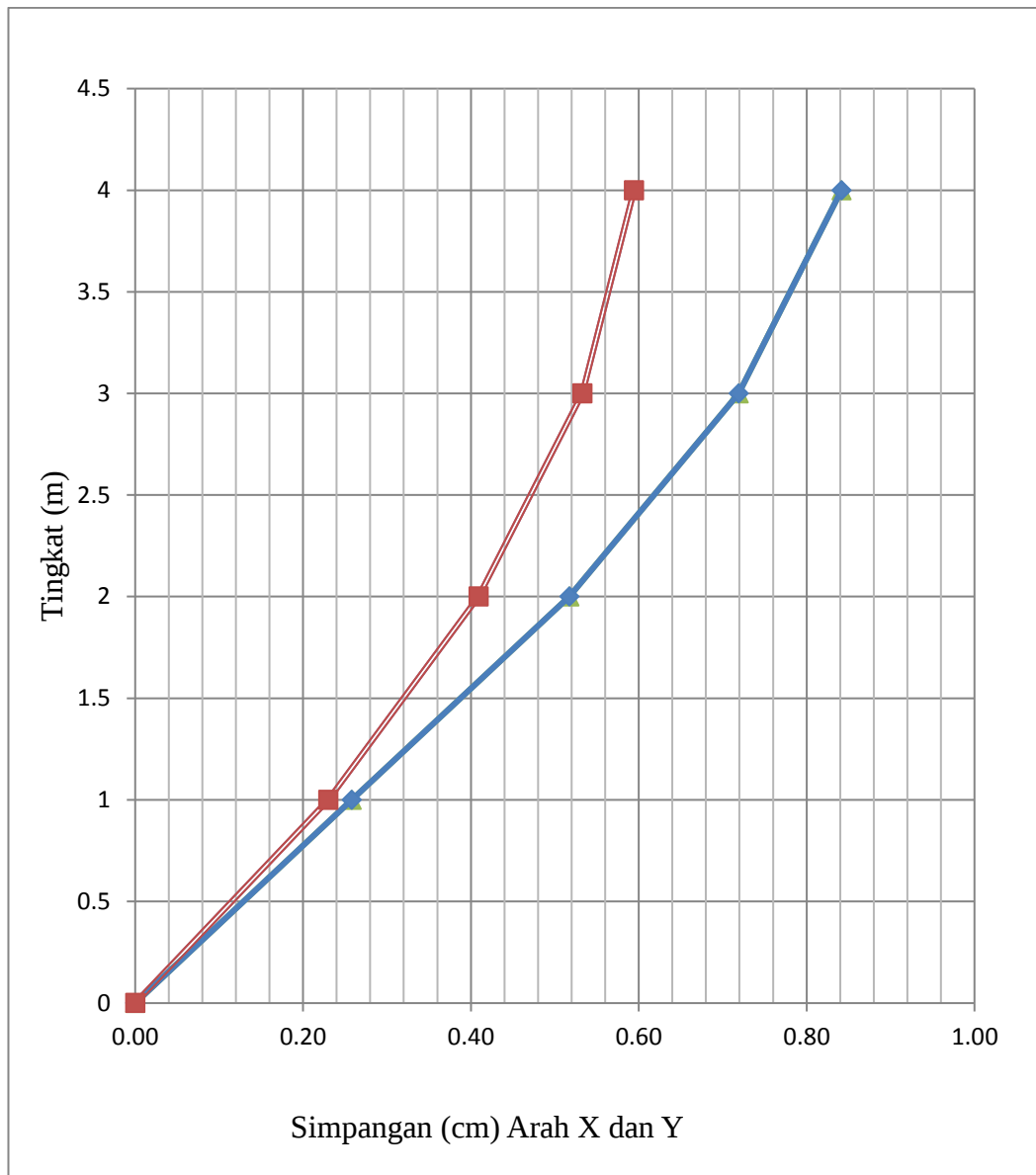
Struktur Fixed Base X						
Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> $= (\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> $< \Delta a$
		cm	cm	Arah X (cm)		
0	0	0,00	0	0	0	OK
450	1	0,258	0,258	1,29	9	OK
350	2	0,517	0,259	1,30	7	OK
350	3	0,719	0,202	1,01	7	OK
350	4	0,842	0,122	0,61	7	OK

Tabel 4.18: Nilai simpangan gedung arah y pada kinerja batas ultimit.

Struktur Fixed Base Y						
Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat (δ_i)	Simpangan yang diperbesar	Syarat (Δa) $0,02 \cdot h_i$ (cm)	Cek (Sb. Y)
		Arah Y	Arah Y	<i>Story drift</i> $= (\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> $< \Delta a$
		cm	cm	Arah Y (cm)		
0	0	0	0	0	0	OK
450	1	0,230	0,230	1,15	9	OK
350	2	0,409	0,179	0,90	7	OK
350	3	0,533	0,124	0,62	7	OK
350	4	0,594	0,062	0,31	7	OK

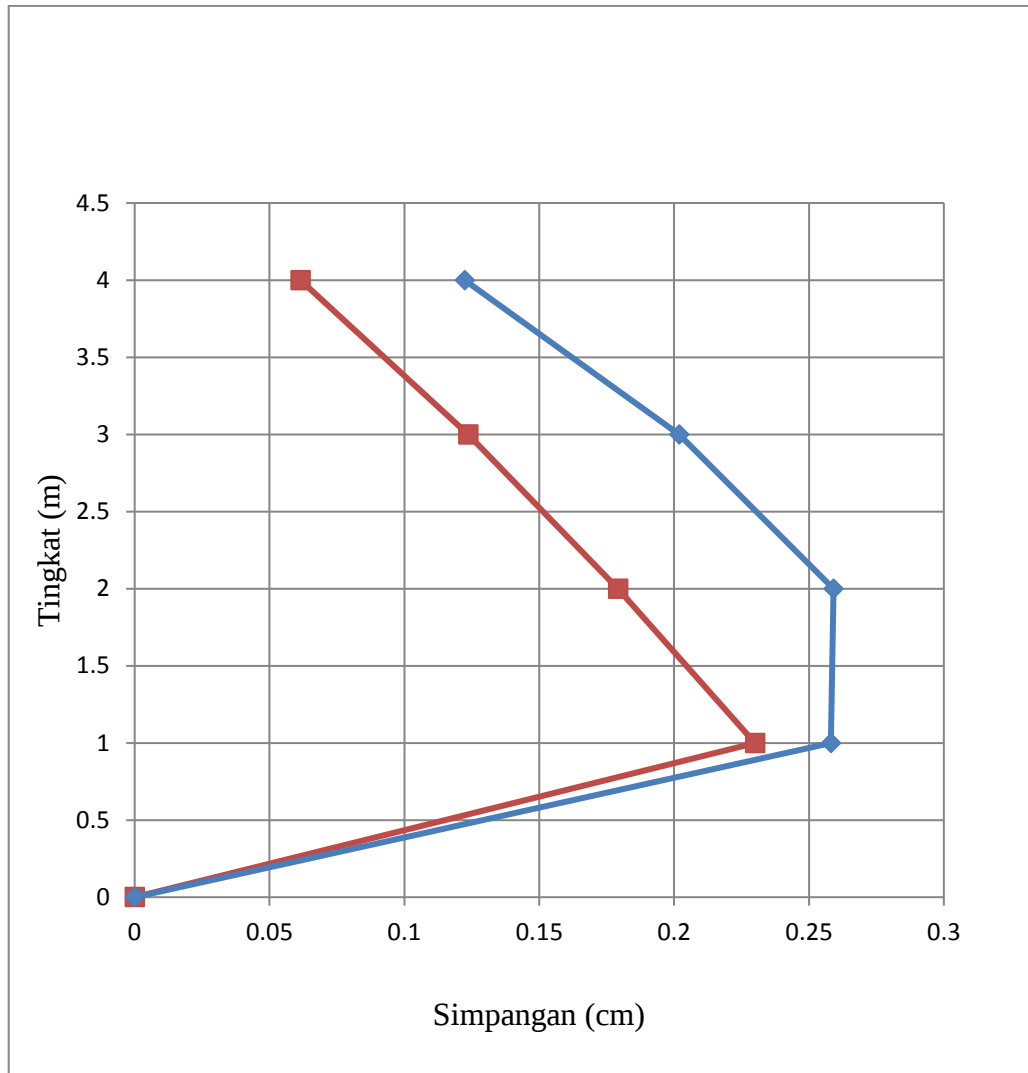
Dari tabel perpindahan struktur fixed base, dapat kita lihat bahwa simpangan yang terjadi memiliki nilai simpangan yang lebih kecil daripada syarat simpangan yang diizinkan, sehingga ini membuktikan bangunan fixed base dapat aman digunakan.

Total simpangan arah x dan y terhadap ketinggian gedung dan total simpangan arah x dan y antar tingkat terhadap ketinggian gedung dalam bentuk diagram grafik dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan 4.2.



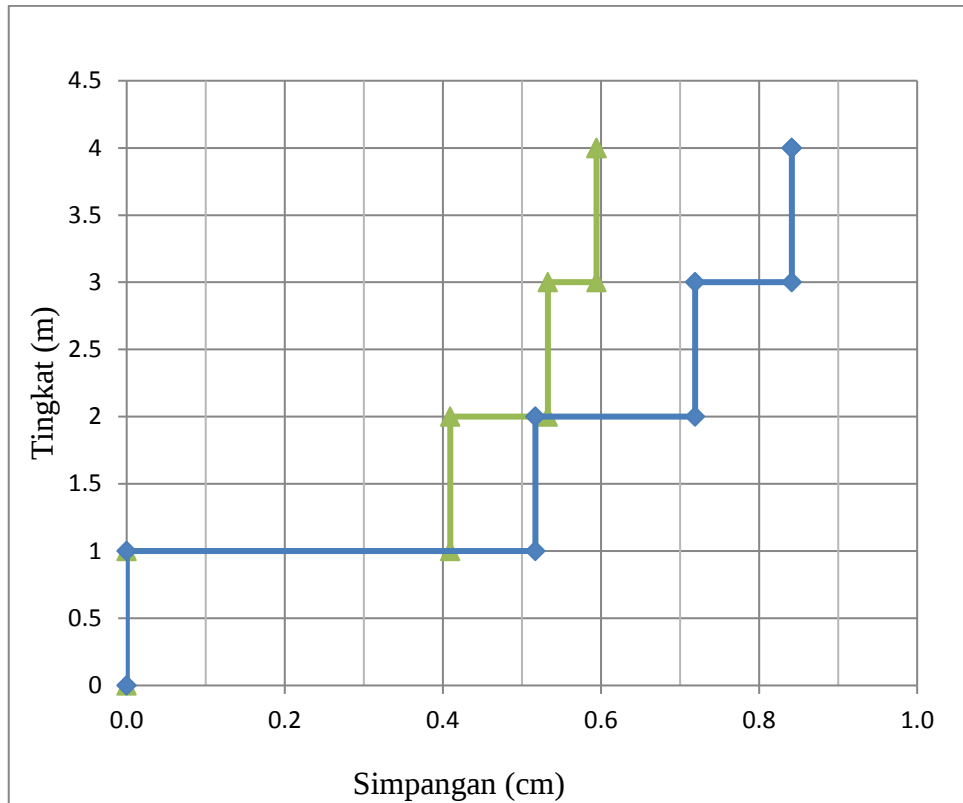
Gambar 4.1: Grafik simpangan model *fixed base* struktur bangunan terhadap ketinggian gedung arah X dan Y.

Gambar 4.1 terlihat bahwa simpangan gedung berdasarkan *fixed based* dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami simpangan 0,842 cm untuk arah x dan simpangan 0,594 cm untuk arah y. Jadi simpangan terbesar terjadi pada struktur bangunan arah x.



Gambar 4.2: Grafik rasio *simpangan* antar tingkat arah x dan y struktur gedung *fixed base*.

Gambar 4.2 terlihat bahwa simpangan gedung berdasarkan *fixed based* dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami simpangan 0,258 cm untuk arah x dan simpangan 0,230 cm untuk arah y. Jadi simpangan terbesar terjadi pada struktur bangunan arah x.



Gambar 4.3: Grafik *story drift* antar tingkat arah x dan y struktur gedung *fixed base*.

Gambar 4.3 terlihat bahwa simpangan gedung berdasarkan *fixed base* dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami simpangan 0,842 cm untuk arah x dan simpangan 0,594 cm untuk arah y. Jadi simpangan terbesar terjadi pada struktur bangunan arah x.

4.11 Kekakuan Struktur

Berdasarkan rumus dari (Tumilar, 2015), didapatkan nilai kekakuan struktur pada Tabel 4. SNI-1726-2012, didapatkan nilai kekakuan struktur pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 : Nilai Kekakuan Struktur.

TABEL KEKAKUAN STRUKTUR TIAP TINGKAT

KETERANGAN														
No	Tingkat	Gaya geser ($V_{x,y}$)	Simpangan ($\Delta_{x,y}$)	Selisih (Δ_1)	Kekakuan (K) ($V_{x,y}/\Delta_1$)		Rasio	Rasio	Soft Storey Tipe 1.A	Extreme Soft Storey Tipe 1.B	Batas	Batas	Batas	Batas
	Ke -	($V_{x,y}$)	($\Delta_{x,y}$)	(Δ_1)	($V_{x,y}/\Delta_1$)		Kekakuan	Kekakuan	Cek	Cek	Cek	Cek	Soft Storey	Extreme
						70%KT diatasnya	R_1	R_2	$R_1 < 70\%$	$R_2 < 80\%$	$R_1 < 60\%$	$R_2 < 70\%$	Soft Storey	Extreme
		(KN)	(mm)	(mm)	(KN/mm)		(%)	(%)					(%)	(%)
1	4	1,00	0,3051	0,04383	22,815	15,971	67,722	67,722					70	60
2	3	1,00	0,2613	0,06472	15,451	10,816	67,722	67,722	OK	OK	OK	OK	70	60
3	2	1,00	0,1965	0,08976	11,141	7,799	72,103	41,479	OK	OK	OK	OK	70	60
4	1	1,00	0,1068	0,10678	9,365	6,556	84,061	27,385	OK	OK	OK	OK	70	60
TOTAL		4,0000	0,8697	0,3051	58,772									

Dari Tabel 4.19 dapat dilihat bahwa gedung 4 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami kekakuan struktur sebesar 0,3051 mm. Dan dari tabel tersebut nilai kekakuan terbesar terjadi pada lantai 4.

4.12 Analisa Non-Linear Pushover

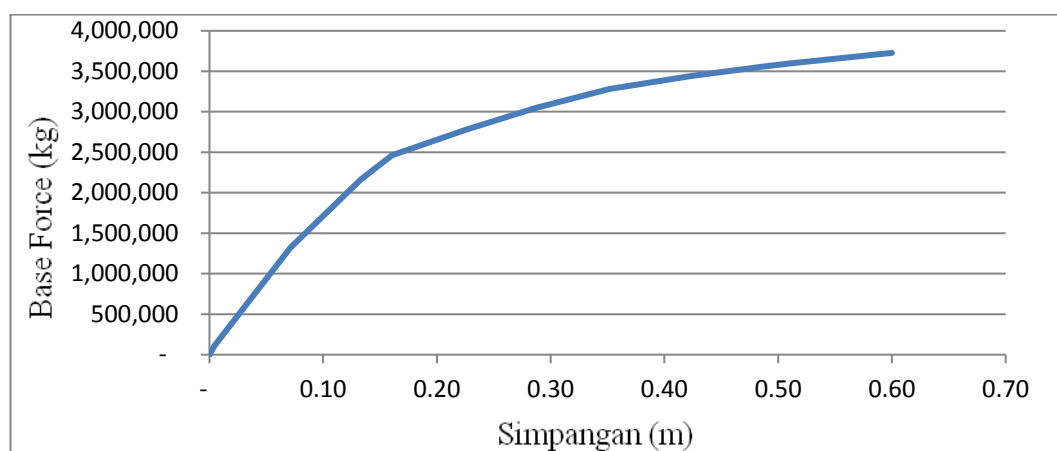
Pembahasan analisa *pushover* pada sub bab ini yaitu untuk mengetahui perbandingan perpindahan yang terjadi pada tiap step bangunan dan *curva displacement* dengan metode *non-linear pushover*. Didapatkan nilai simpangan pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 : Nilai Simpangan Pushover

TABLE: Pushover Curve Demand		
Step	Displacement (m)	BaseForce (Kgf)
0	0,00	-
1	0,00	111.698
2	0,07	1.323.085
3	0,13	2.164.884
4	0,16	2.462.852
5	0,23	2.784.106
6	0,29	3.051.061
7	0,35	3.280.962
8	0,42	3.440.191
9	0,49	3.556.313
10	0,51	3.595.481
11	0,51	3.595.481
12	0,59	3.710.458
13	0,60	3.726.767

Dari Tabel 4.20 dapat dilihat bahwa perbandingan perpindahan yang terjadi pada tiap step bangunan dan *curva displacement* dengan metode *non-linear pushover* mengalami perpindahan yang berbeda, semakin banyak step yang terjadi maka akan semakin tinggi nilai perpindahannya. Dan dari tabel tersebut terlihat bahwa nilai perpindahan terbesar terjadi pada step 13 sebesar 0,60 m dengan *base force* sebesar 3.726.767 kg.

Hasil *curve displacements pushover* yang didapat dari SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Grafik *Curve Displacements Pushover*

Gambar 4.4 terlihat bahwa simpangan gedung berdasarkan metode *non-linear pushover* dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami simpangan terbesar 0,6 m dengan *base force* sebesar 3.726.767 kg.

4.13 Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Pushover

Perbandingan respon bangunan ini, saya meninjau perbandingan *curve displacements pushover* yang terjadi pada struktur *fixed base*. Dalam *curve* struktur *fixed base* hanya dilakukan sekali analisa, yaitu dianalisa pada setiap lantai.

Dari step 1 s/d step 4 terjadi simpangan sebesar 16 cm jika dipush gaya maksimal sebesar 2.462.852 kg/m dalam kondisi struktur masih aman dan linier. Sedangkan jika ditinjau dari step 5 s/d step 13 terjadi simpangan sebesar 60

cm apabila dipush gaya maksimal hingga mencapai sebesar 3.726.767 kg/m dalam kondisi tersebut maka bangunan akan terjadi patah/ runtuh secara non linier.

4.14 Respon Bangunan Dengan Analisa Time History

Pembahasan analisa *Time History* pada sub bab ini yaitu untuk mengetahui perbandingan perpindahan yang terjadi pada tiap step bangunan dan *curva displacement* dengan metode *respon riwayat waktu linier (time history)*. Dalam tahap ini, sebelum menganalisa perpindahan yang terjadi, maka terlebih dahulu pemodelan bangunan yang sudah disendiplastiskan dilakukan setting modifier balok pada momen inersianya. Hal ini dilakukan untuk memperpanjang waktu bangunan berdeformasi sebelum terjadi runtuh.

Untuk mengetahui balok yang akan dilemahkan, berikut tabel setting modifier balok pada tabel 4.19.

Tabel 4.21 : Setting Modifier Balok.

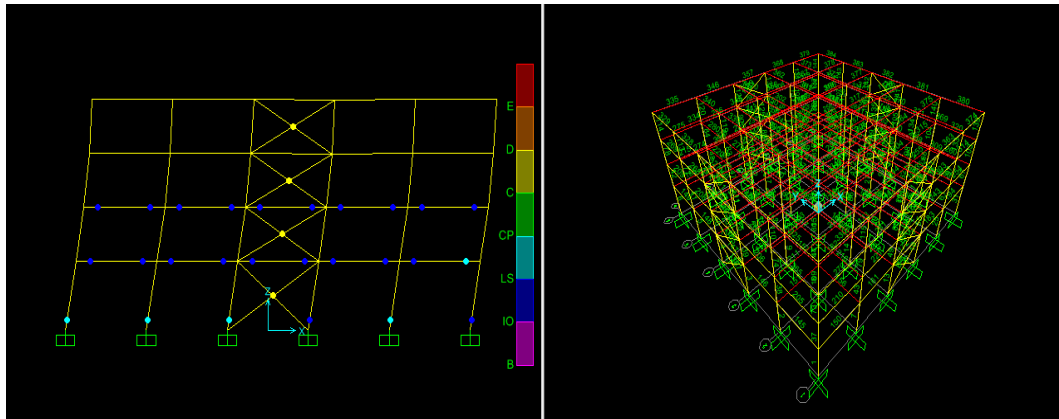
Set Modifier Balok : CP To C (Hijau)				
Scale M2 & M3 : 0,1				
No	Step	Lantai	Portal	Frame
1	6	1	1 & 6	194, 199
2	7	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
3	8	2	1 & 6	254, 259
4	9	2	1 S/D 6	210-215, 221, 225, 226, 243, 248, 254, 255, 257, 258, 259
5	10	2	1 S/D 6	210-215, 221, 223, 224, 226, 233, 234, 235, 236, 243 - 248, 254 - 259
6	11	2	1 S/D 6	210-215, 221, 223, 224, 226, 233, 234, 235, 236, 243-248, 254-259
7	12	2	1 S/D 6	210-215, 221-226, 232-237, 243-248, 254-259
8	13	2	1 S/D 6	210-215, 221-226, 232-237, 243-248, 254-259
9	14	2	1 S/D 6	210-215, 221-226, 232-237, 243-248, 254-259
10	15	2	1 S/D 6	210-215, 221-226, 232-237, 243-248, 254-259
Set Modifier Balok : LS To CP (Biru Muda)				
Scale M2 & M3 : 0,5				
No	Step	Lantai	Portal	Frame
1	5	1	1 & 6	194, 199
2	6	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
3	7	2	1 & 6	210-215, 221, 226, 243, 248, 254-259
4	8	2	1 S/D 6	210-215, 221-226, 232-237, 243-248, 254-259
5	9	2	1 S/D 6	232, 211-214, 222-225, 233-236, 244-247, 254-258, 237
6	10	2	1 S/D 6	232, 211-214, 222-225, 233-236, 244, 247, 237
7	11	2	1 S/D 6	232, 211-214, 222-225, 233-236, 244, 247, 237
Set Modifier Balok : C To D (Kuning)				
Scale M2 & M3 : 0,1				
No	Step	Lantai	Portal	Frame
1	7	1	1 & 6	194, 199
2	8	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
3	9	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
4	10	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
5	11	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
6	12	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
7	12	2	1 & 6	254, 259
8	13	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
9	13	2	1 & 6	210-215, 254-259
10	14	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
11	14	2	1 & 6	210-215, 254-259
12	15	1	1 S/D 6	150-155, 161-166, 172-177, 183-188, 194-199
13	15	2	1 & 6	210-215, 254-259

Dari Tabel 4.21 dapat dilihat bahwa elemen step, lantai, portal dan frame yang mana saja yang akan diberikan setting modifier pada balok momen inersianya baik dengan skala 10% maupun 50%. Gunanya untuk mendapatkan perbandingan perpindahan yang terjadi pada tiap step bangunan dan *curva displacement* dengan metode *respon riwayat waktu linier (time history)*.

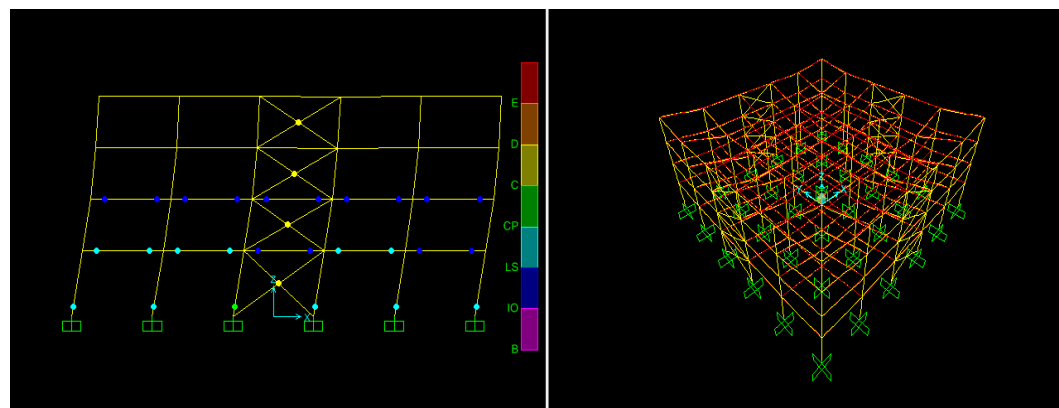
Adapun model bangunannya sebelum dan sesudah dilakukannya setting modifier momen inersia pada kondisi bangunan LS to CP yaitu:

1. Step 5 (bangunan kondisi LS to CP).

Sebelum set modifiers momen inersia 2 axis & 3 axis.

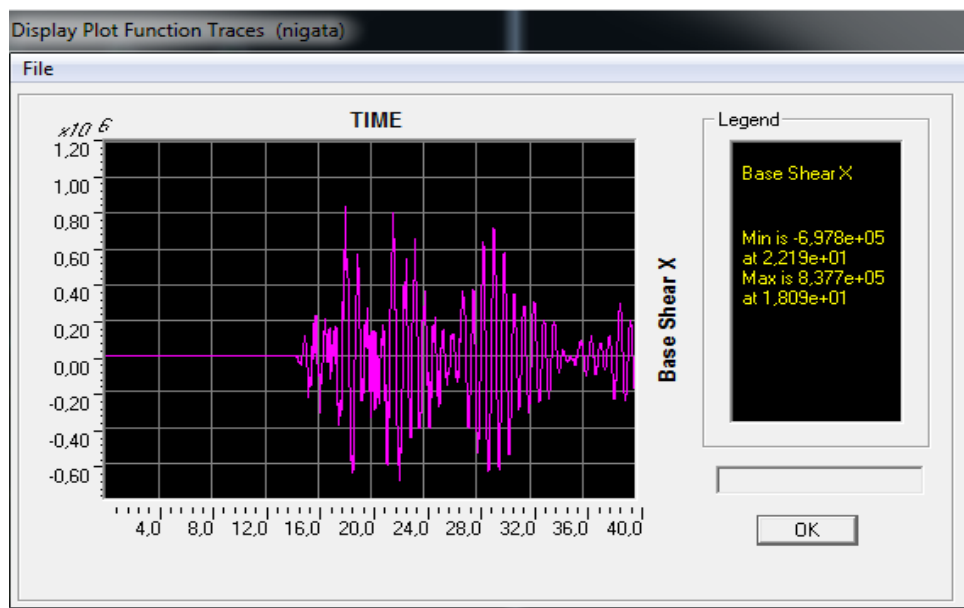
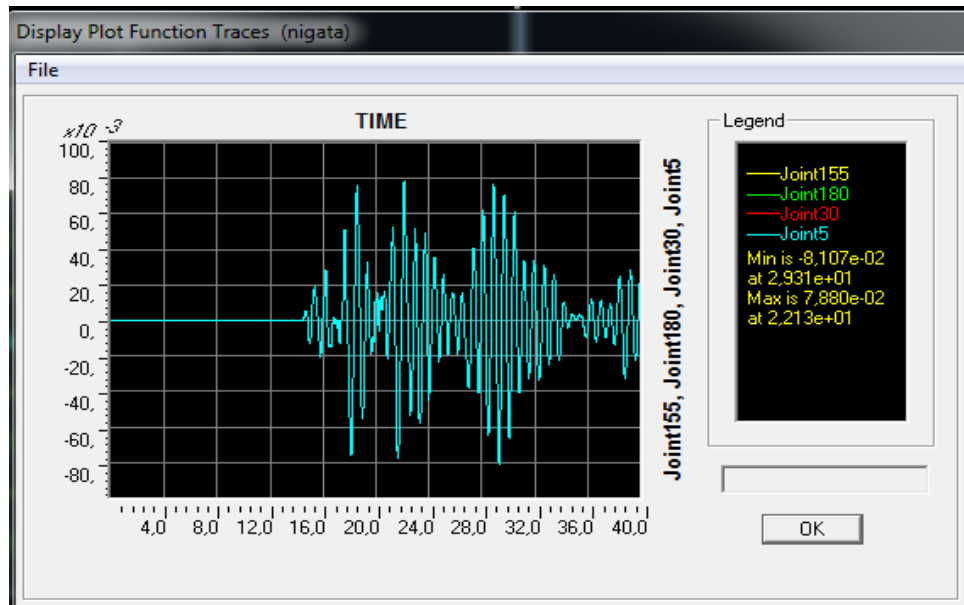


Setelah set modifiers momen inersia 2 axis & 3 axis.



Dan untuk grafikanalisa displacement dan base shear X jika ditinjau dari bangunan pada lantai atap (lantai 4) pada pemodelan setelah dimasukkan rekaman data gempa dari ground-nigata yang sudah diskalakan ke wilayah gempa medan – sedang adalah sebagai berikut:

1. Step 13.



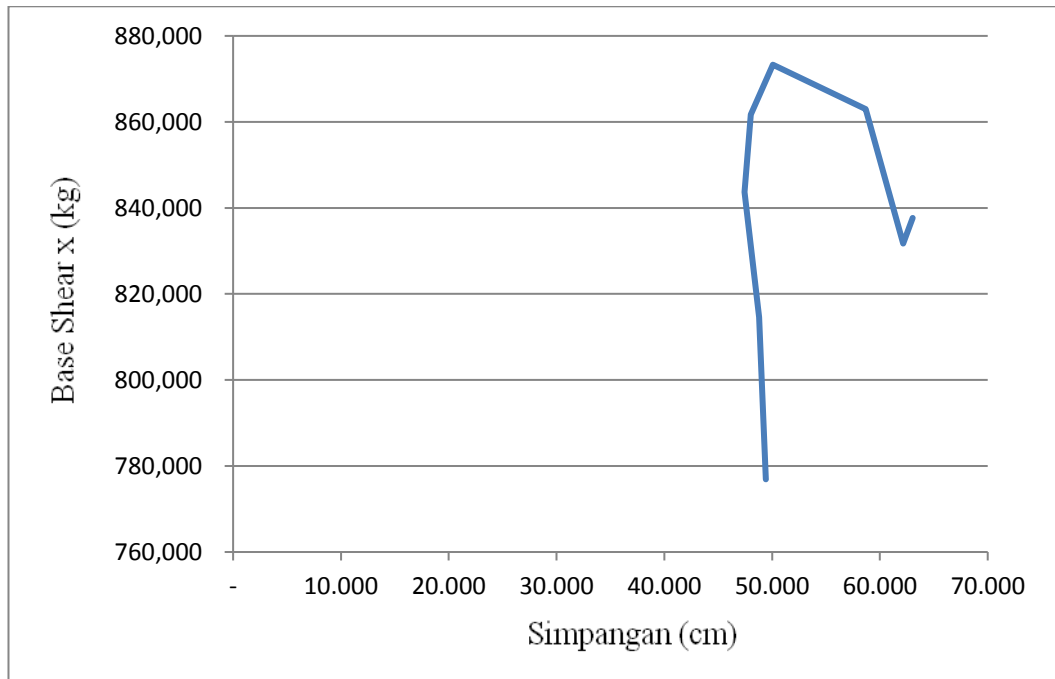
Dari grafik analisa displacement dan base shear X diatas, maka dapat diketahui perbandingan perpindahan yang terjadi padatiap step bangunan dan *curva displacementnya*. Didapatkan nilai simpangan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 : Nilai Simpangan

TABLE: Time History				
Step	Displacement	Time	Base Shear X	Time
	cm	dtk	Kgf	dtk
0	49.408	24,140	776.900	23,890
1	49.408	24,140	776.900	23,890
2	49.408	24,140	776.900	23,890
3	49.408	24,140	776.900	23,890
4	49.408	24,140	776.900	23,890
5	48.800	24,150	814.600	23,890
6	47.440	21,120	843.700	21,490
7	48.024	21,260	861.700	21,640
8	50.056	22,100	873.300	21,670
9	58.688	22,110	863.000	21,680
10	62.168	22,120	831.700	18,090
11	62.168	22,120	831.700	18,090
12	63.040	22,130	837.700	18,090
13	63.040	22,130	837.700	18,090

Dari Tabel 4.22 dapat dilihat bahwa perbandingan perpindahan yang terjadi pada tiap step bangunan dan *curva displacement* dengan metode *respon riwayat waktu linier* mengalami perpindahan yang berbeda, semakin banyak step yang terjadi maka akan semakin tinggi nilai perpindahannya. Dan dari tabel tersebut terlihat bahwa nilai perpindahan terbesar terjadi pada step 13 sebesar 63,040 cm dengan *base shear* sebesar 837.700 kg.

Hasil *curve displacements time history* yang didapat dari SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Grafik *Curve Displacements Time History*

Gambar 4.5 terlihat bahwa simpangan gedung berdasarkan *respon riwayat waktu linier* dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mengalami simpangan pertama dimulai pada jarak 49,408 cm dengan base shear x sebesar 776.900 kg yang diakibatkan karena dilakukan reduksi sendi plastis dengan cara momen inersia dikecilkan sebesar 10% pada tingkat CP to C dan C to D. Kemudian 50% pada tingkat LS to CP. Dan dari gambar tersebut terlihat juga bahwa simpangan terbesar terjadi pada jarak 63,040 cm dengan base shear x sebesar 837.700 kg. Hasil simpangan dan base shear x tersebut didapat dari step 0 s/d step 13 pada struktur tertinggi lantai 4 (atap) pada joint5, joint 30, joint 155 dan joint 180.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. KESIMPULAN

Berdasarkan analisis dan pembahasan mengenai deformasi tidak linear struktur SRPMK Baja dengan *bracing* konsentris berdasarkan anggungan metode *pushover* dan metode respon riwayat waktu linear, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Besarnya nilai simpangan lintai antara arah x dan y berdasarkan analisis *pushover* adalah sebagai berikut:
 - Simpangan lintai 4 (empat) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 60,0546 cm.
 - Simpangan lintai 3 (tiga) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 53,6666 cm.
 - Simpangan lintai 2 (dua) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 42,3116 cm.
 - Simpangan lintai 1 (satu) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 25,4274 cm.
2. Besarnya nilai simpangan lintai antara arah x dan y berdasarkan analisis respon riwayat waktu linear adalah sebagai berikut:
 - Simpangan lintai 4 (empat) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 63,04 cm.
 - Simpangan lintai 3 (tiga) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 56,5264 cm.
 - Simpangan lintai 2 (dua) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 40,5224 cm.
 - Simpangan lintai 1 (satu) yang terjadi pada gedung untuk arah X dan untuk arah Y sebesar 19,416 cm.

Berdasarkan hasil analisa, perbandingan simpangan struktur bangunan tanah gempaan yang linier lebih kecil daripada bangunan non linier hal ini disebabkan karena bangunan linier menghasilkan perpindahan sepanjang tingkat yang proporsional terhadap tinggi bangunan dan massa dari tiap lantai relatif sama, sedang bangunan non linier perpindahan lantai pada bangunan bagian atas dan bangunan bagian bawah tidak lahsama maka terjadi konsentrasi tegangan akibat dari *drift* yang besar pada lantai pembatasan yang pada akhirnya memicu terjadinya kerusakan yang besar.

5.2. SARAN

- Tugas Akhir ini dianalisa menggunakan program SAP versi 15,0. Disarankan agar sebelum menggunakan program tersebut sebaiknya harus mempelajari terlebih dahulu tentang cara penggunaan, data yang diperlukan serta hasil yang akan ditampilkan program tersebut agar hasil yang diperoleh lebih akurat.
- Tugas Akhir ini dianalisa untuk kondisi tanah sedang. Disarankan untuk selanjutnya agar kondisi tanah sedang dan tanah keras juga dianalisa sebagai bahan perbandingan dalam perencanaan.
- Tugas Akhir ini menganalisa bangunan tidak *linear*. Struktur Disarankan untuk memperhatikan perilaku bidang struktur yang torsi, terutama pada tahap pengecekan perioda alami.
- Tugas Akhir ini menganalisa 1 model bangunan tidak *linear*. Disarankan untuk selanjutnya menganalisa 2 model demi kesempurnaan pemodelan yang dianalisa.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*, Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta : Departement Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung : ITB.
- Churrohman, F. (2012) *Study Prilaku Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Plat Baja dengan Analisis Static Non-Linier Pushover*. Jakarta: Universitas Indonesia.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU.
- Downrick, D. J. (1997) *Earthquake Resistant Design, for Engineering and Architects*, John Wiley and Sons, Second Edition.
- Faisal, A. (2014) Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa. Medan : UMSU.
- Faisal, A. (2015) Torsi Aktual pada SRPM Simetris. Medan : Seminar Nasional HAKI Komda SUMUT.
- Habibullah, Ashraf, S.E., and Stephen Pyle, S.E., 1998, *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*, Structure Magazine, Winter.
- <http://peer.berkeley.edu/>, diakses 7 Maret 2016.
- <http://puskim.pu.go.id/>, diakses 1 Januari 2016.
- Muljati, Ima, Benjamin L., Irma J.H., Hartanto W., 2005, *Performance of Modal*

Pushover Analysis on a First Mode Dominant Moment Resisting Frame,

Jurusan Teknik Sipil, FTSP, Universitas Kristen Petra, Surabaya

Siregar, Y. A. N. (2008) *Evaluasi Daktilitas pada Struktur Ganda*. Jakarta :
Fakultas Teknik, UI.

Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005) *Inelastic Torsion Of
Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of
Patras.

Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*.
Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

LAMPIRAN

Menghitung berat struktur:

Berat SDL			
a. Lantai 1 s.d lantai 3			
SDL	=	115 kg/m ²	Lantai 1 -3
Luas Plat		900 m ²	
Volume:	=	103,500	Kg
		863	kg/m
a. Lantai 4 (atap)			
SDL	=	33 kg/m ²	Lantai 4
Luas Plat		900 m ²	
Volume:	=	29,700	Kg
		248	kg/m

Berat beban hidup			
a. Lantai 1 s.d lantai 3			
LL	=	250 kg/m ²	
Luas plat	=	900 m ²	
Volume:	=	225,000	Kg
		1,875	kg/m
b. Lantai 4 (atap)			
LL	=	100 kg/m ²	
Luas plat	=	900 m ²	
Volume:	=	90,000	Kg
		750	kg/m

RESUME BERAT STRUKTUR

LANTAI	MATI	SDL	B. HIDUP	30% B. HIDUP	TOTAL WT
M	KG	KG	KG	KG	KG
4	269,443	29,700	90,000	27,000	326,143
3	333,564	103,500	225,000	67,500	504,564
2	333,564	103,500	225,000	67,500	504,564
1	339,325	103,500	225,000	67,500	510,325
BERAT TOTAL BANGUNAN					1,845,595

Menghitung berat struktur:**LT.1**

1 Berat elemen			
Berat jenis baja	=	7850 kg/m ³	
Berat jenis beton	=	2400 kg/m ³	
Balok WF450x200x9x14 mm			
Berat Jenis Profil	=	76.0 kg/m	
Panjang	=	30 m	
Jumlah	=	12 btg	
Volume:	=	27360 kg	
Kolom H450x200x9x14			
Berat Jenis Profil	=	172 kg/m	
Panjang	=	4.5 m	
Jumlah	=	36 titik	
Volume:	=	27864 kg	
Bracing IWF 250 x125x6x9 mm			
Berat Jenis Profil	=	29.6 kg/m	
Panjang	=	7.5 m	
Jumlah	=	8 btg	
Volume:	=	1776 kg	
Plat lantai t =12 cm			
Tebal	=	0.12 m	
Luas	=	900 m ²	
Volume:	=	259200 Kg	
TOTAL Berat elemen		316,200	Kg

2 Berat SDL		
SDL	=	103,500 kg

3 Berat beban hidup		
LL	=	240 kg/m ²
Luas plat	=	900 m ²
Volume:	=	216,000 Kg

Beban Total = 484,500.0 Kg 484.5 TON

Menghitung berat struktur:

LT.2-3

1 Berat elemen			
Berat jenis baja	=	7850 kg/m ³	
Berat jenis beton	=	2400 kg/m ³	
Balok WF450x200x9x14 mm			
Berat Jenis Profil	=	76.0 kg/m	
Panjang	=	30 m	
Jumlah	=	12 btg	
Volume:	=	27360 kg	
Kolom H450x200x9x14			
Berat Jenis Profil	=	172 kg/m	
Panjang	=	3.5 m	
Jumlah	=	36 titik	
Volume:	=	21672 kg	
Bracing IWF 250 x125x6x9 mm			
Berat Jenis Profil	=	29.6 kg/m	
Panjang	=	6.9 m	
Jumlah	=	8 btg	
Volume:	=	1633.92 kg	
Plat lantai t =12 cm			
Tebal	=	0.12 m	
Luas	=	900 m ²	
Volume:	=	259200 Kg	
TOTAL Berat elemen		309,866	Kg

2 Berat SDL			
SDL	=	103,500 kg	

3 Berat beban hidup			
LL	=	240.000 kg/m ²	
Luas plat	=	900 m ²	
Volume:	=	216,000 Kg	

Beban Total = 478,165.9 Kg 478.2 TON

total 956.332 TON

Menghitung berat struktur:**LT.4 (Atap)****1 Berat elemen**

Berat jenis baja	=	7850 kg/m ³
Berat jenis beton	=	2400 kg/m ³

Balok WF450x200x9x14 mm

Berat Jenis Profil	=	76.0 kg/m
Panjang	=	30 m
Jumlah	=	12 btg
Volume:	=	27360 kg

Kolom H450x200x9x14

Berat Jenis Profil	=	172 kg/m
Panjang	=	3.5 m
Jumlah	=	36 titik
Volume:	=	21672 kg

Bracing IWF 250 x125x6x9 mm

Berat Jenis Profil	=	29.6 kg/m
Panjang	=	6.9 m
Jumlah	=	8 titik
Volume:	=	1633.92 kg

Plat lantai t =10cm

Tinggi	=	0.1 m
Luas	=	900 m ²
Volume:	=	216,000 Kg

TOTAL Berat elemen	266,666	Kg
---------------------------	----------------	-----------

2 Berat SDL

SDL	=	29,700 kg
-----	---	-----------

3 Berat beban hidup

LL	=	96.000 kg/m ²
Luas plat	=	900 m ²
Volume:	=	86,400 Kg

Beban Total	=	322285.92 Kg	322.286 TON
--------------------	----------	---------------------	--------------------

It1 TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
2	Kekakuan	LinStatic	0.010395	-0.000049	-0.01722	-0.000008664	0.000042	4.811E-08
7	Kekakuan	LinStatic	0.010396	-0.000026	-0.0306	-0.00000228	0.000045	-3.403E-08
12	Kekakuan	LinStatic	0.010405	-0.000084	-0.03071	-6.487E-08	0.000046	2.477E-07
17	Kekakuan	LinStatic	0.010438	0.000253	-0.03073	-4.131E-07	0.000046	-3.558E-07
22	Kekakuan	LinStatic	0.010492	0.000188	-0.03063	0.000001441	0.000046	-4.808E-08
27	Kekakuan	LinStatic	0.010517	0.000204	-0.01721	0.000019	0.000035	-8.367E-08
32	Kekakuan	LinStatic	0.010325	-0.00003	-0.03069	-0.000025	0.000025	-2.532E-08
37	Kekakuan	LinStatic	0.010379	-9.913E-06	-0.05618	-0.000008793	0.000026	-3.668E-08
42	Kekakuan	LinStatic	0.010394	0.000051	-0.05653	4.908E-07	0.000026	-1.135E-09
47	Kekakuan	LinStatic	0.010428	0.000056	-0.05653	-6.769E-07	0.000026	-1.046E-07
52	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00012	-0.05618	0.000008551	0.000026	-0.000000054
57	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00014	-0.03067	0.000024	0.000026	-7.464E-08
62	Kekakuan	LinStatic	0.010205	-0.000081	-0.03032	-0.000025	0.000023	-3.666E-07
67	Kekakuan	LinStatic	0.010407	-0.00005	-0.05651	-0.000009073	0.000022	-1.024E-07
72	Kekakuan	LinStatic	0.010418	-3.031E-07	-0.05689	6.234E-07	0.000022	-5.326E-08
77	Kekakuan	LinStatic	0.010452	0.000046	-0.05689	-6.879E-07	0.000022	-5.337E-08
82	Kekakuan	LinStatic	0.010506	0.000096	-0.05651	0.000009021	0.000022	-1.193E-08
87	Kekakuan	LinStatic	0.01037	0.000126	-0.03031	0.000025	0.000023	2.592E-07
92	Kekakuan	LinStatic	0.010501	-0.000113	-0.03125	-0.000025	0.000023	2.421E-07
97	Kekakuan	LinStatic	0.010384	-0.000083	-0.05652	-0.000008697	0.000022	-2.16E-08
102	Kekakuan	LinStatic	0.010449	-0.000035	-0.05689	6.721E-07	0.000022	-6.435E-08
107	Kekakuan	LinStatic	0.010484	0.000012	-0.05689	-6.036E-07	0.000022	-5.572E-08
112	Kekakuan	LinStatic	0.010489	0.000061	-0.05652	0.000008753	0.000022	-9.209E-08
117	Kekakuan	LinStatic	0.010678	0.000089	-0.03127	0.000025	0.000024	-3.638E-07
122	Kekakuan	LinStatic	0.010402	-0.000129	-0.03068	-0.000024	0.000021	-1.059E-07
127	Kekakuan	LinStatic	0.010431	-0.000112	-0.05618	-0.000008517	0.000017	-8.886E-08
132	Kekakuan	LinStatic	0.01049	-0.000051	-0.05654	6.746E-07	0.000017	-0.000000112
137	Kekakuan	LinStatic	0.010525	-0.000046	-0.05654	-4.886E-07	0.000017	-9.693E-09
142	Kekakuan	LinStatic	0.010541	0.000017	-0.05618	0.000008759	0.000018	-4.55E-08
147	Kekakuan	LinStatic	0.010591	0.000034	-0.03071	0.000025	0.000022	-1.611E-08
152	Kekakuan	LinStatic	0.010381	-0.000216	-0.01737	-0.000019	0.000018	-1.509E-07
157	Kekakuan	LinStatic	0.010445	-0.000198	-0.03081	-0.000001446	-0.00000467	-8.088E-08
162	Kekakuan	LinStatic	0.010513	-0.000257	-0.03091	4.126E-07	-0.000004864	-3.755E-07
167	Kekakuan	LinStatic	0.010548	0.000084	-0.03089	6.025E-08	-0.000004794	0.000000255
172	Kekakuan	LinStatic	0.010554	0.000021	-0.03078	0.000002285	-0.000004176	-5.782E-08
177	Kekakuan	LinStatic	0.010596	0.000032	-0.01736	0.000008816	0.000003271	-3.828E-08

max 0.010678

It2 TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
2	Kekakuan	LinStatic	0.010395	-0.000049	-0.01722	-0.000008664	0.000042	4.811E-08
3	Kekakuan	LinStatic	0.019251	0.000142	-0.02704	-0.000008542	0.000036	-1.992E-08
7	Kekakuan	LinStatic	0.010396	-0.000026	-0.0306	-0.00000228	0.000045	-3.403E-08
8	Kekakuan	LinStatic	0.019277	0.000148	-0.04813	-0.000003533	0.000043	-9.113E-08
12	Kekakuan	LinStatic	0.010405	-0.000084	-0.03071	-6.487E-08	0.000046	2.477E-07
13	Kekakuan	LinStatic	0.019343	0.000108	-0.04837	-4.156E-07	0.000044	3.611E-08
17	Kekakuan	LinStatic	0.010438	0.000253	-0.03073	-4.131E-07	0.000046	-3.558E-07
18	Kekakuan	LinStatic	0.019424	0.0003	-0.0484	-2.364E-07	0.000044	-3.075E-07
22	Kekakuan	LinStatic	0.010492	0.000188	-0.03063	0.000001441	0.000046	-4.808E-08
23	Kekakuan	LinStatic	0.019521	0.000259	-0.04817	0.000002609	0.000044	-1.785E-07
27	Kekakuan	LinStatic	0.010517	0.000204	-0.01721	0.000019	0.000035	-8.367E-08
28	Kekakuan	LinStatic	0.019654	0.000262	-0.02704	0.000018	0.000029	-2.414E-07
32	Kekakuan	LinStatic	0.010325	-0.00003	-0.03069	-0.000025	0.000025	-2.532E-08
33	Kekakuan	LinStatic	0.019157	0.000103	-0.04826	-0.000026	0.000021	-0.000000111
37	Kekakuan	LinStatic	0.010379	-9.913E-06	-0.05618	-0.000008793	0.000026	-3.668E-08
38	Kekakuan	LinStatic	0.019245	0.000107	-0.08833	-0.000013	0.000024	-1.174E-07
42	Kekakuan	LinStatic	0.010394	0.000051	-0.05653	4.908E-07	0.000026	-1.135E-09
43	Kekakuan	LinStatic	0.019314	0.000127	-0.08892	7.099E-07	0.000024	-9.872E-08
47	Kekakuan	LinStatic	0.010428	0.000056	-0.05653	-6.769E-07	0.000026	-1.046E-07
48	Kekakuan	LinStatic	0.019395	0.000118	-0.08892	-9.839E-07	0.000024	-1.724E-07
52	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00012	-0.05618	0.000008551	0.000026	-0.000000054
53	Kekakuan	LinStatic	0.019489	0.000139	-0.08833	0.000013	0.000024	-1.519E-07
57	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00014	-0.03067	0.000024	0.000026	-7.464E-08

58	Kekakuan	LinStatic	0.019562	0.000143	-0.04822	0.000026	0.000022	-1.575E-07
62	Kekakuan	LinStatic	0.010205	-0.000081	-0.03032	-0.000025	0.000023	-3.666E-07
63	Kekakuan	LinStatic	0.019037	0.000009277	-0.04781	-0.000027	0.000018	-3.458E-07
67	Kekakuan	LinStatic	0.010407	-0.00005	-0.05651	-0.000009073	0.000022	-1.024E-07
68	Kekakuan	LinStatic	0.019239	0.000019	-0.08889	-0.000014	0.000017	-1.797E-07
72	Kekakuan	LinStatic	0.010418	-3.031E-07	-0.05689	6.234E-07	0.000022	-5.326E-08
73	Kekakuan	LinStatic	0.019308	0.000035	-0.08951	0.000000848	0.000017	-1.339E-07
77	Kekakuan	LinStatic	0.010452	0.000046	-0.05689	-6.879E-07	0.000022	-5.337E-08
78	Kekakuan	LinStatic	0.01939	0.000048	-0.08951	-9.343E-07	0.000017	-1.367E-07
82	Kekakuan	LinStatic	0.010506	0.000096	-0.05651	0.000009021	0.000022	-1.193E-08
83	Kekakuan	LinStatic	0.019483	0.000065	-0.08889	0.000014	0.000017	-9.118E-08
87	Kekakuan	LinStatic	0.01037	0.000126	-0.03031	0.000025	0.000023	2.592E-07
88	Kekakuan	LinStatic	0.019443	0.000074	-0.04778	0.000027	0.000019	7.386E-08
92	Kekakuan	LinStatic	0.010501	-0.000113	-0.03125	-0.000025	0.000023	2.421E-07
93	Kekakuan	LinStatic	0.019192	-0.000078	-0.04915	-0.000026	0.000018	1.343E-08
97	Kekakuan	LinStatic	0.010384	-0.000083	-0.05652	-0.000008697	0.000022	-2.16E-08
98	Kekakuan	LinStatic	0.019205	-0.000069	-0.0889	-0.000013	0.000017	-1.289E-07
102	Kekakuan	LinStatic	0.010449	-0.000035	-0.05689	6.721E-07	0.000022	-6.435E-08
103	Kekakuan	LinStatic	0.019308	-0.000049	-0.08951	9.236E-07	0.000017	-1.388E-07
107	Kekakuan	LinStatic	0.010484	0.000012	-0.05689	-6.036E-07	0.000022	-5.572E-08
108	Kekakuan	LinStatic	0.019389	-0.000031	-0.08951	-8.191E-07	0.000018	-1.318E-07
112	Kekakuan	LinStatic	0.010489	0.000061	-0.05652	0.000008753	0.000022	-9.209E-08
113	Kekakuan	LinStatic	0.019449	-0.00001	-0.0889	0.000014	0.000018	-0.00000143
117	Kekakuan	LinStatic	0.010678	0.000089	-0.03127	0.000025	0.000024	-3.638E-07
118	Kekakuan	LinStatic	0.019599	-1.904E-06	-0.04918	0.000027	0.000019	-2.851E-07
122	Kekakuan	LinStatic	0.010402	-0.000129	-0.03068	-0.000024	0.000021	-1.059E-07
123	Kekakuan	LinStatic	0.019139	-0.000149	-0.04823	-0.000026	0.000015	-1.505E-07
127	Kekakuan	LinStatic	0.010431	-0.000112	-0.05618	-0.000008517	0.000017	-8.886E-08
128	Kekakuan	LinStatic	0.019214	-0.000146	-0.08834	-0.000013	0.000011	-1.489E-07
132	Kekakuan	LinStatic	0.01049	-0.000051	-0.05654	6.746E-07	0.000017	-0.00000112
133	Kekakuan	LinStatic	0.019314	-0.000118	-0.08893	9.857E-07	0.00001	-1.732E-07
137	Kekakuan	LinStatic	0.010525	-0.000046	-0.05654	-4.886E-07	0.000017	-9.693E-09
138	Kekakuan	LinStatic	0.019395	-0.000124	-0.08893	-7.056E-07	0.000011	-9.856E-08
142	Kekakuan	LinStatic	0.010541	0.000017	-0.05618	0.000008759	0.000018	-4.55E-08
143	Kekakuan	LinStatic	0.019458	-0.000096	-0.08834	0.000013	0.000011	-1.208E-07
147	Kekakuan	LinStatic	0.010591	0.000034	-0.03071	0.000025	0.000022	-1.611E-08
148	Kekakuan	LinStatic	0.019546	-0.000094	-0.04828	0.000026	0.000016	-1.207E-07
152	Kekakuan	LinStatic	0.010381	-0.000216	-0.01737	-0.000019	0.000018	-1.509E-07
153	Kekakuan	LinStatic	0.019126	-0.000241	-0.02727	-0.000018	0.000011	-1.436E-07
157	Kekakuan	LinStatic	0.010445	-0.000198	-0.03081	-0.000001446	-0.00000467	-8.088E-08
158	Kekakuan	LinStatic	0.019209	-0.000253	-0.04843	-0.000002629	-0.00001	-1.444E-07
162	Kekakuan	LinStatic	0.010513	-0.000257	-0.03091	4.126E-07	-0.000004864	-3.755E-07
163	Kekakuan	LinStatic	0.019313	-0.0003	-0.04866	2.326E-07	-0.000011	-0.00000324
167	Kekakuan	LinStatic	0.010548	0.000084	-0.03089	6.025E-08	-0.000004794	0.00000255
168	Kekakuan	LinStatic	0.019395	-0.000105	-0.04863	4.117E-07	-0.000011	5.17E-08
172	Kekakuan	LinStatic	0.010554	0.000021	-0.03078	0.000002285	-0.000004176	-5.782E-08
173	Kekakuan	LinStatic	0.019453	-0.000152	-0.04839	0.000003534	-0.000009662	-0.00000126
177	Kekakuan	LinStatic	0.010596	0.000032	-0.01736	0.000008816	0.000003271	-3.828E-08
178	Kekakuan	LinStatic	0.019529	-0.000161	-0.02726	0.000008608	-2.054E-07	-1.148E-07

max 0.019654

163

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
2	Kekakuan	LinStatic	0.010395	-0.000049	-0.01722	-0.000008664	0.000042	4.811E-08
3	Kekakuan	LinStatic	0.019251	0.000142	-0.02704	-0.000008542	0.000036	-1.992E-08
4	Kekakuan	LinStatic	0.025417	0.000255	-0.03336	-0.000007959	0.000028	-1.196E-07
7	Kekakuan	LinStatic	0.010396	-0.000026	-0.0306	-0.00000228	0.000045	-3.403E-08
8	Kekakuan	LinStatic	0.019277	0.000148	-0.04813	-0.000003533	0.000043	-9.113E-08
9	Kekakuan	LinStatic	0.025511	0.000292	-0.05943	-0.000004208	0.000037	-2.022E-07
12	Kekakuan	LinStatic	0.010405	-0.000084	-0.03071	-6.487E-08	0.000046	2.477E-07
13	Kekakuan	LinStatic	0.019343	0.000108	-0.04837	-4.156E-07	0.000044	3.611E-08
14	Kekakuan	LinStatic	0.025648	0.000299	-0.05976	-0.00000058	0.000038	-1.474E-07
17	Kekakuan	LinStatic	0.010438	0.000253	-0.03073	-4.131E-07	0.000046	-3.558E-07
18	Kekakuan	LinStatic	0.019424	0.0003	-0.0484	-2.364E-07	0.000044	-3.075E-07
19	Kekakuan	LinStatic	0.025794	0.000429	-0.0598	-4.143E-07	0.000038	-3.394E-07
22	Kekakuan	LinStatic	0.010492	0.000188	-0.03063	0.000001441	0.000046	-4.808E-08
23	Kekakuan	LinStatic	0.019521	0.000259	-0.04817	0.000002609	0.000044	-1.785E-07
24	Kekakuan	LinStatic	0.025946	0.000431	-0.05948	0.000003163	0.000037	-2.695E-07

27	Kekakuan	LinStatic	0.010517	0.000204	-0.01721	0.000019	0.000035	-8.367E-08
28	Kekakuan	LinStatic	0.019654	0.000262	-0.02704	0.000018	0.000029	-2.414E-07
29	Kekakuan	LinStatic	0.026126	0.000461	-0.03336	0.000016	0.000021	-3.303E-07
32	Kekakuan	LinStatic	0.010325	-0.00003	-0.03069	-0.000025	0.000025	-2.532E-08
33	Kekakuan	LinStatic	0.019157	0.000103	-0.04826	-0.000026	0.000021	-0.000000111
34	Kekakuan	LinStatic	0.025352	0.000163	-0.05958	-0.000026	0.000015	-2.052E-07
37	Kekakuan	LinStatic	0.010379	-9.913E-06	-0.05618	-0.000008793	0.000026	-3.668E-08
38	Kekakuan	LinStatic	0.019245	0.000107	-0.08833	-0.000013	0.000024	-1.174E-07
39	Kekakuan	LinStatic	0.025492	0.00018	-0.10908	-0.000016	0.000019	-0.000000221
42	Kekakuan	LinStatic	0.010394	0.000051	-0.05653	4.908E-07	0.000026	-1.135E-09
43	Kekakuan	LinStatic	0.019314	0.000127	-0.08892	7.099E-07	0.000024	-9.872E-08
44	Kekakuan	LinStatic	0.025631	0.000211	-0.10983	4.437E-07	0.00002	-2.226E-07
47	Kekakuan	LinStatic	0.010428	0.000056	-0.05653	-6.769E-07	0.000026	-1.046E-07
48	Kekakuan	LinStatic	0.019395	0.000118	-0.08892	-9.839E-07	0.000024	-1.724E-07
49	Kekakuan	LinStatic	0.025777	0.000226	-0.10983	-8.653E-07	0.00002	-2.622E-07
52	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00012	-0.05618	0.000008551	0.000026	-0.000000054
53	Kekakuan	LinStatic	0.019489	0.000139	-0.08833	0.000013	0.000024	-1.519E-07
54	Kekakuan	LinStatic	0.025928	0.000258	-0.10908	0.000016	0.00002	-2.549E-07
57	Kekakuan	LinStatic	0.010473	0.00014	-0.03067	0.000024	0.000026	-7.464E-08
58	Kekakuan	LinStatic	0.019562	0.000143	-0.04822	0.000026	0.000022	-1.575E-07
59	Kekakuan	LinStatic	0.026071	0.000276	-0.05954	0.000025	0.000016	-2.694E-07
62	Kekakuan	LinStatic	0.010205	-0.000081	-0.03032	-0.000025	0.000023	-3.666E-07
63	Kekakuan	LinStatic	0.019037	0.000009277	-0.04781	-0.000027	0.000018	-3.458E-07
64	Kekakuan	LinStatic	0.025274	0.000014	-0.05913	-0.000027	0.000012	-3.763E-07
67	Kekakuan	LinStatic	0.010407	-0.00005	-0.05651	-0.000009073	0.000022	-1.024E-07
68	Kekakuan	LinStatic	0.019239	0.000019	-0.08889	-0.000014	0.000017	-1.797E-07
69	Kekakuan	LinStatic	0.025499	0.000036	-0.10979	-0.000017	0.000011	-2.714E-07
72	Kekakuan	LinStatic	0.010418	-3.031E-07	-0.05689	6.234E-07	0.000022	-5.326E-08
73	Kekakuan	LinStatic	0.019308	0.000035	-0.08951	0.000000848	0.000017	-1.339E-07
74	Kekakuan	LinStatic	0.025639	0.000062	-0.11059	6.675E-07	0.000011	-2.398E-07
77	Kekakuan	LinStatic	0.010452	0.000046	-0.05689	-6.879E-07	0.000022	-5.337E-08
78	Kekakuan	LinStatic	0.01939	0.000048	-0.08951	-9.343E-07	0.000017	-1.367E-07
79	Kekakuan	LinStatic	0.025784	0.000087	-0.11059	-8.107E-07	0.000011	-2.427E-07
82	Kekakuan	LinStatic	0.010506	0.000096	-0.05651	0.000009021	0.000022	-1.193E-08
83	Kekakuan	LinStatic	0.019483	0.000065	-0.08889	0.000014	0.000017	-9.118E-08
84	Kekakuan	LinStatic	0.025934	0.000114	-0.10979	0.000017	0.000012	-2.145E-07
87	Kekakuan	LinStatic	0.01037	0.000126	-0.03031	0.000025	0.000023	2.592E-07
88	Kekakuan	LinStatic	0.019443	0.000074	-0.04778	0.000027	0.000019	7.386E-08
89	Kekakuan	LinStatic	0.026001	0.000135	-0.05909	0.000026	0.000013	-1.096E-07
92	Kekakuan	LinStatic	0.010501	-0.000113	-0.03125	-0.000025	0.000023	2.421E-07
93	Kekakuan	LinStatic	0.019192	-0.000078	-0.04915	-0.000026	0.000018	1.343E-08
94	Kekakuan	LinStatic	0.025369	-0.000137	-0.06064	-0.000026	0.000011	-1.726E-07
97	Kekakuan	LinStatic	0.010384	-0.000083	-0.05652	-0.000008697	0.000022	-2.16E-08
98	Kekakuan	LinStatic	0.019205	-0.000069	-0.0889	-0.000013	0.000017	-1.289E-07
99	Kekakuan	LinStatic	0.02549	-0.000116	-0.10981	-0.000016	0.000011	-2.528E-07
102	Kekakuan	LinStatic	0.010449	-0.000035	-0.05689	6.721E-07	0.000022	-6.435E-08
103	Kekakuan	LinStatic	0.019308	-0.000049	-0.08951	9.236E-07	0.000017	-1.388E-07
104	Kekakuan	LinStatic	0.025652	-0.000085	-0.11058	8.008E-07	0.000011	-2.466E-07
107	Kekakuan	LinStatic	0.010484	0.000012	-0.05689	-6.036E-07	0.000022	-5.572E-08
108	Kekakuan	LinStatic	0.019389	-0.000031	-0.08951	-8.191E-07	0.000018	-1.318E-07
109	Kekakuan	LinStatic	0.025797	-0.000057	-0.11058	-0.00000658	0.000011	-2.382E-07
112	Kekakuan	LinStatic	0.010489	0.000061	-0.05652	0.000008753	0.000022	-9.209E-08
113	Kekakuan	LinStatic	0.019449	-0.00001	-0.0889	0.000014	0.000018	-0.000000143
114	Kekakuan	LinStatic	0.025927	-0.000026	-0.10981	0.000017	0.000012	-2.327E-07
117	Kekakuan	LinStatic	0.010678	0.000089	-0.03127	0.000025	0.000024	-3.638E-07
118	Kekakuan	LinStatic	0.019599	-1.904E-06	-0.04918	0.000027	0.000019	-2.851E-07
119	Kekakuan	LinStatic	0.026098	-5.615E-06	-0.06068	0.000026	0.000012	-3.159E-07
122	Kekakuan	LinStatic	0.010402	-0.000129	-0.03068	-0.000024	0.000021	-1.059E-07
123	Kekakuan	LinStatic	0.019139	-0.000149	-0.04823	-0.000026	0.000015	-1.505E-07
124	Kekakuan	LinStatic	0.025361	-0.000281	-0.05955	-0.000025	0.000007535	-2.667E-07
127	Kekakuan	LinStatic	0.010431	-0.000112	-0.05618	-0.000008517	0.000017	-8.886E-08
128	Kekakuan	LinStatic	0.019214	-0.000146	-0.08834	-0.000013	0.000011	-1.489E-07
129	Kekakuan	LinStatic	0.025511	-0.000265	-0.10909	-0.000016	0.000003108	-2.593E-07
132	Kekakuan	LinStatic	0.01049	-0.000051	-0.05654	6.746E-07	0.000017	-0.000000112
133	Kekakuan	LinStatic	0.019314	-0.000118	-0.08893	9.857E-07	0.00001	-1.732E-07
134	Kekakuan	LinStatic	0.025671	-0.000226	-0.10985	8.616E-07	0.000003007	-2.663E-07
137	Kekakuan	LinStatic	0.010525	-0.000046	-0.05654	-4.886E-07	0.000017	-9.693E-09
138	Kekakuan	LinStatic	0.019395	-0.000124	-0.08893	-7.056E-07	0.000011	-9.856E-08
139	Kekakuan	LinStatic	0.025817	-0.000207	-0.10984	-4.407E-07	0.000003182	-2.211E-07
142	Kekakuan	LinStatic	0.010541	0.000017	-0.05618	0.000008759	0.000018	-4.55E-08

143	Kekakuan	LinStatic	0.019458	-0.000096	-0.08834	0.000013	0.000011	-1.208E-07
144	Kekakuan	LinStatic	0.025949	-0.000168	-0.10909	0.000016	0.000003675	-2.243E-07
147	Kekakuan	LinStatic	0.010591	0.000034	-0.03071	0.000025	0.000022	-1.611E-08
148	Kekakuan	LinStatic	0.019546	-0.000094	-0.04828	0.000026	0.000016	-1.207E-07
149	Kekakuan	LinStatic	0.026088	-0.000152	-0.05961	0.000026	0.000008608	-2.112E-07
152	Kekakuan	LinStatic	0.010381	-0.000216	-0.01737	-0.000019	0.000018	-1.509E-07
153	Kekakuan	LinStatic	0.019126	-0.000241	-0.02727	-0.000018	0.000011	-1.436E-07
154	Kekakuan	LinStatic	0.025374	-0.000447	-0.03362	-0.000016	0.000004972	-2.641E-07
157	Kekakuan	LinStatic	0.010445	-0.000198	-0.03081	-0.000001446	-0.00000467	-8.088E-08
158	Kekakuan	LinStatic	0.019209	-0.000253	-0.04843	-0.000002629	-0.000001	-1.444E-07
159	Kekakuan	LinStatic	0.025522	-0.000428	-0.05979	-0.000003161	-0.0000015	-2.478E-07
162	Kekakuan	LinStatic	0.010513	-0.000257	-0.03091	4.126E-07	-0.000004864	-3.755E-07
163	Kekakuan	LinStatic	0.019313	-0.0003	-0.04866	2.326E-07	-0.000011	-0.000000324
164	Kekakuan	LinStatic	0.025683	-0.000431	-0.0601	4.151E-07	-0.000016	-3.552E-07
167	Kekakuan	LinStatic	0.010548	0.000084	-0.03089	6.025E-08	-0.000004794	0.000000255
168	Kekakuan	LinStatic	0.019395	-0.000105	-0.04863	4.117E-07	-0.000011	5.17E-08
169	Kekakuan	LinStatic	0.02583	-0.000296	-0.06006	5.787E-07	-0.000016	-1.336E-07
172	Kekakuan	LinStatic	0.010554	0.000021	-0.03078	0.000002285	-0.000004176	-5.782E-08
173	Kekakuan	LinStatic	0.019453	-0.000152	-0.04839	0.000003534	-0.000009662	-0.000000126
174	Kekakuan	LinStatic	0.025959	-0.000294	-0.05974	0.000004211	-0.000015	-2.338E-07
177	Kekakuan	LinStatic	0.010596	0.000032	-0.01736	0.000008816	0.000003271	-3.828E-08
178	Kekakuan	LinStatic	0.019529	-0.000161	-0.02726	0.000008608	-2.054E-07	-1.148E-07
179	Kekakuan	LinStatic	0.026101	-0.000272	-0.03361	0.00000801	-0.000004484	-2.138E-07
max			0.026126					

164 TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
5	Kekakuan	LinStatic	0.029292	0.000769	-0.03615	-0.000021	0.000047	-3.182E-07
10	Kekakuan	LinStatic	0.029462	0.000707	-0.06449	-0.00000778	0.000064	-3.446E-07
15	Kekakuan	LinStatic	0.029694	0.000614	-0.06486	-3.456E-07	0.000065	-3.758E-07
20	Kekakuan	LinStatic	0.02993	0.000575	-0.0649	-0.000000592	0.000065	-4.094E-07
25	Kekakuan	LinStatic	0.030174	0.000495	-0.06455	0.000005569	0.000065	-4.705E-07
30	Kekakuan	LinStatic	0.030509	0.000447	-0.03614	0.000041	0.000029	-5.404E-07
35	Kekakuan	LinStatic	0.029131	0.000524	-0.06466	-0.000057	0.000013	-0.000000423
40	Kekakuan	LinStatic	0.029376	0.000483	-0.11847	-0.000024	0.00002	-3.956E-07
45	Kekakuan	LinStatic	0.029605	0.0004	-0.11929	0.000002237	0.00002	-3.748E-07
50	Kekakuan	LinStatic	0.029841	0.000316	-0.11929	-0.000002602	0.000021	-0.000000415
55	Kekakuan	LinStatic	0.030089	0.000231	-0.11847	0.000024	0.000021	-4.117E-07
60	Kekakuan	LinStatic	0.030332	0.000189	-0.0646	0.000056	0.000015	-3.898E-07
65	Kekakuan	LinStatic	0.02896	0.000274	-0.06421	-0.000058	0.000006649	-4.657E-07
70	Kekakuan	LinStatic	0.029249	0.000233	-0.11925	-0.000025	0.00000593	-0.000000432
75	Kekakuan	LinStatic	0.029488	0.000158	-0.12012	0.000002472	0.000006092	-3.987E-07
80	Kekakuan	LinStatic	0.029726	0.000081	-0.12012	-0.000002598	0.000006277	-3.971E-07
85	Kekakuan	LinStatic	0.029964	0.000003267	-0.11925	0.000025	0.000006485	-3.571E-07
90	Kekakuan	LinStatic	0.030147	-0.000037	-0.06417	0.000058	0.000007587	-3.206E-07
95	Kekakuan	LinStatic	0.028878	0.000029	-0.06576	-0.000057	0.000006862	-3.972E-07
100	Kekakuan	LinStatic	0.029127	-0.000012	-0.11927	-0.000024	0.000006978	-4.048E-07
105	Kekakuan	LinStatic	0.029377	-0.000083	-0.12011	0.000002535	0.000007165	-3.992E-07
110	Kekakuan	LinStatic	0.029614	-0.000155	-0.12011	-0.000002399	0.000007349	-3.947E-07
115	Kekakuan	LinStatic	0.02984	-0.000224	-0.11927	0.000024	0.000007528	-3.847E-07
120	Kekakuan	LinStatic	0.030064	-0.000264	-0.0658	0.000057	0.000007784	-3.869E-07
125	Kekakuan	LinStatic	0.028775	-0.000199	-0.06462	-0.000056	-0.000001121	-3.792E-07
130	Kekakuan	LinStatic	0.029019	-0.000243	-0.11848	-0.000024	-0.00000694	-0.000000406
135	Kekakuan	LinStatic	0.029274	-0.000318	-0.11931	0.0000026	-0.000007024	-4.153E-07
140	Kekakuan	LinStatic	0.02951	-0.000396	-0.11931	-0.000002231	-0.000006857	-3.724E-07
145	Kekakuan	LinStatic	0.029731	-0.000469	-0.11848	0.000024	-0.000006357	-3.953E-07
150	Kekakuan	LinStatic	0.029971	-0.000512	-0.06469	0.000057	0.000001152	-4.316E-07
155	Kekakuan	LinStatic	0.028696	-0.000421	-0.03642	-0.000041	-0.000013	-4.156E-07
160	Kekakuan	LinStatic	0.028966	-0.000487	-0.06488	-0.000005592	-0.000052	-4.261E-07
165	Kekakuan	LinStatic	0.029219	-0.000575	-0.06522	5.903E-07	-0.000053	-4.271E-07
170	Kekakuan	LinStatic	0.029455	-0.00061	-0.06517	3.425E-07	-0.000053	-3.566E-07
175	Kekakuan	LinStatic	0.029677	-0.000709	-0.06482	0.000007793	-0.000051	-3.815E-07
180	Kekakuan	LinStatic	0.0299	-0.000787	-0.03641	0.000021	-0.000034	-4.205E-07
max			0.030509					

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama : NINIK GUSNI SITOMPUL
Jenis Kelamin : Perempuan
Tempat/Tgl Lahir : Sipange, 04 Januari 1991
Alamat : Jl. Sei Beras Sekata, Komp. Taman Sekata Indah.
Kec. Sunggal - Medan
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Aliaman Sitompul
Ibu : Bisna Panggabean
No. Hp : 085370392801
E-mail : ninikgusni@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

- ❖ SD Negeri 1 Sipange : Berijazah Tahun 2003
- ❖ SMP Negeri 1 Tukka : Berijazah Tahun 2006
- ❖ SMA Negeri 1 Tukka : Berijazah Tahun 2009
- ❖ Diploma III (D3) Politeknik Negeri Medan : Berijazah Tahun 2012
- ❖ Melanjutkan kuliah S1 di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU) Tahun 2016 hingga Selesai.