

**EVALUASI PERFORMA GEDUNG MENGHADAPI BEBAN GEMPA
BERDASARKAN SNI 03-1726-2012 DAN SNI 03-1726-2002
Studi Kasus: Gedung PTIK Universitas Brawijaya**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

**Ditunjukkan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar sarjana teknik**



**PAULUS DANIEL
NIM. 12506010611001**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN SIPIL
2016**

**EVALUASI PERFORMA GEDUNG MENGHADAPI BEBAN GEMPA
BERDASARKAN SNI 03-1726-2012 DAN SNI 03-1726-2002
Studi Kasus: Gedung PTIHK Universitas Brawijaya**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

**Ditunjukkan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar sarjana teknik**



**PAULUS DANIEL
NIM. 125060106111001**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN SIPIL
2016**



LEMBAR PENGESAHAN

EVALUASI PERFORMA GEDUNG MENGHADAPI BEBAN GEMPA
BERDASARKAN SNI 03-1726-2012 DAN SNI 03-1726-2002

Studi Kasus: Gedung PTIHK Universitas Brawijaya

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL KONSENTRASI STRUKTUR

Ditujukkan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar sarjana teknik



PAULUS DANIEL JOKHU

NIM. 125060106111001

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui pada oleh dosen pembimbing
pada tanggal 28 Juli 2016

Dosen Pembimbing I

Ari Wibowo, ST, MT., Ph.D
NIP. 19740619 200012 1 002

Dosen Pembimbing II

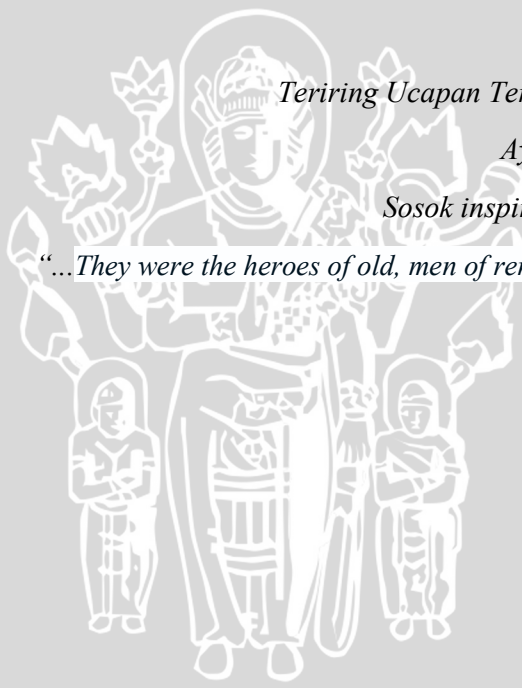
Dr. Eng. Ming Narto, ST, MT, M. Sc
NIP. 201102 840705 1 001

Mengetahui
Ketua Program Studi

Dr. Eng Indradi W, ST, M.Eng (Prac)
NIP. 19810220 200604 1 002



UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Teriring Ucapan Terima Kasih Kepada:

Ayah dan Ibu tercinta

Sosok inspirasi dalam hidup ini

“...They were the heroes of old, men of renown.” - Genesis 6:4

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam naskah skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata didalam naskah skripsi inidapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, Juli 2016

Mahasiswa,

Paulus Daniel Jokhu

NIM. 125060106111001



PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan kepada Tuhan Y.M.E. Atas berkat, rahmat, dan hikmat yang diberkahi kepada saya, sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Masih banyak lagi yang tidak saya sadari sebagai manusia yang terbatas semua berkat dan penyertaan Tuhan dalam sepanjang kehidupan ini, namun dikesempatan ini, ijinkan saya mengucapkan segala hormat dan kemuliaan biarlah kembali kepadanya, Amin.

Juga tidak lupa saya mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini:

1. Kepada Pak Ari W. Sebagai dosen pembimbing I, yang banyak memberikan masukan secara khusus untuk konsep respon spektrum.
2. Kepada Pak Ming N. Sebagai dosen pembimbing II, yang banyak memberikan masukan secara khusus dalam pemodelan struktur untuk program analisis.
3. Kepada Pak Wisnumurti. Sebagai ketua majelis, yang banyak memberikan masukan secara khusus dalam konsep analisis dan pembahasan peraturan SNI 03-1726.
4. Kepada Pak Achafas Z. Sebagai dosen kompre sidang, yang sangat membantu sepanjang persidangan yang lalu, dan bimbingannya dalam menyadari pentingnya pemahaman konsep sebagai seorang sarjana.
5. Kepada dosen-dosen lain yang membantu sepanjang saya berkuliah di Universitas Brawijaya.
6. Kepada teman-teman seperjuangan Sipil'12 yang memberikan support secara moril selama jenjang perkuliahan.
7. Kepada lembaga-lembaga eksternal yang juga memberikan support secara moril selama jenjang perkuliahan.
8. Kepada HMJ, sebagai komunitas yang sangat-sangat memberikan support selama jenjang perkuliahan.
9. Kepada semua pihak yang secara sadar maupun tidak sadar telah membantu dalam hal apapun.

Dan kepada orang tua dan keluarga yang bukan hanya membantu secara materil, tetapi juga menopang dalam doa, dan sebagai bukti pertanggungjawaban saya kepada mereka, saya harus menyelesaikan jenjang pendidikan ini, sampai memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Malang, 27 Juli 2016

Penulis

DAFTAR ISI

PENGANTAR.....	i
RINGKASAN.....	ix
SUMMARY.....	x
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	1
1.3 Rumusan Masalah.....	1
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Tujuan Analisis.....	2
1.6 Manfaat Analisis.....	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	3
2.1 Beban Gempa.....	3
2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	4
2.2.1 Pemahaman.....	4
2.3 Gempa Rencana.....	5
2.4 Wilayah Gempa.....	6
2.5 Pengaruh Beban Vertikal.....	9
2.6 Kombinasi Pembebanan.....	9
2.7 Periode Getar Alami Struktur.....	10
2.7.1 Getaran bebas (<i>Free Vibration</i>).....	10
2.7.2 Periode getar hasil eksperimen.....	12
2.7.3 Periode getar berdasarkan peraturan (code).....	13
2.7.4 Pengaruh periode getar terhadap beban gempa.....	16
2.8 Metode Respon Spektrum.....	17
2.9 Daktilitas.....	21
2.9.1 Prinsip dasar.....	21
2.9.2 Penjelasan.....	22
2.9.3 Faktor daktilitas.....	24
2.9.4 Faktor tahanan lebih.....	28
2.9.5 Simpangan.....	29
BAB III METODE PENELITIAN.....	32
3.1 Data Perencanaan.....	32
3.1.1 Model Gedung.....	32
3.1.2 Data Teknis Bangunan Gedung.....	33

3.1.3 Dimensi dan Penampang Struktural.....	33
3.1.4 Faktor Keutamaan Gedung (I).....	35
3.1.5 Faktor Reduksi Gempa (R).....	35
3.2 Analisis Gempa Metode Respon Spektrum.....	38
3.3 Analisis Struktur dengan <i>Software</i> SAP2000.....	42
3.3 Bagan Alur Perencanaan.....	44
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....	45
4.1 Data Perencanaan.....	45
4.1.1 Perencanaan pembebanan.....	45
4.2 Desain Respon Spektrum.....	47
4.2.1 Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2002.....	47
4.2.2 Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2012.....	49
4.2.3 Desain Berdasarkan <i>puskim.pu.go.id</i>	52
4.2.4 Perbandingan peraturan SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012.....	54
4.3 Analisis Gempa Statis Non-Linier.....	56
4.3.1 Kombinasi Pembebanan.....	56
4.3.2 Prosedur Analisa Respon Spektra <i>Analisis dengan Software SAP 2000</i>	58
4.3.3 Analisis geser dasar seismik.....	90
4.3.4 Simpangan Antar Lantai Pada Analisis Respon Spektra.....	93
BAB V PENUTUP.....	105
5.1 Kesimpulan.....	105
5.2 Saran.....	106
DAFTAR PUSTAKA.....	107

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar Dengan Periode Ulang 500 Tahun.....	8
Gambar 2. 2 Undamped Free Vibration (FEMA 451B, 2007).....	11
Gambar 2. 3 Variasi Periode Getar Terhadap Tinggi Bangunan (FEMA P-750, 2009).....	13
Gambar 2. 4 Equivalent Lateral Force (ELF).....	17
Gambar 2. 5 Website perhitungan grafik spektra kementerian Pekerjaan Umum.....	18
Gambar 2. 6 Desain Respon Spektrum ASCE 7-10.....	19
Gambar 2. 7 Faktor Keutamaan Gedung.....	20
Gambar 2. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (S_s) Terlampaui 1% Dalam 50 Tahun.....	20
Gambar 2. 9 Peta Respon Spektra Percepatan 1,0 Detik (S_1) Terlampaui 1% Dalam 50 Tahun.....	21
Gambar 2. 10 <i>Respon Struktural Ideal: Hubungan Beban-Simpangan</i>	23
Gambar 2. 11 Diagram Beban-Simpangan (diagram V-d) Struktur Gedung.....	25
Gambar 3. 1 Tampak Samping Bangunan.....	32
Gambar 3. 2 Denah Balok Struktur.....	33
Gambar 3. 3 Potongan Memanjang Balok A1.....	34
Gambar 3. 4 Potongan Melintang Balok A1.....	34
Gambar 3. 5 Daftar Tabel Penentuan Koefisien Situs.....	36
Gambar 3. 6 Tabel Penentuan Kategori Risiko Desain Seismik.....	37
Gambar 3. 7 Klasifikasi Tipe Struktur Berdasarkan Tingkat Risiko.....	37
Gambar 3. 8 Desain Respon Spektrum SNI 03-1726-2002.....	39
Gambar 3. 9 Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) terlampaui 2% dalam 50 tahun wilayah Jawa Timur (Kementerian Pekerjaan Umum, 2010).....	40
Gambar 3. 10 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (S_s) Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun Wilayah Jawa Timur (Kementerian Pekerjaan Umum, 2010).....	40
Gambar 3. 11 Posisi Sumbu Lokal Dari Balok Struktur.....	42
Gambar 3. 12 Posisi Sumbu Lokal Dari Kolom Struktur.....	43
Gambar 4. 1 Grafik Respon Spectra SNI 03-1726-2002.....	48
Gambar 4. 2 Grafik Respin Spektra SNI 03-1726-2012.....	51
Gambar 4. 3 Grafik Respon Spectra SNI 03-1726-2011 website www.puskim.pu.go.id	53
Gambar 4. 4 Grafik Perbandingan Respon Spectra Tanah Keras.....	54
Gambar 4. 5 Tampak 3D Model Struktur Dalam SAP2000v17.....	58
Gambar 4. 6 Tabel Grid Pada Program Analisis.....	60
Gambar 4. 7 Daftar Bahan-Bahan yang Digunakan.....	60
Gambar 4. 8 Konfigurasi Bahan Concrete yang Digunakan.....	61
Gambar 4. 9 Konfigurasi Bahan BJ 55 yang Digunakan.....	62
Gambar 4. 10 Konfigurasi Bahan BJ34 yang Digunakan.....	63
Gambar 4. 11 Tipe-Tipe Penampang yang Digunakan.....	64
Gambar 4. 12 Section designer untuk profil Balok A1.....	65
Gambar 4. 13 Faktor modifikasi berdasarkan SNI 2847-2002.....	65
Gambar 4. 14 Salah satu konfigurasi profil: Kolom 2.....	67
Gambar 4. 15 Pendefinisian Profil Gypsum.....	69
Gambar 4. 16 Pendefinisian Plat yang digunakan.....	70
Gambar 4. 17 Penentuan Beban-Beban Yang Terjadi.....	71
Gambar 4. 18 Konfigurasi MODAL.....	73

Gambar 4. 19 Konfigurasi Beban Mati (DEAD).....	74
Gambar 4. 20 Konfigurasi Beban Hidup (LIVE)	74
Gambar 4. 21 Pemodelan Respon Spektrum Berdasarkan SNI 03-1726-2002	75
Gambar 4. 22 Pemodelan Respon Spektrum Berdasarkan SNI 03-1726-2012.....	75
Gambar 4. 23 Salah Satu Konfigurasi Akselerasi Beban Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Yang Terjadi: Sumbu x	76
Gambar 4. 24 Konfigurasi Beban Akselerasi Dengan SNI 03-1726-2002 Terhadap: Sumbu x	77
Gambar 4. 25 Konfigurasi Beban Modifikasi Untuk Analisis Pushover.....	78
Gambar 4. 26 Kombinasi-Kombinasi Yang Dihitung Dalam Analisis.....	79
Gambar 4. 27 Salah Satu Kombinasi Yang Diperhitungkan.....	79
Gambar 4. 28 Sumber Beban Yang Ada Dihitung	80
Gambar 4. 29 Tampak 3D Model Dari Samping Dan Atas Struktur.....	81
Gambar 4. 30 Beban Atap Yang Membebani Puncak Struktur.....	81
Gambar 4. 31 Pembebanan Dinding Pada Struktur, Dari Tampak Samping, Depan. Atas, dan 3D	82
Gambar 4. 32 Pembebanan Plat Pada Struktur Dari Tampak Depan, 3D, Samping dan Denah	83
Gambar 4. 33 Mendefinisikan Constraint Pada Setiap Joint.....	84
Gambar 4. 34 Pendefinisian Tumpuan Pada Dasar Struktur.....	85
Gambar 4. 35 Pelaksanaan Analisis Struktur	86
Gambar 4. 36 List Output Yang Akan Ditampilkan	87
Gambar 4.37 Tabel Joint Displacement Joint Yang Ditinjau.....	88
Gambar 4. 38 Partisipasi Massa Yang Diperhitungkan Harus Melebihi 90%.....	88
Gambar 4. 39 Tabel Periode Natural Struktur Setiap Mode Shape Yang Terjadi.....	89
Gambar 4. 40 Grafik defleksi Struktur berdasarkan SNI 03-1726-2002	96
Gambar 4. 41 Grafik simpangan antar lantai SNI 03-1726-2002	97
Gambar 4. 42 Titik-Titik Joint Yand Diperhitungkan dan Denahnya	98
Gambar 4. 43 Grafik Simpangan Antar Lantai SNI 03-1726-2012.....	101
Gambar 4. 44 Grafik Defleksi Struktur Berdasarkan SNI 03-1726-2012.....	102
Gambar 4. 45 Grafik Perbandingan Defleksi Dan Simpangan Antar Lantai SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012	103

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1. Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah Untuk Masing-Masing Wilayah Gempa Indonesia.....	7
Tabel 2. 2 Koefisien ψ Untuk Menghitung Faktor Respons Gempa Vertikal C_v	9
Tabel 2. 3 Rumus Pendekatan Period Getar Struktur	14
Tabel 2. 4 Tipe-Tipe Kegagalan Brittle	21
Tabel 2. 5 Faktor daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum dan Faktor Tahanan lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Bangunan Gedung bag.1	26
Tabel 2. 6 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Bangunan Gedung bag.2.....	27
Tabel 2. 7 Koefisien Gempa Untuk Struktur Non-Gempa Serupa Gedung.....	38
Tabel 3. 1 Parameter daktilitas struktur gedung.....	35
Tabel 3. 2 Koefisien Situs F_a	41
Tabel 3. 3 Koefisien Situs F_v	41
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Massa Bangunan Per Lantai	47
Tabel 4. 2 Periode dan Koefisien Geser Seismik SNI 03-1726-2002	48
Tabel 4. 3 Periode dan Koefisien Geser Seismik SNI 03-1726-2012	51
Tabel 4. 4 Data Hasil Perhitungan Menggunakan Website www.puskim.pu.go.id	52
Tabel 4. 5 Periode dan koefisien geser seismik puskim.pu.go.id	53
Tabel 4. 6 Perbandingan Geser Dasar Seismik	55
Tabel 4. 7 Profil yang Digunakan Untuk Model Struktur.....	59
Tabel 4. 8 Inersia Efektif Penampang SNI 2847-2002.....	66
Tabel 4. 9 Konfigurasi Standar Section Untuk Profil Kolom	68
Tabel 4. 10 Perhitungan Koefisien-Koefisien Periode Rayleigh.....	90
Tabel 4. 11 Perbandingan Gaya Geser Dasar SNI 03-1726-2002 Dengan SNI 30-1726-2012.....	92
Tabel 4. 12 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu x	95
Tabel 4. 13 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu y	95
Tabel 4. 14 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Resultan Gaya.....	96
Tabel 4. 15 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu x SNI 03-1726-2012	100
Tabel 4. 16 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu y SNI 03-1726-2012	100
Tabel 4. 17 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Resultan Gaya SNI 03-1726-2012.....	101

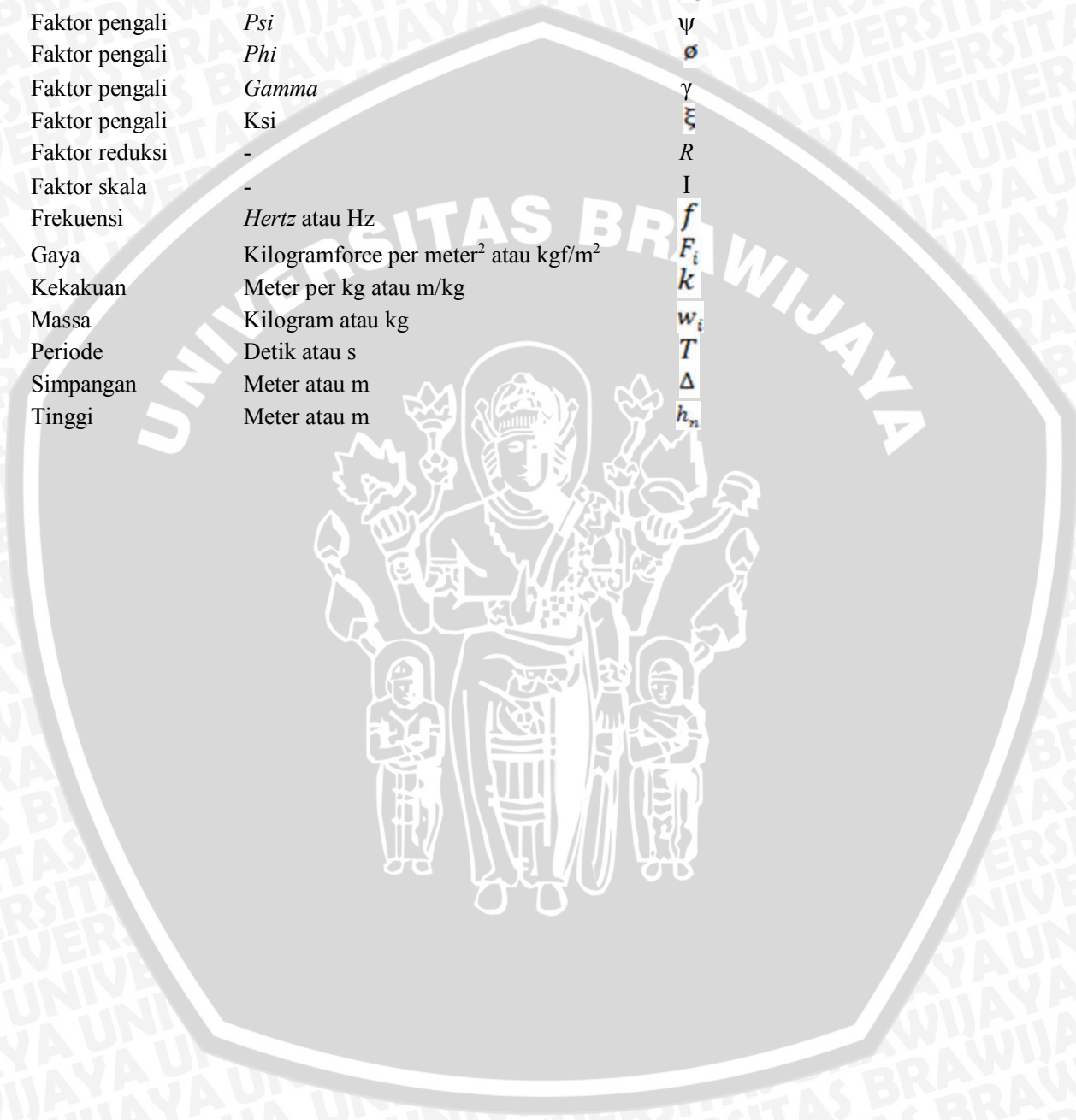
DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN	108
1. Denah Balok Lantai Base	109
2. Denah Balok Lantai 1	110
3. Denah Balok Lantai 2	111
4. Denah Balok Lantai 3	112
5. Denah Balok Lantai 4	113
6. Denah Balok Lantai 5-11	114
7. Denah Balok Lantai 12	115
8. Denah Balok Lantai 13	116
9. Denah Balok Lantai 13 Ringbalok	117
10. Denah Kolom Lantai Base	118
11. Denah Kolom Lantai 1	119
12. Denah Kolom Lantai 2	120
13. Denah Kolom Lantai 3	121
14. Denah Kolom Lantai 4	122
15. Denah Kolom Lantai 5-11	123
16. Denah Kolom Lantai 12	124
17. Denah Kolom Lantai 13	125
18. Detail Balok A1-A2	126
19. Detail Balok A3	127
20. Detail Balok B1-B2-B6-B7	128
21. Detail Balok B1-B2-B6	129
22. Detail Balok B5-B7 Balok Talang	130
23. Detail Kolom K1	131
24. Detail Kolom K2	132
25. Detail Kolom K3	133
26. Detail Kolom K4	134
27. Detail Kolom K5-K6	135
28. <i>Joint Displacement Table</i>	136
29. <i>Modal Participation Mass Ratio</i>	138
30. <i>Modal Periods And Frequency</i>	139
31. Tabel Parameter Perencanaan Grafik SNI 03-1726-2002	141
32. Parameter Perencanaan Grafik SNI 03-1726-2012	143



DAFTAR SIMBOL

Besaran Dasar	Satuan dan Singkatannya	Simbol
Gravitasi	Meter per detik ² atau m/s ²	g
Beban	Kilogram per meter atau kg/m	Q_u
Defleksi	Meter atau m	δ_i
Faktor pengali	<i>Psi</i>	ψ
Faktor pengali	<i>Phi</i>	ϕ
Faktor pengali	<i>Gamma</i>	γ
Faktor pengali	Ksi	ξ
Faktor reduksi	-	R
Faktor skala	-	I
Frekuensi	Hertz atau Hz	f
Gaya	Kilogramforce per meter ² atau kgf/m ²	F_i
Kekakuan	Meter per kg atau m/kg	k
Massa	Kilogram atau kg	w_i
Periode	Detik atau s	T
Simpangan	Meter atau m	Δ
Tinggi	Meter atau m	h_n



RINGKASAN

Paulus Daniel, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Juli 2016, *Evaluasi Peraturan SNI 03-1726-2012 dengan SNI 03-1726-2002 Dalam Perencanaan Gedung PTIHK Universitas Brawijaya*, Dosen Pembimbing : Ari Wibowo, ST, MT., Ph.D, Dr. Eng. Ming Narto, ST, MT, M. Sc

Dalam merencanakan sebuah gedung dengan ketinggian diatas 40 m, aspek beban gempa sangat mempengaruhi perencanaan tersebut. Sedangkan yang dapat menahan beban gempa ataupun beban lateral yang terjadi adalah struktur kolom dari gedung itu sendiri, pada dasarnya kolom berfungsi sebagai sistem penopang suatu gedung sedangkan balok dan plat adalah system penghubungnya, untuk itu perencanaan interaksi kolom sangat penting jika gedung direncanakan dapat menahan beban gempa rencana.

Selain kolom yang berfungsi sebagai penopang gedung terhadap beban gempa, dinding geser juga dapat mempengaruhi perilaku gedung terhadap beban gempa yang bekerja, karena dinding yang semula dianggap sebagai beban struktur, apabila direncanakan menjadi dinding geser, dapat menjadi struktur penopang bagi gedung itu sendiri terhadap beban lateral dan gempa.

Sistem rangka yang terdiri dari balok dan kolom disebut juga Sistem Rangka Pemikul Momen berdasarkan SNI 03-1726-2012. Dimana interaksi antara balok dengan kolom yang saling berhubungan, mengakibatkan perilaku gedung yang dapat berdilatasi sampai kemampuan rencana tergantung dari kategori SRPM yang direncanakan. Selain itu dengan sistem rangka tersebut, bangunan umumnya memiliki kemampuan yang tinggi dalam berdeformasi akibat beban gempa. Hal ini disebabkan oleh sambungan antar frame sehingga titik perpindahan dari bangunan tersebut bervariasi. Sehingga, apabila terjadi beban lateral, mode shape yang terjadi pada gedung tersebut akan semakin banyak.

Berdasarkan hasil analisis, diperoleh kesimpulan bahwa simpangan antar lantai (*story drift*) dan defleksi pada tiap *joint* yang ditinjau menggunakan peraturan SNI 03-1726-2012, lebih konservatif dan layak digunakan untuk perencanaan bangunan tahan gempa juga lebih aman karena memberikan batasan untuk simpangan ijin yang lebih kecil yaitu $1,5\%h_n$.

Kata kunci: bangunan tahan gempa, sistem rangka pemikul momen, SNI 03-1726, simpangan, defleksi.

SUMMARY

In planning a building with a height of over 40 m, aspect seismic loads affect these plans. Although this can withstand seismic loads or side loads that occur are building column structure itself essentially of the column acts as a support system of a building, while the beam and plate is a connection system, planning of the interaction of the field is very important if the building is planned plane can withstand seismic loads.

In addition to the column is the support buildings against earthquake loads, the shear walls can also affect the behavior of buildings against the workload of the earthquake, because the walls were originally considered as a structure fees, if provided for in the shear walls can be a support structure for the building itself against lateral loads and earthquakes.

Frame system consists of beams and columns is also called intermediate moment frame system is based on SNI 03-1726-2012. When the interaction between the beams to columns which are interconnected, resulting in a behavior that can be expanded build capacity plan based on the provided category IMFS (Intermediate Moment System Frame). In addition to the Frame system, buildings generally have a high deformability due to seismic loads. This is caused by the connection between the frames so that the tip of the transfer vessel varies. Whereas, in case of lateral load, mode shapes that occur in the building will be more and more.

Based on the analysis, we concluded that the gap between the floor (the story drift) and deflection at each joint were examined using SNI 03-1726-2012 regulations, more conservative and can be used in designing earthquake resistant buildings is also safer because it provides a limit to the allowed story-drift 1.5% hn which is lower.

Keywords: seismic construction, intermediate moment frame system, SNI 03-1726, displacement



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Gedung dengan ketinggian diatas 40 m adalah tipe gedung yang rawan terhadap beban gempa, untuk itu perlu direncanakan secara spesifik karakteristik system penahan gempa pada gedung tersebut, dan interaksinya apabila terjadi beban gempa, sehingga apabila terjadi gempa pada kondisi sebenarnya, gedung tersebut dapat bertahan atau setidaknya tidaknya mengalami kerusakan yang sudah direncanakan sebelumnya.

Perkembangan teknologi yang pesat, menyebabkan perlunya penyesuaian pada peraturan yang digunakan untuk merencanakan bangunan tahan gempa, sehingga diperlukan analisis yang membuktikan seberapa besar dampak yang ditimbulkan apabila perencanaan struktur menggunakan standart yang berbeda.

1.2 Identifikasi Masalah

Gedung yang akan dianalisis dalam hal ini adalah gedung PTIHK, merupakan gedung yang beraturan berdasarkan SNI 1726-2012. Namun apakah ada perbedaan yang signifikan apabila direncanakan menggunakan peraturan SNI 1726-2002 yang secara teori tidak terlalu jauh berbeda.

Klasifikasi zona gempa yang tercantum dalam SNI tahun 2012 dengan SNI tahun 2002, memiliki perbedaan untuk menentukan grafik respon spectrum.

Pertimbangan dari segi efisiensi gedung menggunakan Peraturan SNI 2002 apabila dibandingkan dengan SNI tahun 2012.

1.3 Rumusan Masalah

1. Gedung tinggi yang memiliki pusat kekakuan dan pusat massa yang tak berhimpit akan mengakibatkan torsi akibat beban lateral yang terjadi pada gedung.

2. Diperlukan perencanaan system rangka pemikul momen menengah atau khusus dalam mengatasi permasalahan untuk kondisi puntir.
3. Terdapat perbedaan dalam menentukan grafik respon spectrum antara peraturan SNI tahun 2002 dengan SNI tahun 2012.

1.4 Batasan Masalah

1. Beban yang terjadi direncanakan dengan pertimbangan beban gempa merupakan beban yang dominan.
2. Parameter tanah sebagai faktor redaman diabaikan. Sehingga tanah dasar struktur dianggap tanah keras berdasarkan lokasi daerah IV dalam pemetaan daerah layan gempa SNI 03-1726-2012.
3. Faktor/faktor lain yang mempengaruhi perilaku gedung seperti sambungan atau sistem sub-struktur, diabaikan.
4. Beban yang bekerja hanya diperhitungkan saat gedung berada pada kondisi layan.

1.5 Tujuan Analisis

Analisis ini bertujuan untuk mengevaluasi perilaku gedung PTIHK apabila terjadi beban gempa saat kondisi layan.

Analisis ini bertujuan untuk mengevaluasi pengaruh penggunaan peraturan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 terhadap bangunan gedung bertingkat tinggi, sebagai bangunan tahan gempa apabila ditinjau pada batas simpangan dan defleksi struktur.

1.6 Manfaat Analisis

Analisis ini diharapkan dapat menjadi pembelajaran untuk pembaca untuk memahami penggunaan peraturan untuk merencanakan bangunan tahan gempa.

Analisis ini diharapkan dapat menjadi referensi atau tinjauan pustaka untuk perencanaan gedung-gedung lain yang menggunakan sistem rangka pemikul momen.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Beban Gempa

Beban gempa sendiri adalah beban pada struktur yang terjadi akibat kegiatan alamiah atau bisa juga buatan dimana getaran pada tanah dasar mengakibatkan struktur disekitarnya bergerak meresponi getaran yang terjadi, sehingga terjadi gaya-gaya dalam yang membebani struktur. Gempa pada umumnya diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu:

- a. Gempa Vulkanik, yaitu gempa yang bersumber dari ledakan gunung berapi
- b. Gempa Tektonik, yaitu gempa yang terjadi akibat pergerakan lempeng pada dasar lapisan terluar bumi.
- c. Gempa Buatan, yaitu gempa yang terjadi akibat pengaruh tangan manusia bisa diakibatkan oleh ledakan buatan atau alat bantu yang memiliki skala getar yang besar.

Gempa bumi terjadi karena fenomena getaran dengan kejutan pada kerak bumi. Faktor utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Gempa bumi ini menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini mempunyai suatu energi yang dapat menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya menjadi bergetar. Getaran ini nantinya akan menimbulkan gaya-gaya pada struktur karena struktur cenderung mempunyai gaya untuk mempertahankan dirinya dari gerakan (Schodek, 1999).

Suatu struktur bangunan akan dikenakan gaya alamiah (geofisik) dan gaya akibat buatan manusia. Gaya-gaya geofisik terjadi karena adanya perubahan dari alam misalnya : gaya gravitasi, meteorologi dan seismologi. Sedangkan gaya-gaya buatan manusia berasal dari aktivitas manusia misalnya : kendaraan bermotor, pergerakan manusia dan barang. Baik gaya dari alam maupun buatan manusia akan berpengaruh pada kestabilan struktur, kekuatan struktur. Gaya seismologi sangat berpengaruh pada struktur, apabila struktur mendapat gaya seismologi yang besar maka akan terjadi simpangan horisontal (drift) yang besar pula yang dapat menyebabkan keruntuhan struktur, sehingga diperlukan cara untuk mengatasi hal tersebut. (Schueller, 1998)

Untuk itu diperlukan bangunan tahan gempa yang mampu menahan beban gempa dan mengurangi efek dari kerusakan akibat gempa. Penerapan bangunan tahan gempa haruslah memperhatikan sambungan yang ada selain dari segi struktural. Dari segi struktural sendiri sebuah struktur bangunan bertingkat haruslah mampu menahan beban sendiri, beban hidup, beban angin dan beban gempa.

Pengertian dari beban-beban tersebut adalah:

1. Beban mati ialah berat dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.
2. Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan atap dan lantai tersebut.
3. Beban gempa ialah semua beban static ekuivalen yang bekerja dalam gedung atau bagian gedung yang menirukan gerakan tanah akibat gempa itu, maka yang diartikan dengan dengan gempa di sini ialah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

2.2.1 Pemahaman

Pada dasarnya terdapat tiga jenis beban yang terjadi pada struktur, yaitu: beban vertical, beban horizontal, dan beban momen. Ketiga beban tersebut sudah dimiliki dan akan tetap bekerja selama struktur berdiri. Permasalahan akan timbul jika struktur menerima beban tambahan baik secara disengaja maupun tidak disengaja. Maka diperlukannya perencanaan yang dapat mengantisipasi beban tambahan tersebut. Gempa adalah salah satu sumber beban yang dapat memberikan tiga jenis pembebanan pada struktur tersebut. Namun, pada umumnya beban Gempa arah vertical relative minimal, sehingga struktur itu sendiri masih mampu menahan beban tersebut, berbeda dengan beban arah horizontal. Beban arah horizontal lebih dominan pada struktur tinggi sehingga diperlukannya analisis geser dan torsi akibat pengaruh beban gempa secara lateral pada struktur.

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga faktor standar, sebagai berikut:

1. Tidak terjadi kerusakan sama sekali pada gempa kecil.
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
3. Diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Sedangkan dalam FEMA 356, lebih spesifik lagi kriteria dari bangunan tahan gempa yang diklasifikasikan dalam 4 tingkat, sebagai berikut:

1. Operational Level
2. Immediate Occupancy
3. Life Safety
4. Collapse Prevention

Dimana masing-masing memiliki kriteria yang dapat mengklasifikasikan kerusakan yang terjadi pada struktur akibat beban gempa. Salah satu keuntungan dari penggunaan FEMA 356 adalah kerusakan akibat beban gempa terhadap struktur dapat dianalisa, sehingga dampak yang ditimbulkan dapat diminimalisir dengan lebih efektif, selain itu juga dapat digunakan untuk evaluasi performa gedung akibat beban gempa atau biasa disebut *seismic performance*.

2.3 Gempa Rencana

Beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Menurut Standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut Gempa Rencana (dengan perioda ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih f_1 untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh Gempa

Rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 (SNI 03-1726-2002).

Gempa yang diasumsikan sebagai batas layan untuk merencanakan suatu struktur yang mampu menahan beban gempa. Bila terjadi pembentukan sendi plastis dalam suatu komponen, bagian komponen yang berada diluar daerah sendi plastis harus cukup kuat untuk menahan gaya-gaya yang dihasilkan bila momen lentur plastis adalah lebih besar dari yang diharapkan. Bila tidak maka pada suatu gempa lebih besar ari gempa rencana, komponen tersebut dapat runtuh fatal akibat geser karena tidak terbentuknya sendi plastis yang diharapkan. (Huizing, 1981)

Dalam SNI-1726-2002 yang mengacu pada UBC 1997 yang menggunakan gempa 500 tahun (10% terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan), sedangkan peraturan-peraturan gempa modern sudah menggunakan gempa 2500 tahun (2% terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan) seperti NEHRP 1997, ASCE 7-98, dan IBC 2000, swdangkan RSNI 1726-2010 mengacu pada ASCE 7-10 (Imran, 2010).

Pada gempa 2500 tahun tersebut dibuat dengan suatu estimasi faktor aman minimum terhadap keruntuhan, yang disepakati, berdasarkan pengalaman dan keputusan konservatif, sebesar 1,5 sehingga dalam analisis akan digunakan nilai $2/3$ ($1/1,5$) yang artinya, jika suatu struktur terkena suatu gempa 1,5 kali lebih besar dari gempa rencana, maka kecil kemungkinan struktur tersebut untuk runtuh (Naeim, 2001). Akan tetapi, faktor aman sesungguhnya masih dipengaruhi oleh tipe struktur, *detailing*, dan lain-lain (Bozorgnia dan Bertero, 2004).

Dengan pertimbangan bahwa pencegahan terhadap runtuhnya suatu bangunan yang dikenai gempa besar yang relatif jarang terjadi serta faktor aman 1,5 terhadap keruntuhan, maka ASCE, IBC serta NEHRP mendefinisikan desain gerakan tanah sebagai $1/1,5$ atau $2/3$ kali gempa 2500 tahun (Naeim, 2001).

2.4 Wilayah Gempa

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. 1., di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan

periode ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 2. 1. dan Tabel 2. 1.

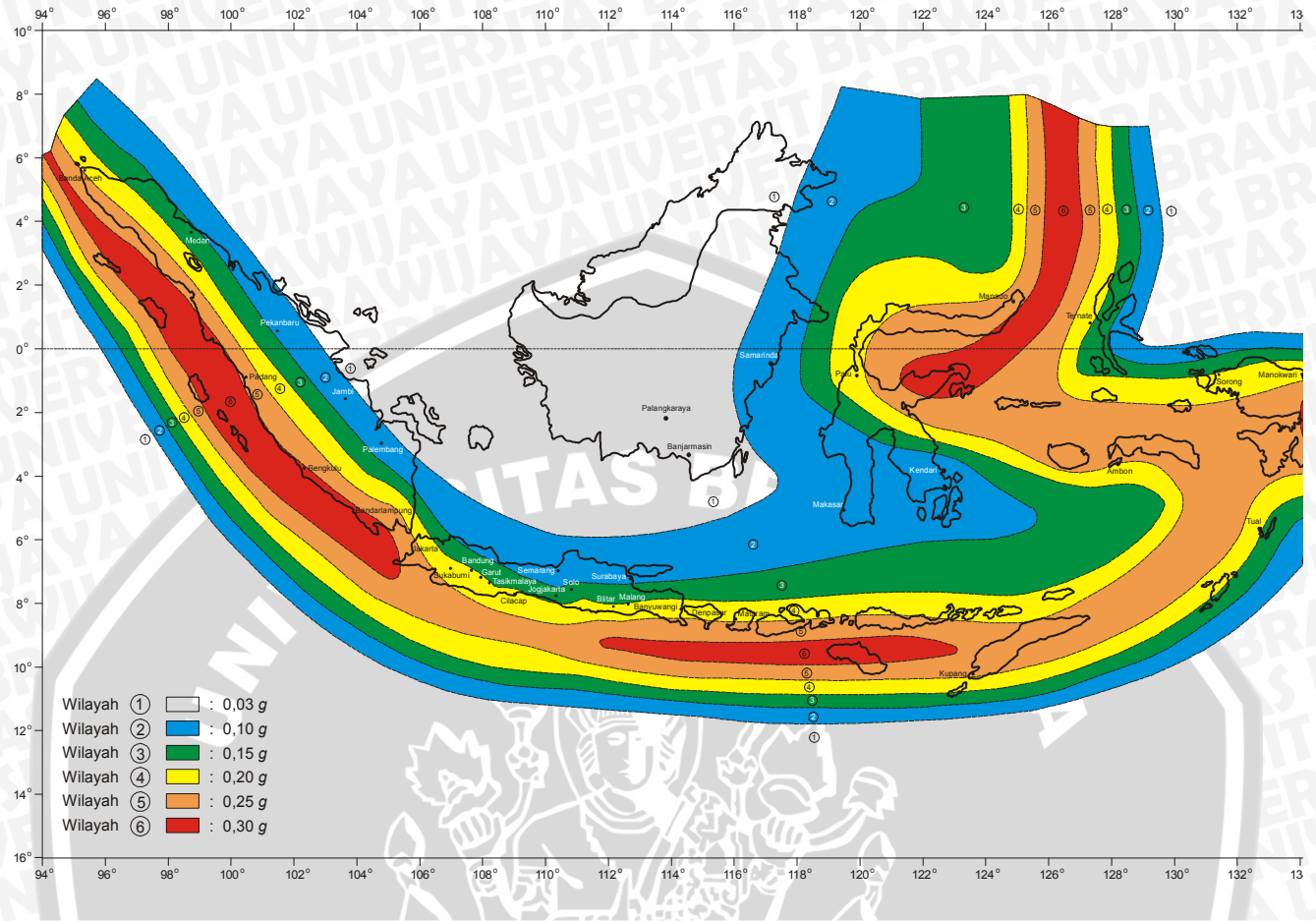
Apabila percepatan puncak muka tanah A_0 tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 2. 1.

Tabel 2. 1. Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah Untuk Masing-Masing Wilayah Gempa Indonesia

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah A_0 ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,3	0,33	0,36	0,38	

Sumber: SNI 03-1726-2002 (2002,p.19-20)

Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam Gambar 2. 1. dan Tabel 2.1 ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (robustness) minimum dari struktur gedung tersebut.



Gambar 2. 1 Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar Dengan Periode Ulang 500 Tahun
Sumber: SNI 03-1726-2002 (2002,p.21)

2.5 Pengaruh Beban Vertikal

Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentang panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentang panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

Faktor Respons Gempa vertikal C_v yang disebut diatas harus dihitung menurut persamaan :

$$C_v = \psi A_o I \dots\dots\dots (2-1)$$

Dimana koefisien ψ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 2.2, dan A_o adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 2.1, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1 pada SNI 03-1726-2002.

Tabel 2. 2 Koefisien ψ Untuk Menghitung Faktor Respons Gempa Vertikal C_v

Wilayah Gempa	ψ
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,6
5	0,7
6	0,8

Sumber: Tabel 2.2 SNI 03-1726-2002 (2002,p.23)

2.6 Kombinasi Pembebanan

Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :

$$R_u = \phi R_n \dots\dots\dots (2-2)$$

$$Q_u = \gamma Q_n \dots\dots\dots (2-3)$$

Dimana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, R_n adalah kekuatan nominal struktur gedung, γ adalah faktor beban dan Q_n adalah pembebanan nominal pada struktur gedung tersebut, maka menurut Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut :

$$R_u \geq Q_u \dots\dots\dots (2-3)$$

Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai D_n , beban hidup nominal sebagai L_n dan beban gempa nominal sebagai E_n , maka Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut:

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \dots\dots\dots (2-4)$$

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \dots\dots\dots (2-5)$$

Dimana γ_D , γ_L dan γ_E adalah faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal, yang nilai-nilainya ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku.

Beban mati nominal dan beban hidup nominal adalah beban-beban yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga probabilitas adanya beban-beban yang lebih besar dari itu dalam kurun waktu umur gedung terbatas sampai suatu persentase tertentu. Namun demikian, beban mati rencana dan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban-beban nominal.

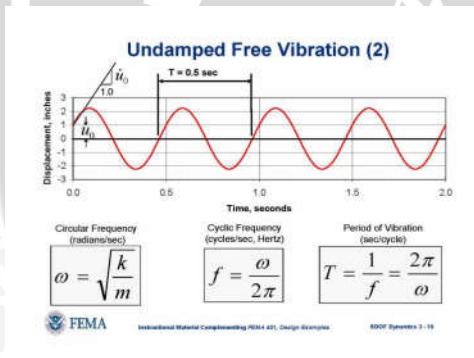
2.7 Periode Getar Alami Struktur

2.7.1 Getaran bebas (*Free Vibration*)

Sebagaimana diketahui, umumnya segala benda dibumi ini mengalami getaran, diantaranya adalah gesekan antara dua bidang permukaan, gesekan dengan zat cair atau zat gas yang mengelilingi, gesekan yang terjadi pada sambungan maupun gesekan antara molekul didalam benda itu sendiri. Namun dalam analisis dinamik terdapat suatu pendekatan, yaitu gerakan benda tersebut tidak mengalami peredaman. Gerakan tanpa redaman itu disebut gerakan bebas (*undamped free vibration*).

Getaran bebas terjadi ketika struktur beresilasi dibawah aksi dari suatu gaya yang melekat dalam struktur tanpa adanya gaya luar. Kekuatan-kekuaan yang melekat tersebut muncul dari kecepatan awal (initial velocity) dan perpindahan (displacement) yang dimiliki struktur pada awal fase getaran bebasnya (Anderson, 2001). Sebagaimana diketahui, periode getaran struktur, yang selanjutnya akan disebut sebagai periode getar adalah properti dinamik dari suatu struktur.

Periode getar T adalah waktu yang diperlukan untuk memenuhi suatu putaran lengkap dari suatu getaran ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Periode getar juga sering disebut secara lengkap dengan “periode getar alami struktur” (*natural fundamental period*), dimana istilah “alami” tersebut digunakan untuk menggambarkan setiap getaran untuk menekankan fakta bahwa hal tersebut merupakan properti alami dari struktur yang bergantung pada massa dan kekakuan yang bergetar secara bebas tanpa adanya gaya luar.



Gambar 2. 2 Undamped Free Vibration (FEMA 451B, 2007)
 Sumber: Single-DOF Dynamic 3(2007,p.15)

Sehingga diperoleh rumus periode getar:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{1}{f} \dots\dots\dots(2-6)$$

Dimana:

- ω = frekuensi putaran (*rad/s*)
- T = periode getar (*sec/cycle*)
- f = frekuensi siklik (*cycles/s, Hertz*)

Pada analisis dinamik, mode shape pertama yang umumnya diadopsi, artinya struktur dianggap cukup fleksibel dengan rantai-rantai tingkat yang relatif kaku (Widodo, 2001). Setiap struktur memiliki banyak frekuensi natural yang berhubungan dengan mode shape

sebagai degree of freedom (DoF). Umumnya, perhitungan mencari mode shape (*eigenvalue analysis*) dilakukan menggunakan aplikasi komputer.

Namun, dengan semakin berkembangnya komputer, tidak menjanjikan pemodelan yang dilakukan adalah “benar”, meskipun analisis dilakukan secara tiga dimensi (3D). Terdapat beberapa celah, dimana analisis dinamik (*eigenvalue analysis*) yang digunakan untuk menghitung mode shape dan periode getar menjadi kurang tepat, diantaranya:

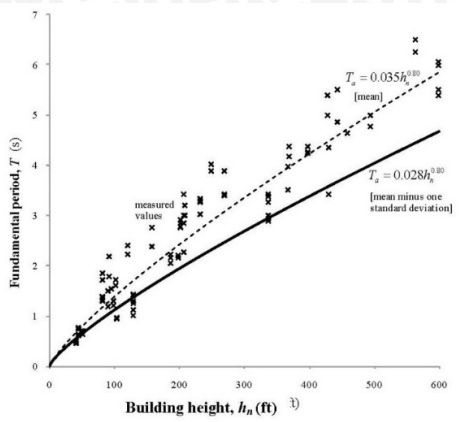
1. Penyederhanaan model analisis yang berlebihan
2. Pemodelan struktur yang terlalu rumit (memiliki banyak DoF)
3. Model analitik pada eigenvalue analysis umumnya mengabaikan elemen nonstruktural yang mampu memberikan kekakuan (*stiffening effect*) seperti tangga yang ada pada struktur.
4. Model analitik pada eigenvalue analysis umumnya mengabaikan kolom yang hanya menahan beban gravitasi (*gravity-only columns*) yang mampu memberikan kekakuan (*stiffening effect*).

2.7.2 Periode getar hasil eksperimen

Teori getaran diatas tidak dapat langsung diterapkan dalam bangunan bertingkat rendah dan menengah, dimana *equivalent lateral force* (ELF) analysis atau statik ekuivalen dapat diterapkan. Tetap diperlukan verifikasi lapangan, atau uji eksperimen, agar pola yang dominan terjadi dapat diketahui.

Setelah hasil/data periode getar struktur aktual didapat, periode getar selanjutnya ditentukan dari rumus empiris yang didapat dari data instrumen saat gempa San Fernando 1971 (FEMA 303, 1997; FEMA 369, 2001; FEMA 450-2, 2003) dan gempa Northridge 1994 (Jacobs, 2008), yang merupakan data statistik dari gedung-gedung di California (FEMA P750, 2009).

Data tersebut digunakan untuk menentukan persamaan/rumus batas atas dan batas bawah menggunakan analisis regresi (*regression analysis*) (Jacobs, 2008).



Gambar 2. 3 Variasi Periode Getar Terhadap Tinggi Bangunan (FEMA P-750, 2009).
Sumber: NEHRP Recommended Seismic Provisions (2009,p.128)

2.7.3 Periode getar berdasarkan peraturan (code)

Periode getar struktur adalah produk dari massa dan kekakuan, yang mana tidak bisa didapat jika struktur belum selesai dirancang. Tetapi, pada dasarnya, *seismic design* juga tidak bisa dimulai tanpa adanya periode getar struktur dan periode getar struktur tidak bisa dilakukan jika *seismic design* belum dilakukan. Sehingga diperlukan formula pendekatan agar proses perhitungan dapat dilakukan. Formula pendekatan tersebut pada dasarnya akan menghasilkan getar yang lebih pendek dari pada periode getar *real*, dimana jika periode getar awal tersebut tidak direvisi, maka perancangan struktur akan tetap aman (konservatif), dimana periode getar struktur yang lebih kecil akan menghasilkan *base shear* yang lebih besar yang digunakan dalam desain (Ghosh & Fanella, 2003).

Persamaan yang diberikan dalam *code* ASCE 7-10 tersebut merupakan suatu metode pendekatan yang bisa digunakan untuk memperkirakan periode getar, dimana hanya sedikit informasi yang tersedia saat perancangan awal. Metode pendekatan tersebut didasarkan pada formula sederhana yang hanya menyediakan deskripsi umum dari tipe struktur (seperti portal baja, portal beton, sistem *shear wall*, *braced frame*, dan lain-lain) dan dimensi total (seperti ketinggian total dan panjang/lebar struktur) untuk memperkirakan periode getar struktur dalam rangka menghitung *base shear* untuk desain awal (*preliminary design*). Harapannya, *base shear* yang didapat tersebut memberikan hasil yang konservatif. Sehingga desain akhir (*final design*), penggunaan nilai periode getar yang terlalu besar (tidak realistis) dapat memberikan hasil yang tidak konservatif (terlalu tinggi) (FEMA 450-2, 2003). Dalam FEMA 450-2 (2003) menyebutkan, periode getar struktur yang digunakan harus lebih kecil dari periode getar struktur yang dihitung.

Hasil yang konservatif tersebut didapat dari diabaikan efek kekakuan dari komponen non struktural dan ketahanan lateral kolom, balok dan plat (Taranath, 2010).

FEMA 450-2 (2003) juga menyebutkan, umumnya telah diterima bahwa persamaan empiris diatas telah disesuaikan terhadap tipe konstruksi yang umum didaerah dengan persyaratan gaya lateral (gempa) yang tinggi. Selain itu, umumnya juga telah dipercaya bahwa sangat jarang gedung didaerah resiko gempa rendah akan dirancang untuk menghasilkan drift level sebagaimana yang diijinkan oleh peraturan, sebagai akibat dari masalah stabilitas (P-delta) dan persyaratan beban angin. Pada suatu kondisi dimana suatu struktur dikontrol oleh beban angin, penggunaan periode getar T yang lebih besar belum tentu menghasilkan *base shear* yang lebih kecil, namun demikian, penggunaan pendekatan ini didaerah beban angin yang tinggi tidak seharusnya menghasilkan desain yang tidak aman.

Selain itu, dengan pemahaman bahwa *base shear* beban gempa merupakan fungsi dari periode getar, serta asumsi bahwa gaya lateral terdistribusi linier disepanjang tinggi gedung dan bahwa simpangan dikontrol oleh batasan *drift* (sesuai peraturan), perhitungan sederhana dari periode getar melalui metode Rayleigh memberikan kesimpulan bahwa periode getar struktur portal (*moment resisting frame*) bervariasi secara kasar menurut $h_n^{3/4}$, dimana h_n adalah tinggi total gedung, sehingga diperoleh persamaan:

$$T_a = C_t \times h_n^{3/4} \dots\dots\dots (2-7)$$

ASCE 7-10 memberikan formula periode getar:

Tabel 2.3 Rumus Pendekatan Period Getar Struktur

Rumus Pendekatan Periode Struktur
$T_a = C_t \times h_n^x$
ASCE 7-10, 12. 8-7

Perancangan Beban Gempa			
Jenis Struktur	Ct (Metric)	Ct (imperial)	x
Rangka baja pemikul momen (<i>Steel moment-resisting frame</i>)	0.0724	0.028	0.8
Rangka beton pemikul momen (<i>Concrete moment-resisting frame</i>)	0.0466	0.016	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris (<i>Steel eccentrically braced frame</i>)	0.0731	0.03	0.075
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk (<i>Steel buckling-restrained braced frames</i>)	0.0731	0.03	0.075
Semua sistem struktur lainnya (<i>All other structural systems</i>)	0.0488	0.02	0.075

Alternatif lainnya, ASCE 7-10 mengizinkan penggunaan rumus periode getar $T_a = 0,1 N$, dimana N adalah jumlah lantai, jika tinggi gedung adalah 12 lantai, dan didistribusikan tiap 3 m, dengan sistem struktur sepenuhnya adalah *frame* beton bertulang atau *frame* baha. Persamaan alternatif $T_a=0,1 N$ tersebut, dapat digunakan untuk portal bertingkat rendah dan sedang (FEMA 450-2, 2003).

Metode lain yang juga sangat terkenal adalah metode Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \dots\dots\dots (2-8)$$

Namun, yang menjadi permasalahan dari rumus tersebut adalah adanya δ yang merupakan *static lateral displacement*, atau perpindahan lateral statik yang diperoleh setelah gedung selesai dirancang (karena membutuhkan massa dan kekakuan dari struktur). Sehingga metode ini hanya cocok digunakan sebagai kontrol desain akhir.

2.7.4 Pengaruh periode getar terhadap beban gempa

Gedung didaerah resiko gempa yang lebih kecilm diijinkan untuk lebih fleksibel. Meskipun demikian, perencanaan didaerah resiko gempa yang rendah harus memperhatikan periode getar yang lebih fleksibel dapat menjadi permasalahan, salah satunya pada kestabilan struktur (P-delta) dan stabilitas terhadap beban angin (Gracia dan Sozen, 2004).

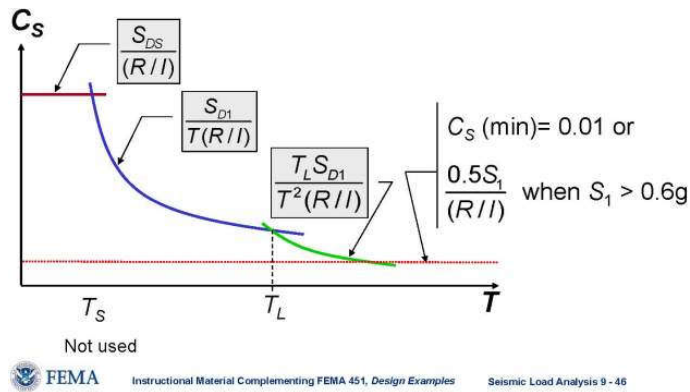
Pada SNI 1726-2002, A.5.6, pembatasan periode getar sudah diatur, yaitu:

- Mencegah pengaruh P-Delta yang berlebihan.
- Mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa yang menyebabkan pelelehan pertama, yaitu untuk mejamin kenyamanan penghunian dan membatasi kemungkinan terjadinya kerusakan struktur akibat pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, amupun kerusakan non-struktural.
- Mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf gempa maksimum, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang menelan korban jiwa manusia.
- Mencegah kekuatan (kapasitas) struktur terpasang yang terlalu rendah, mengingat struktur gedung dengan waktu getar fundamental yang panjang menyerap beban gempa yang rendah (terlihat dari spektrum respon C-T), sehingga gaya internal yang terjadi di dalam unsur-unsur struktur menghasilkan kekuatan terpasang yang rendah.

Semakin besar periode getar maka semakin kecil gaya gempa yang diterima, yang dapat dipahami dari respon spektrum, seperti grafik dari FEMA 451B (2007) berikut:

Equivalent Lateral Force Procedure

Determine Base Shear: $V = C_S W$



Gambar 2.4 *Equivalent Lateral Force (ELF)*

Sumber: FEMA 45B (2007,p.46)

Grafik diatas menjelaskan bahwa, periode getar T yang membesar, akan menghasilkan koefisien gempa C_s (*Seismic Coefficient*) yang rendah, sedangkan didaerah dengan grafik warna biru, memiliki T yang lebih kecil dari T pada grafik berwarna hijau, sehingga memberikan C_s yang lebih besar dari warna hijau.

Jacobs (2008) menjelaskan, penentuan periode getar struktur memberikan dampak yang besar pada perencanaan tahan gempa suatu struktur. Contohnya, perubahan kecil pada konfigurasi struktur seperti pemindahan bracing pada struktur yang memiliki penahan gaya lateral yang diklasifikasi sebagai *centrically braced frame* atau struktur "lain" (*other*) pada ASCE 7-10, dengan memindahkan bracing pada *joint* yang merubah klasifikasi struktur menjadi *eccentrically braced frame* akan merubah koefisien pada persamaan ASCE 7-10 hingga 50% nya dari semula, terlihat dari yang semula persamaannya $0,0488h_n$ $0,75$ dalam metric, ketika dirubah, maka persamaannya menjadi $0,0731h_n$ $0,75$ dimana h_n dalam metric.

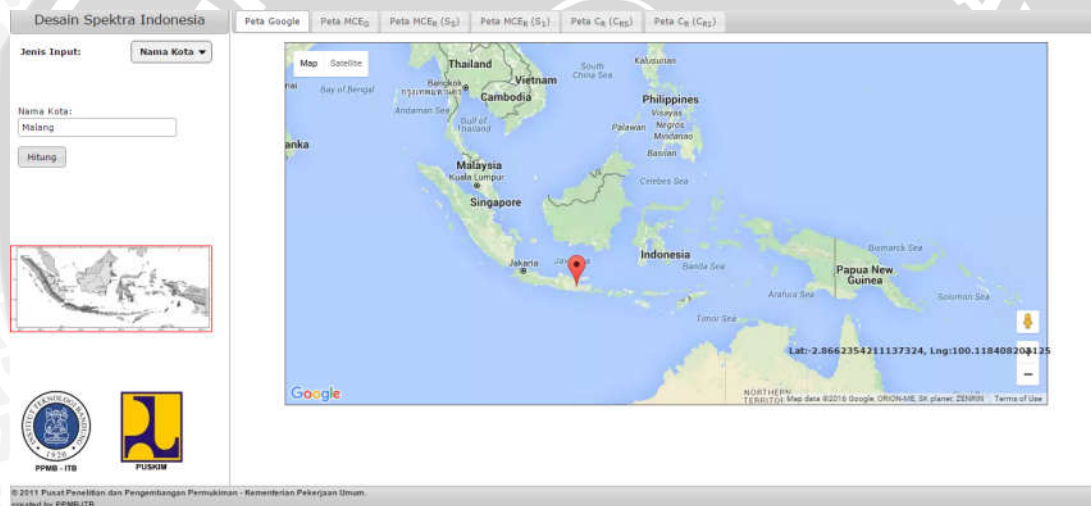
Dapat disimpulkan dari contoh diatas bahwa, periode struktur mampu memberikan dampak yang besar dalam perencanaan struktur tahan gempa.

2.8 Metode Respon Spektrum

Respon spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan

gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*spectral displacement, SD*), kecepatan maksimum (*spectral velocity, SV*) atau percepatan maksimum yang bekerja pada dasar struktur. Terdapat dua macam respon spektrum yang ada yaitu, respon spektrum elastik dan respon spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respon elastik suatu struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain respon spektrum) adalah respon yang *discale down* dari spektrum elastik dengan nilai daktilitassa tertentu.

Dalam perencanaan RSNI 1726-2010 yang mengacu pada ASCE 7-10, yang digunakan adalah gempa 500 tahun (1% terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan) yang digunakan dalam desain respon spektra pada desain spektra Indonesia didalam situs khusus oleh Kementerian Pekerjaan Umum Indonesia.

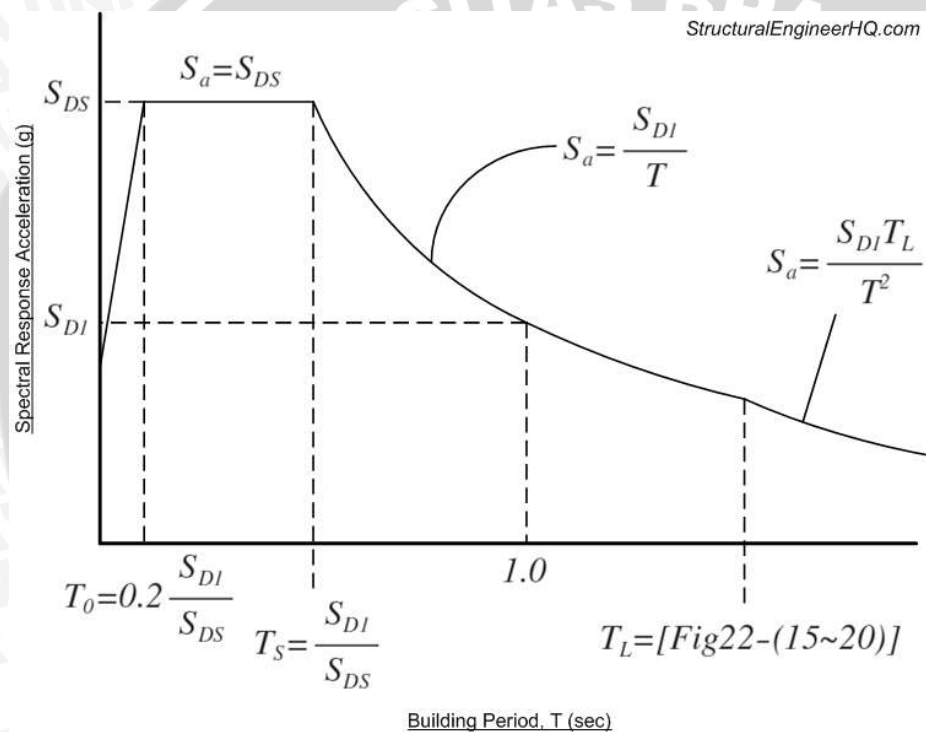


Gambar 2. 5 Website perhitungan grafik spektra kementerian Pekerjaan Umum
Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011

Penggunaan percepatan 0,2 detik dan 1,0 detik adalah karena pada interval 0,2 detik dan 1,0 detik mengandung energi gempa terbesar (AISC, 2005), selain itu, periode 0,2 detik umumnya mewakili periode getar struktur terpendek (bangunan 2 tingkat) yang direncanakan menurut ketentuan ASCE yang telah mempertimbangkan efek dari tanah, goyangan pada pondasi da faktor lain yang biasanya diabaikan dalam analisis struktur (Taranath, 2010).

Respon Spektrum pada ASCE mengacu pada respon spektrum *elastic*, yang direduksi dengan suatu nilai R dan redaman 5% (FEMA 451B, 2007). Penggunaan nilai R tersebut diperhitungkan terhadap:

- Suplai daktilitas yang diantisipasi
- *Overstrength* (kuat lebih)
- Redaman (jika berbeda dari 5%)
- Kinerja struktur yang sama yang telah lalu
- Redundansi



Gambar 2. 6 Desain Respon Spektrum ASCE 7-10

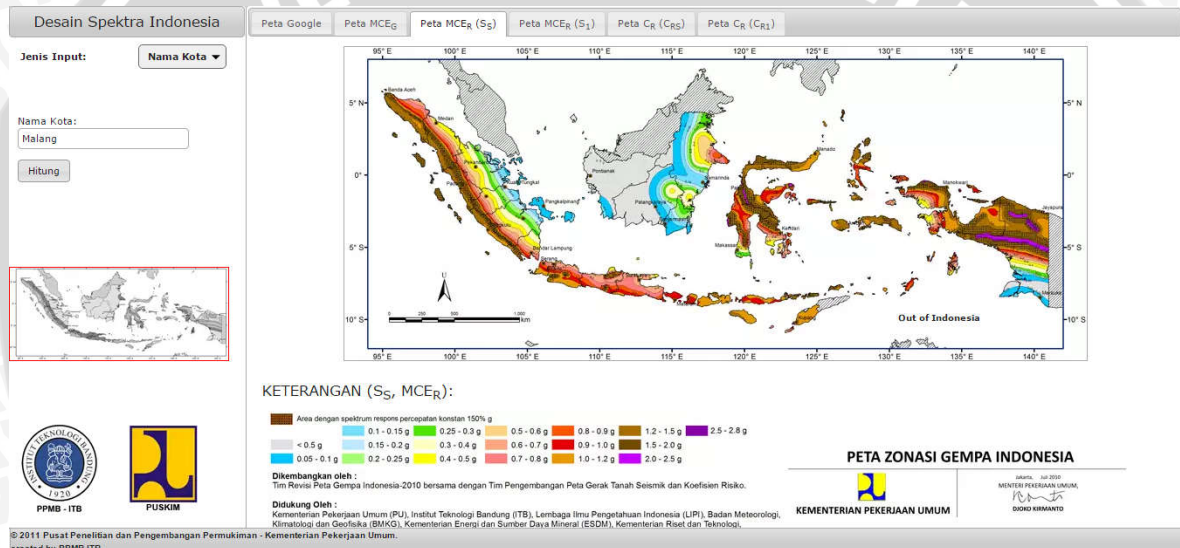
Sumber: ASCE 7-05 Section 11.4.5

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads^a

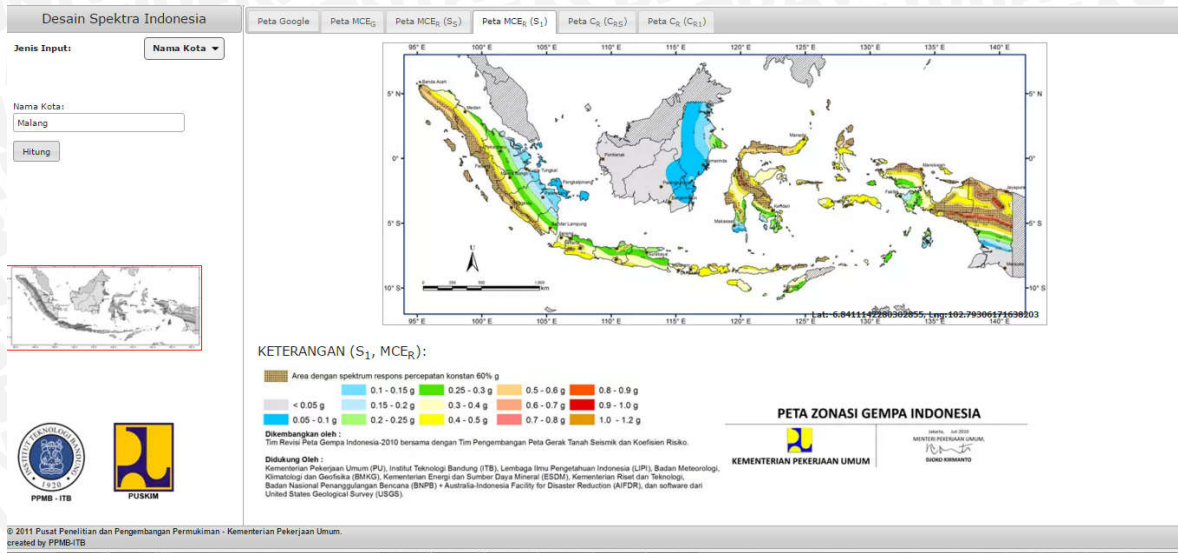
Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Gambar 2. 7 Faktor Keutamaan Gedung
 Sumber: ASCE 7-10 (2010,p.5)



Gambar 2. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (Ss) Terlampaui 1% Dalam 50 Tahun
 Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011



Gambar 2. 9 Peta Respon Spektra Percepatan 1,0 Detik (S_1) Terlampaui 1% Dalam 50 Tahun Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011

2.9 Daktilitas

2.9.1 Prinsip dasar

Daktilitas diperoleh dalam bagian struktural awalnya dari mendesain elemen dalam batas tertentu dimana dapat berdeformasi dalam sifat daktil dan yang kedua dengan menghindari kemungkinan kegagalan *brittle*. Beberapa kemungkinan terjadinya kegagalan *brittle* diberikan pada Tabel 2. 4.

Menghindari kegagalan putus artinya pada kondisi beban ultimit, masih ada sisa batas aman antara tegangan aktual dengan batas kegagalan *brittle*. Contohnya, baut tarik pada sambungan batang baja harus berada pada batas tegangan aman ketika batang baja sudah mencapai momen ultimit.

Mendesain seluruh struktur untuk memenuhi karakteristik sebagai daktil memerlukan:

- Semua mode keruntuhan harus memasukkan redundansi yang mungkin terjadi
- Mode kegagalan *brittle*, seperti guling, harus dipastikan aman terlebih dahulu sehingga yang terjadi pertama adalah kegagalan daktil.

Tabel 2. 4 Tipe-Tipe Kegagalan *Brittle*

Structure	Overturning
Foundation	Rotation shear failure

Structural steel	Bolt shear or tension failure Member buckling Member tension failure Member shear failure Connection tearing
Reinforced Concrete	Bond and anchorage failure Member tension failure Member shear failure
Masonry	Out-of-plane bending failure Toppling

2.9.2 Penjelasan

Daktilitas dari sebuah bagian atau struktur didefinisikan seperti rasio antara perpindahan pada beban ultimit sampai perpindahan pada leleh. Suatu struktur memiliki batasan terhadap seberapa banyak kapasitas daktilitas yang bisa diberikan oleh struktur tersebut, dan sebagian pemodelan struktur membutuhkan kapasitas yang besar. Contoh dari penjelasan ini adalah ketika struktur yang kecil disambungkan dengan struktur yang besar maka variasi daktilitas struktur tersebut akan beragam seperti menara tangki air. Sehingga diperlukan estimasi untuk menghitung kapasitas daktilitas yang diperlukan struktur untuk memenuhi kebutuhan.

Non-linear time history analysis bisa memberikan informasi ini, namun, seperti yang sudah dijelaskan, ini adalah proses yang panjang. Metode pendekatan seperti yang dijelaskan oleh Clough & Penzien (1975), berdasarkan asumsi bahwa perpindahan non-linear sama dengan perpindahan linear (asumsi yang sama dibuat dari membuat model *non-linear response spectra* pada getaran sampai 2Hz). Gambar 2. 10., menjelaskan metode tersebut, f_{\max} dapat didekati dengan analisis linear.

Tipikal daktilitas struktur memiliki orde 3-5. Daktilitas batang, berdasarkan kelengkungan, yang kompatibel dengan daktilitas struktur serupa dipengaruhi oleh mekanisme sambungan yang terbentuk namun lebih tinggi. Diskusi yang menjelaskan lebih jauh tentang daktilitas struktur dapat dibaca dalam Park & Paulay (1975). Kebutuhan daktilitas batang pada gedung multi lantai, semakin ke puncak gedung, akan semakin bertambah.

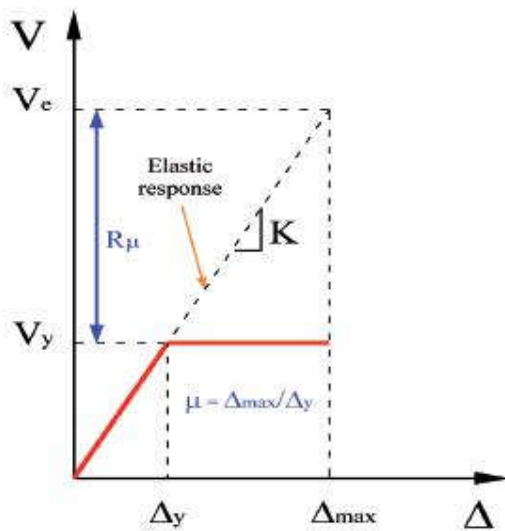


Figure 1. Idealized structural response: equal displacement approximation

Gambar 2. 10 *Respon Struktural Ideal: Hubungan Beban-Simpangan*

Sumber: *Journal of Structural Engineering-ASCE*, volume 122 (1996,issue 10)

Tipikal struktur yang dirancang dengan baik umumnya dapat memberikan kemampuan daktilitas tertentu, karena struktur memiliki kapasitas untuk menghilangkan energi histeresis. Karena disipasi energi ini, struktur dapat dirancang secara ekonomi dan dengan demikian, gaya desain elastis V_e dapat direduksi sampai tingkat leleh V_y , dengan faktor R_μ ($V_y = V_e / R_\mu$) (Moroni et al., 1996), dan permintaan deformasi maksimum yang sesuai adalah Δ_{max} (Gambar 2. 10.). Pada model linear elastic menyerupai model plastic (Gambar 2. 10.), tingkat kekuatan leleh mengacu pada tingkat keruntuhan struktural ($\Delta = \Delta_{max}$), bukan ke tingkat leleh signifikan awal. Evaluasi yang tepat dari reduksi faktor R_μ , dibutuhkan untuk menjamin bahwa struktur mampu mengakomodasi perpindahan maksimum Δ_{max} pada Gambar 2. 10., untuk mencegah keruntuhan.

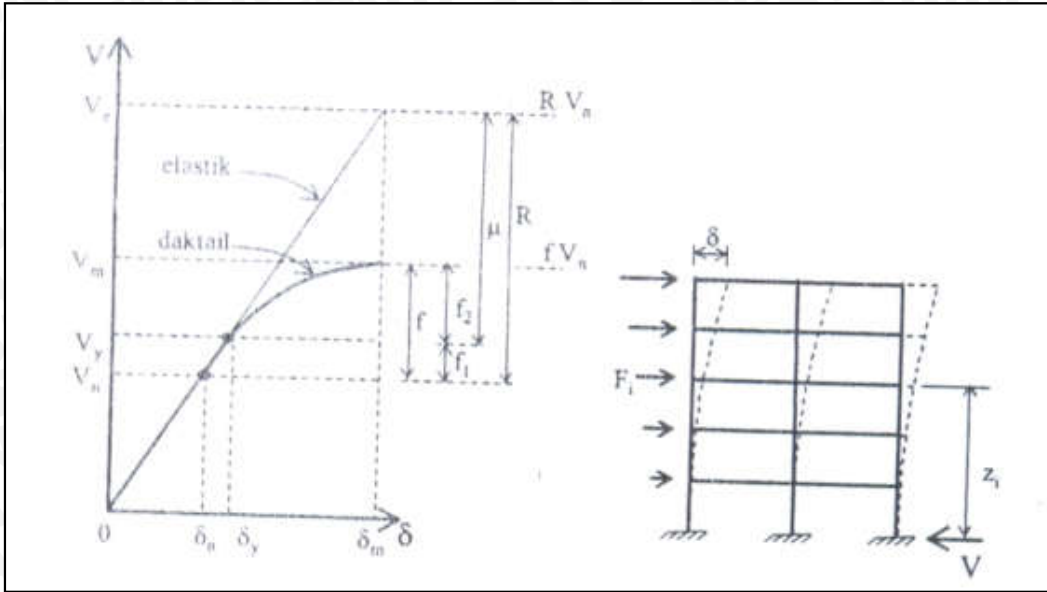
Pada umumnya, untuk struktur bergetar inelastis ketika terjadi getaran pada dasar tanah, deformasi inelastis meningkat seiring kekuatan leleh lateral struktur menurun, atau saat faktor reduksi desain R_μ meningkat. Untuk keperluan desain, R_μ dipengaruhi oleh reduksi maksimum kekuatan yang konsisten dengan membatasi rasio kebutuhan simpangan daktilitas untuk daktilitas yang direncanakan. Pada struktur yang akan memiliki kekuatan seperti kuat lateral yang direncanakan (Miranda & Bertero, 1994). Rasio redaman kekentalan ekuivalen 5% biasanya diperhitungkan dalam komputasi perhitungan faktor reduksi R_μ (Uang, 1989).

Beberapa studi (yaitu, Miranda dan Bertero, 1994; Ordaz dan Pérez, 1998; Avilés dan Pérez, 2005) setuju bahwa untuk gerakan tanah yang diberikan, faktor reduksi R_{μ} terutama dipengaruhi tidak hanya oleh tingkat deformasi inelastis, tetapi juga oleh periode alami dari struktur, kondisi tanah di lokasi, dan interaksi tanah-struktur. Karena faktor reduksi kekuatan R_{μ} adalah fungsi dari gerakan tanah untuk sistem tertentu yang mengalami daktilitas, reduksi akan berbeda untuk tiap gerakan tanah dasar yang berbeda. Kondisi tanah di situs dapat memiliki efek penting pada R_{μ} , terutama untuk tanah yang sangat lunak. Faktor-faktor lain yang dapat mempengaruhi pengurangan faktor R_{μ} , namun dalam tingkat yang lebih rendah, adalah redaman dan tipe perilaku histeresis struktur (dengan asumsi bahwa tidak ada pengurangan kekuatan yang signifikan).

2.9.3 Faktor daktilitas

Akibat pengaruh gempa rencana, setiap struktur gedung menurut standar SNI 03-1726-2003 direncanakan untuk tetap masih berdiri, tetapi sudah mencapai kondisi diambang keruntuhan. Riwayat hubungan antara beban dan simpangan suatu struktur gedung sampai mencapai kondisi diambang keruntuhan, bergantung pada tingkat daktilitas struktur gedung tersebut. Tetapi, berapapun tingkat daktilitasnya, simpangan maksimum yang dicapai struktur gedung pada saat mencapai kondisi diambang keruntuhan, menurut SNI diasumsikan tetap (sama) besarnya. Konsep ini dikenal dengan simpangan maksimum yang tetap (*constant maximum displacement concept*), suatu gejala yang ditunjukkan oleh banyak system elasto-plastis (Veletsos, Newmark, 1960).

Diagram beban-simpangan suatu struktur gedung yang direncanakan untuk tidak diberi daktilitas sama sekali (struktur elastis) dan yang direncanakan untuk diberi suatu daktilitas tertentu (struktur daktil), berdasarkan konsep simpangan maksimum



Gambar 2. 11 Diagram Beban-Simpangan (diagram V-d) Struktur Gedung
 Sumber: Gambar P.1 SNI 03-1726-2002 (2002,p.41)

Berdasarkan gambar diatas, beban gempa dipresentasikan oleh beban geser V yang dipikul oleh struktur, dan simpangan oleh simpangan struktur di puncaknya δ . Selanjutnya, tingkat daktilitas suatu struktur menurut SNI dinyatakan dengan suatu faktor yang disebut faktor daktilitas μ , yang merupakan rasio antara simpangan maksimum δ_m dan simpangan pada saat terjadi pelelehan pertama δ_y (pada saat terbentuk sendi plastis pertama):

$$1,4 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \dots\dots\dots (2-9)$$

Dimana:

- $\mu = 1,4$: nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang direncanakan untuk tetap berperilaku elastis ($\delta = \delta_m$)
- μ_m : nilai faktor daktilitas yang maksimum dapat dicapai oleh struktur gedung tersebut.

Nilai faktor daktilitas suatu bangunan gedung μ di dalam perencanaan struktur bangunan gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur bangunan gedung. Dalam SNI 03-1726-2003, terdapat besar nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh berbagai nilai struktur bangunan gedung berikut dengan faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan. Untuk berbagai sistem struktur gedung, makin tinggi nilai μ yang dimiliki struktur gedung (makin daktil struktur), makin rendah pula nilai beban gempa yang menyebabkan pelelehan pertama V_y , dan makin rendah pula nilai beban gempa maksimum pada saat struktur bedara di ambang keruntuhan V_m akibat pengaruh

gempa rencana. Dalam menjalani lengkung V- δ di antara beban gempa V_y dan V_m , di dalam struktur terus terbentuk sendi-sendi plastis sambil terus terjadi redistribusi momen akibat kehiperstatikan struktur, sampai tercapai kondisi struktur di ambang keruntuhan. Makin tinggi nilai μ , makin panjang lengkung V- δ tersebut, berarti makin duktail strukturnya.

Tabel 2. 5 Faktor daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum dan Faktor Tahanan lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Bangunan Gedung bag.1

Sistem dan subsistem struktur bangunan gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (5)	f
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a.Baja	2,8	4,4	2,2
	b.Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a.Baja	3,6	5,6	2,2
	b.Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a.Baja	4,1	6,4	2,2
5. Dinding geser beton bertulang berangkai duktail	4,0	6,5	2,8	
6. Dinding geser beton bertulang kantilever duktail penuh	3,6	6,0	2,8	
7. Dinding geser beton bertulang kantilever duktail parsial	3,3	5,5	2,8	

Sumber: Tabel 3 SNI 03-1726-2002 (2002,p.16)



Tabel 2. 6 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Bangunan Gedung bag.2

3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a.Baja	5,2	8,5	2,8
	b.Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM) (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a.Baja	2,7	4,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda)	b.Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
	1. Dinding geser			
	a.Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b.Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a.Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b.Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a.Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b.Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c.Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d.Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a.Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b.Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	5. Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang menengah (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur bangunan gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

Sumber: Tabel 3 SNI 03-1726-2002 (2002,p.16)

Bila beban elastik V_e suatu struktur gedung elastik penuh diketahui, misalnya dari hasil analisis respon dinamik spektrum respons, kemudian struktur tersebut akan direncanakan untuk memiliki suatu faktor daktilitas μ , yang menurut SNI dapat dipilih sendiri oleh perencana atau pemilik gedung, maka dari gambar 9, terlihat bahwa beban gempa yang menyebabkan pelelehan pertama adalah:

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \dots \dots \dots (2-10)$$

Pada taraf beban gempa V_y pada penampang kritis terjadi sendi plastis pertama pada momen plastisnya atau momen lelehnya mulai termobilisasi. Untuk merencanakan kekuatan penampang kritis tersebut berdasarkan metode perencanaan beban dan kuat terfaktor (*Load and Resistance Factor Design* atau LRFD) yang disyaratkan dalam SNI, beban gempa yang

harus ditinjau, harus lebih rendah dari V_y , untuk mengakomodasi margin kekuatan akibat beban lebih pada struktur dan kuat kurang dari bahan. V_n didapat dengan mereduksi V_y dengan suatu faktor reduksi yang disebut faktor kuat lebih f_1 .

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_e}{R} \dots\dots\dots (2-11)$$

Dimana:

f_1 : adalah faktor tahanan lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur bangunan gedung, dan nilainya ditetapkan sebesar = 1,6

R : adalah faktor reduksi gempa menurut persamaan:

$$1,6 \leq R = \mu f_i \leq R_m \dots\dots\dots (2-12)$$

Dimana:

R : faktor reduksi gempa untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastik

R_m : nilai faktor reduksi gempa yang maksimum dapat dikerahkan oleh struktur gedung tersebut dan yang nilainya bersama-sama dengan nilai μ_m yang bersangkutan ditetapkan SNI untuk berbagai sistem struktur.

2.9.4 Faktor tahanan lebih

Rasio antara V_m dan V_y adalah suatu faktor yang disebut faktor tahanan lebih total f , yang termobilisasi akibat kehiperstatikan struktur gedung. Persamaan untuk menjelaskan hubungan tersebut, yaitu:

$$V_m = fV_y \dots\dots\dots (2-13)$$

Dimana:

V_m : Gempa rencana akibat pembebanan gempa maksimum

V_n : Gempa nominal

Makin tinggi derajat kehiperstatikan struktur gedung, makin tinggi pula nilai f yang dapat dikerahkan oleh struktur gedung tersebut. Besarnya nilai f dipengaruhi oleh sistem dan subsistem struktur bangunan yang digunakan, seperti pada Tabel 2. 5 & 6.

2.9.5 Simpangan

Dalam implementasi perencanaan ketahanan gempa struktur gedung di praktek, pada umumnya berawal dari analisis struktur terhadap beban gempa nominal V_n , misalnya dengan melakukan analisis respons dinamik spektrum dengan menggunakan spektrum respons Gempa Rencana yang dikalikan dengan faktor keutamaan I , kemudian direduksi dengan R berdasarkan nilai μ yang telah dipilih. Seluruh hasil analisis, dengan demikian langsung dapat dipakai untuk merencanakan kekuatan struktur berdasarkan metoda perencanaan dan kuat terfaktor.

Simpangan struktur gedung akibat beban gempa nominal δ_n juga dapat dipakai untuk menghitung simpangan-simpangan lain akibat pengaruh Gempa Rencana, seperti simpangan pada saat terjadi pelelehan pertama:

$$\delta_y = f_1 \delta_n = 1,6 \delta_n \quad \dots \dots \dots (2-14)$$

Dan simpangan pada saat struktur gedung mencapai kondisi di ambang keruntuhan

$$\delta_m = R \delta_n \quad \dots \dots \dots (2-15)$$

Simpangan pada saat terjadi pelelehan pertama δ_y dipakai untuk mengkaji kinerja batas layan, yang berkaitan dengan pencegahan pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, kerusakan non-struktural yang berlebihan dan ketidaknyamanan penghunian. Simpangan ini dinyatakan seperti yang terjadi akibat gempa ringan sampai sedang yang terjadi satu kali dalam kurun waktu umur gedung rencana, jadi dengan probabilitas terjadinya 50% dalam kurun waktu gedung tersebut menurut probabilitas. Simpangan pada saat struktur gedung mencapai kondisi diambang keruntuhan δ_m dipakai untuk mengkaji kinerja batas ultimit, yang berkaitan dengan pembatasan kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur yang terpisah akibat sela dilatasi.

Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa rencana sistem struktur bangunan gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem atau struktur bangunan yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur bangunan gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut, dapat dihitung sebagai nilai rerata dengan gaya geser dasar

yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan:

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s/R_s} \dots\dots\dots (2-16)$$

Dimana:

- Rs : nilai faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur bangunan gedung
- Vs : gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktur bangunan gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis struktur bangunan gedung yang ada

Apabila untuk suatu arah sumbu koordinat nilai R untuk sistem struktur yang dihadapi belum diketahui, maka nilainya harus dihitung sebagai rata-rata berbobot dari nilai R semua subsistem struktur yang ada dalam arah itu, dengan gaya geser dasar akibat beban gempa yang dipikul masing-masing subsistem V_s dipakai sebagai besaran pembobotnya. Dalam hal ini, tentunya nilai R dari masing-masing subsistem tersebut harus diketahui, misalnya untuk portal terbuka $R = 8,5$ dan untuk dinding geser kantilever $R = 5,3$, yaitu nilai-nilai maksimumnya menurut standar SNI 03-1726-2003.

Untuk arah sumbu x, perhitungan nilai R rata-rata berbobot dapat ditulis sebagai:

$$R_x = \frac{\sum V_{xs}}{\sum V_{xs}/R_{xs}} = \frac{V_x^0}{\sum V_{xs}/R_{xs}} \dots\dots\dots (2-17)$$

Dan untuk arah sumbu y:

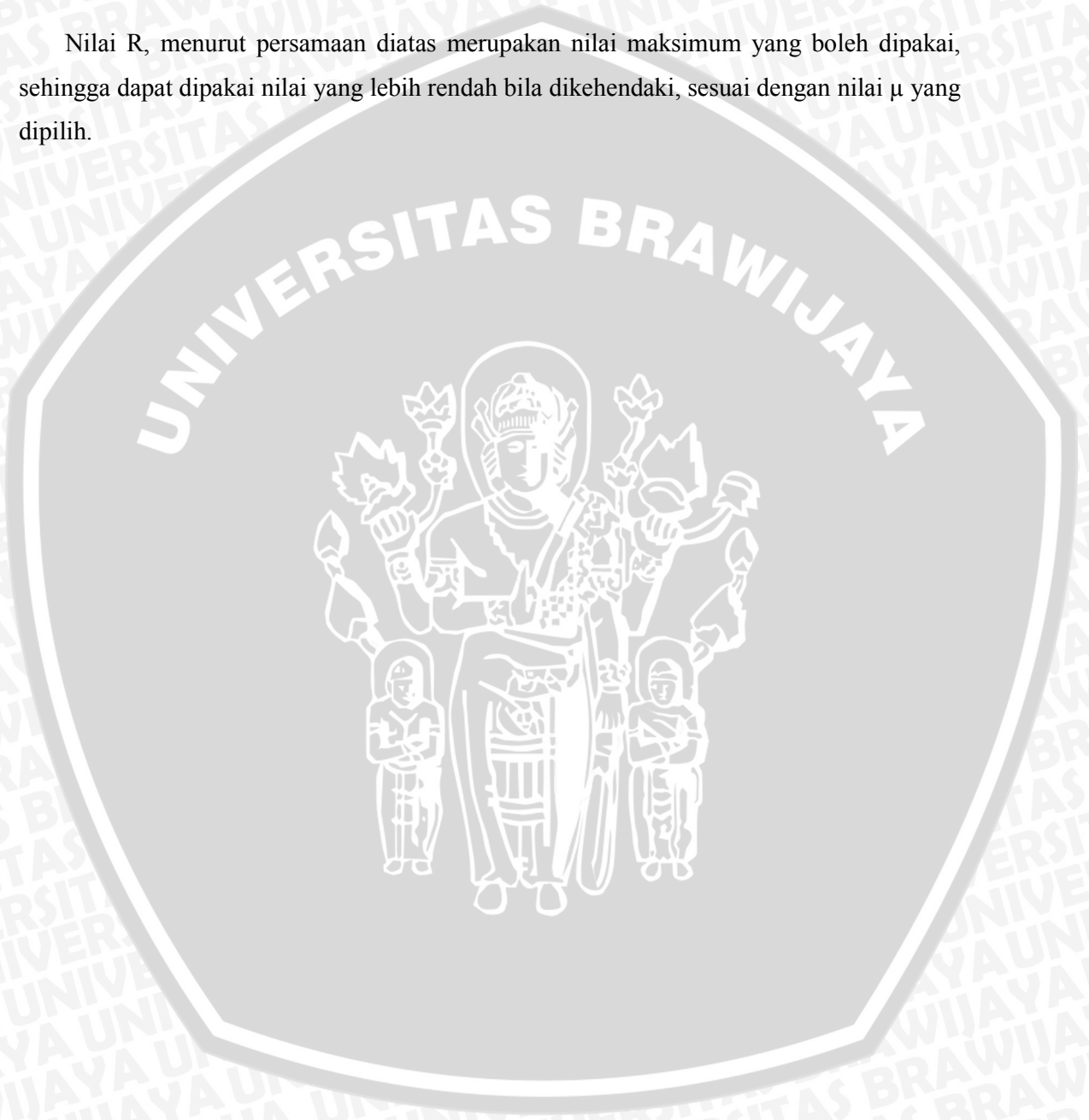
$$R_y = \frac{\sum V_{ys}}{\sum V_{ys}/R_{ys}} = \frac{V_y^0}{\sum V_{ys}/R_{ys}} \dots\dots\dots (2-18)$$

Untuk dapat menerapkan persamaan diatas, untuk masing-masing arah koordinat harus dilakukan analisis struktur pendahuluan terhadap beban gempa statik ekuivalen untuk mengetahui V_s . Struktur harus dalam keadaan tidak berotasi (2D) dengan beban gempa statik ekuivalen yang dapat diambil sembarang, tetapi juga dapat digunakan akibat Gempa Rencana (artinya dengan $I = 1$ dan $R = 1$). Nilai terfaktor reduksi gempa yang representatif untuk struktur gedung 3D secara keseluruhan R, kemudian dihitung sebagai nilai rata-rata

berbobot dari nilai R_x dan R_y dengan gaya geser dasar V_x^0 dan V_y^0 dipakai sebagai besar pembobotnya:

$$R = \frac{V_x^0 + V_y^0}{V_x^0/R_x + V_y^0/R_y} \dots\dots\dots (2-19)$$

Nilai R, menurut persamaan diatas merupakan nilai maksimum yang boleh dipakai, sehingga dapat dipakai nilai yang lebih rendah bila dikehendaki, sesuai dengan nilai μ yang dipilih.



BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Model Gedung

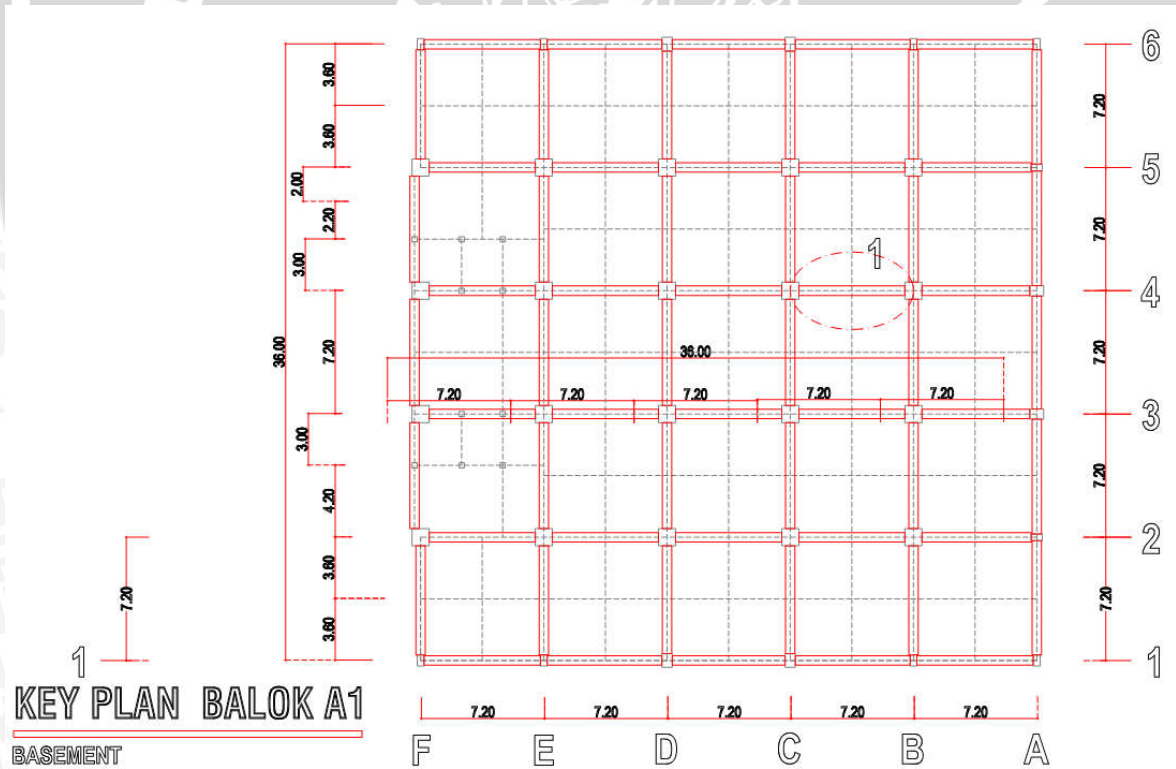


Gambar 3. 1 Tampak Samping Bangunan

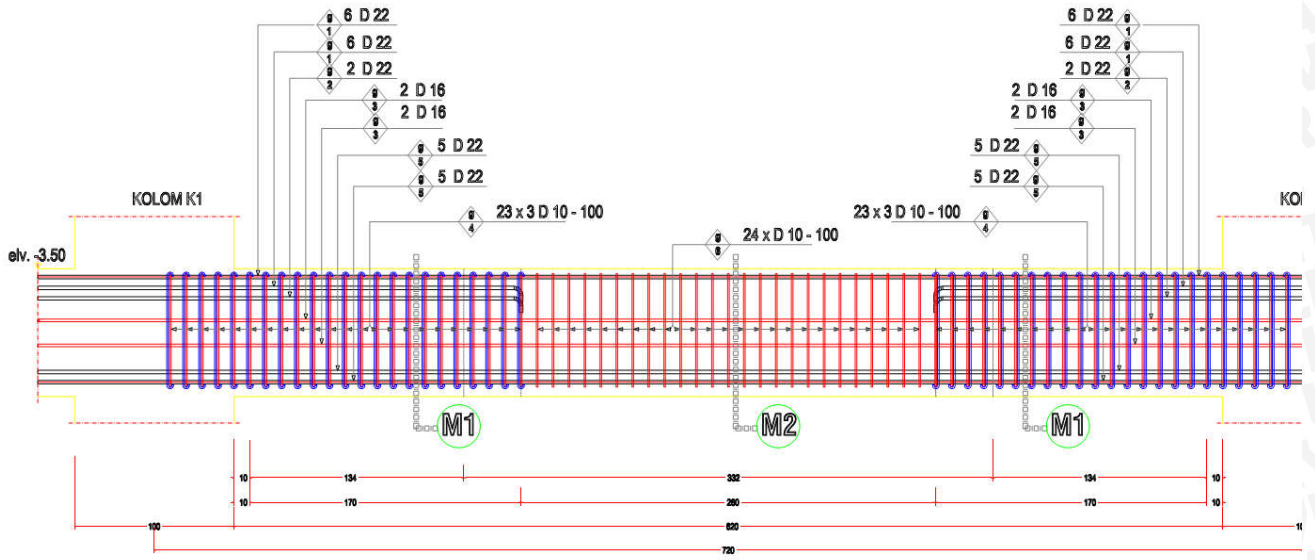
3.1.2 Data Teknis Bangunan Gedung

- Nama Gedung : Gedung B Program Teknologi Informasi Dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya
- Lokasi : Jl. Veteran No. 8, Malang
- Jumlah Lantai : 13,5 Lantai
- Luas Gedung : ± 1490 m²
- Tinggi Gedung : ± 86, 12 m (termasuk atap)

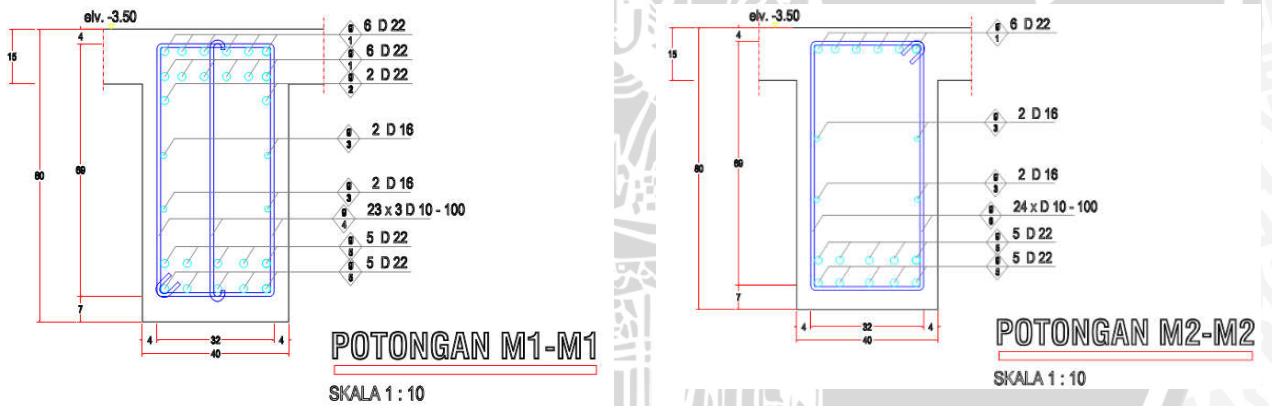
3.1.3 Dimensi dan Penampang Struktural



Gambar 3. 2 Denah Balok Struktur



Gambar 3. 3 Potongan Memanjang Balok A1



Gambar 3. 4 Potongan Melintang Balok A1

3.1.4 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Untuk berbagai kategori risiko bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 SNI 03-1726-2012, pengaruh gempa rencana terhadap bangunan gedung harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e

Jenis Pemanfaat Gedung : Bangunan Pendidikan

Kategori Risiko : IV

Faktor Keutamaan (I_e) : 1,50

3.1.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

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 daktail struktur tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

Menurut SNI 03-1726-2002, nilai R memiliki batasan antara:

$$1,6 \leq R = \mu f_i \leq R_m \dots\dots\dots(3-1)$$

Dimana:

μ = nilai faktor daktailitas struktur berdasarkan tabel 3.1

f_i = faktor kuat lebih beban, yang ditetapkan $f_i = 1,6$

R_m = faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem gedung.

Tabel 3. 1 *Parameter daktailitas struktur gedung.*

Taraf kinerja struktur	μ	R
Elastik Penuh	1,0	1,6
Daktail Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4

	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail Penuh	5,3	8,5

Sumber: Tabel 2 SNI 03-1726-2002 (2002,p.15)

Menurut SNI 03-1726-2012, nilai R ditentukan dari:

1. Penentuan parameter respon spektra percepatan 0,2 s dan 1,0 s

Tabel 4 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_z				
	$S_z \leq 0,25$	$S_z = 0,5$	$S_z = 0,75$	$S_z = 1,0$	$S_z \geq 1,25$
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	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_z dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 5 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, 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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Gambar 3. 5 Daftar Tabel Penentuan Koefisien Situs

Sumber: Tabel 4 & 5 SNI 03-1726-2012 (2012,p.22)

2. Penentuan kategori desain seismik

Tabel 6-Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

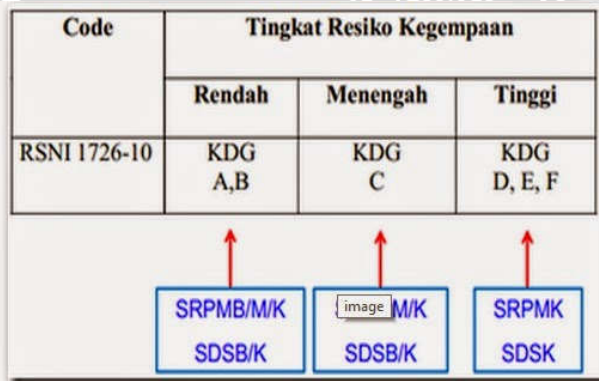
Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 7-Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	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

Gambar 3. 6 Tabel Penentuan Kategori Risiko Desain Seismik
Sumber: Tabel 2. 4 & 7 SNI 03-1726-2012 (2012,p.24,25)

3. Penentuan tingkat resiko kegempaan



Gambar 3. 7 Klasifikasi Tipe Struktur Berdasarkan Tingkat Resiko
Sumber: <http://3.bp.blogspot.com/Tingkat%2Bresiko%2Bkegempaan.jpg>

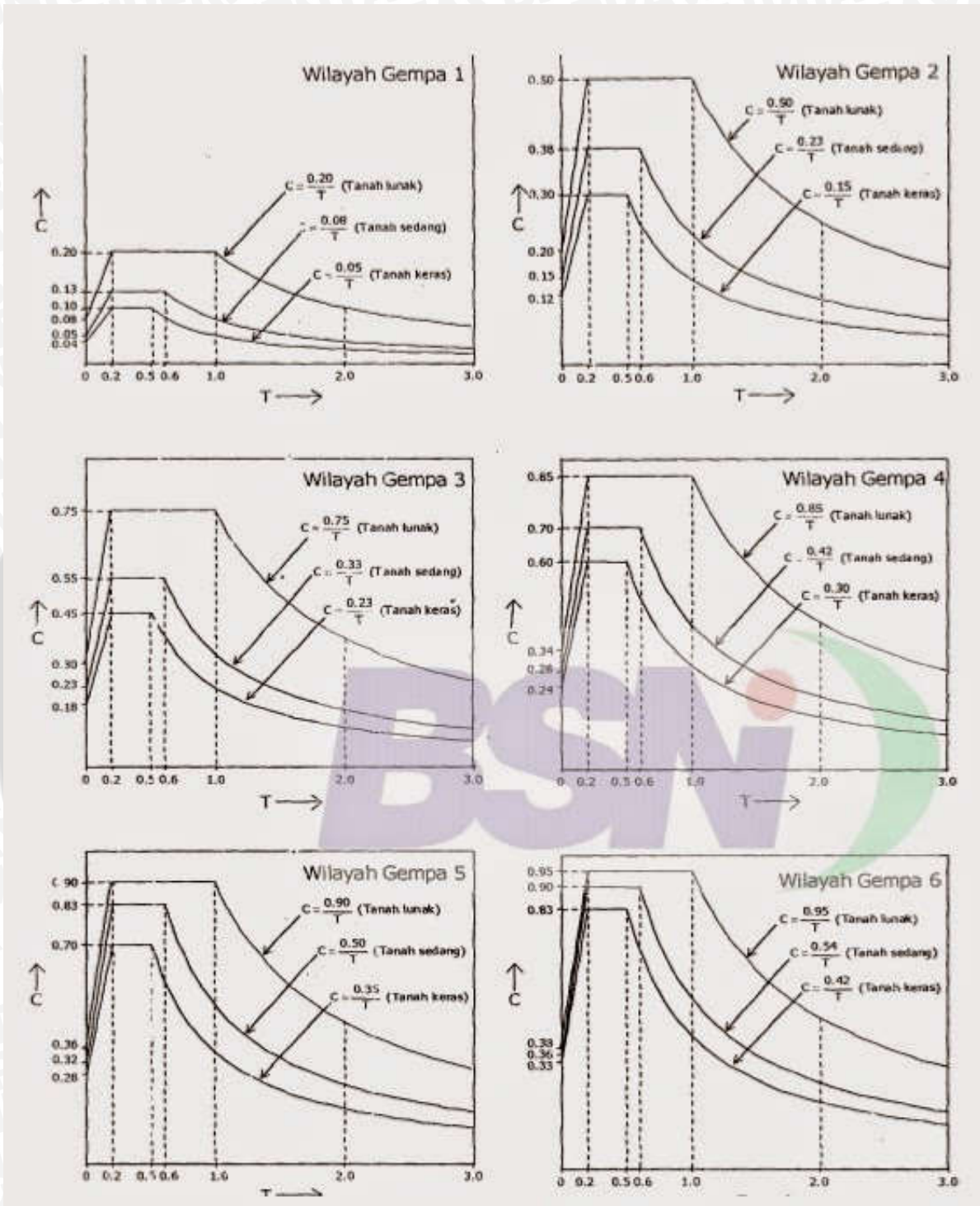
Tabel 2. 7 Koefisien Gempa Untuk Struktur Non-Gempa Serupa Gedung

Jenis struktur bangunan non gedung	R	Ω_0	C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Bangunan (m) ^{a,e}				
				A & B	C	D	E	F
Rak penyimpanan (struktur baja)	4	2	3,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka gedung:								
Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3¼	2	3¼	TB	TB	10 ^b	10 ^b	10 ^b
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2½	2	2½	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka pemikul momen:								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 ^{c,d}	TI ^{c,d}	TI ^{c,d}
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	3	2	2,5	TB	TB	15	15	15
Tanpa batasan ketinggian	0,8	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ^{c,d}	TI ^{c,d}	TI ^{c,d}
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	30	30	TI ^{c,d}
Tanpa batasan ketinggian	1	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	0,8	1	1	TB	TB	15	15	15

Sumber: Tabel 20 SNI 03-1726-2012 (2012,p.101)

3.2 Analisis Gempa Metode Respon Spektrum

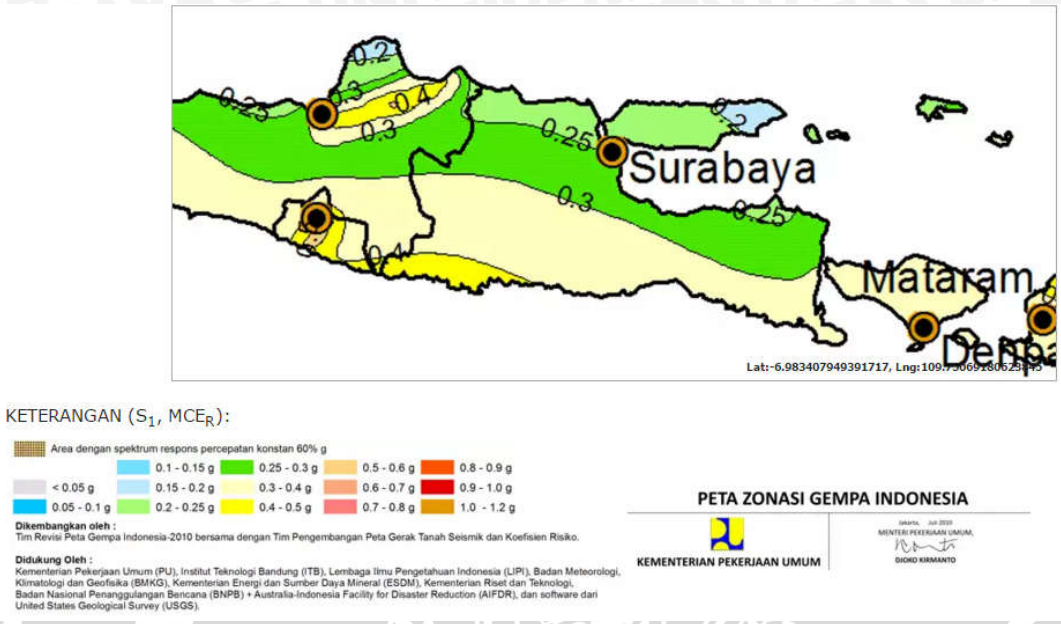
Didalam peraturan SNI 03-1726-2002, sudah tersedia grafik respon spektra berdasarkan zona gempanya, Seperti pada gambar 3. 8 desain respon spektrum pada peraturan SNI tahun 2002.



Gambar 3. 8 *Desain Respon Spektrum SNI 03-1726-2002*
 Sumber: Gambar 2 SNI 03-1726-2002 (2002,p.22)

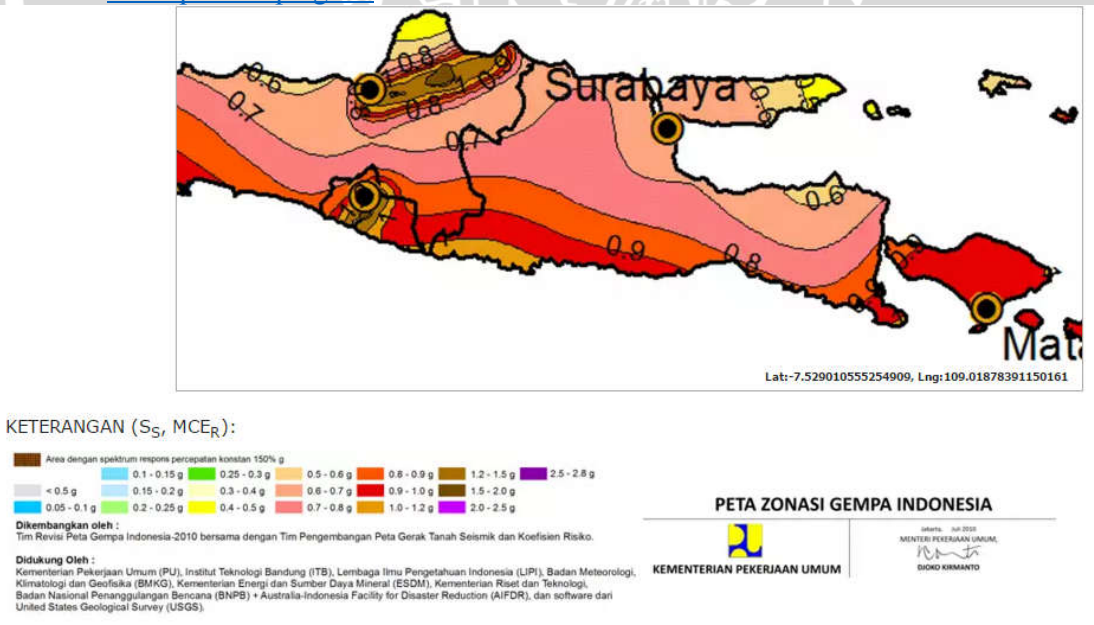
Sedangkan dalam SNI 03-1726-2012 sama dengan ASCE 7-10, grafik respon spektra dibuat sendiri menggunakan parameter-parameter yang sudah diketahui atau direncanakan. Tahapan perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Penentuan S_s dan S_1 sesuai peta respon spektra



Gambar 3. 9 Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) terlampaui 2% dalam 50 tahun wilayah Jawa Timur (Kementerian Pekerjaan Umum, 2010)

Sumber: www.puskim.pu.go.id



Gambar 3. 10 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (S_s) Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun Wilayah Jawa Timur (Kementerian Pekerjaan Umum, 2010)

Sumber: www.puskim.pu.go.id

2. Menentukan *site coefficient*

Tabel 3. 2 Koefisien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S _s				
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s ≥ 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	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber: Tabel 4 SNI 03-1726-2012 (2012,p.22)

Tabel 3. 3 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S₁ dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber: Tabel 5 SNI 03-1726-2012 (2012,p.22)

3. Membuat grafik respon spektra

Parameter-parameter yang dibutuhkan dalam membuat grafik respon spektra antara lain,

S_{MS}; S_{M1}; S_{DS}; S_{D1}; T₀; T_s; S_a, dimana:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03-1726-2012, 6.2 Pers. (5)})$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03-1726-2012, 6.2 Pers. (6)})$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (\text{SNI 03-1726-2012, 6.2 Pers. (7)})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{SNI 03-1726-2012, 6.2 Pers. (8)})$$

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

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

Pada saat $T = 0$ s,

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{SNI 03-1726-2012, 6.2 Pers. (9)})$$

3.3 Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000

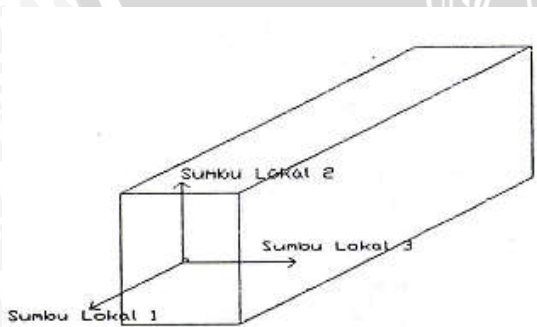
Model struktur 3 dimensi sesuai dengan spesifikasi yang dipakai pada struktur tersebut. Struktur menggunakan perletakan jepit dengan *properties* balok dan kolom seperti dalam lampiran 1.

Idealisasi elemen struktur :

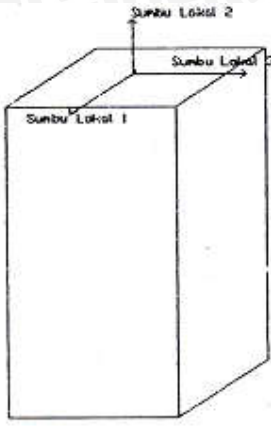
1. Sistem koordinat global dan sistem koordinat lokal

Sistem koordinat global ada sebuah koordinat sistem 3 dimensi, memenuhi aturan tangan kanan dan *rectangular*. Tiga sumbunya dinyatakan dalam X, Y, dan Z yang saling tegak lurus dan memenuhi aturan tangan kanan. SAP2000 selalu mengasumsikan sebagai sumbu vertikal dengan Z ke arah atas, sedangkan bidang X-Y adalah horisontal.

Tiap – tiap baguan (*joint, element, constrain*) model struktur memiliki koordinat lokanya sendiri untuk mendefinisikan *properties*, beban dan respon untuk bagiannya. Sumbu dari sistem koordinat lokal dinyatakan dengan sumbu 1,2 dan 3. Dalam analisis ini sumbu lokal *joint, equal constrain*, dan *NL link* searah dengan sumbu global X, Y, dan Z. Sumbu lokal untuk elemen, sumbu 1 arahnya aksial, sumbu 2 arahnya keatas (Z) kecuali jika elemen itu vertikal (kolom) maka sumbu 2 searah -X. Bidang lokal 1 – 2 adalah vertikal. Sumbu 3 arahnya horisontal. Hal ini dapat dilihat pada gambar 3.11 dan 3.12.



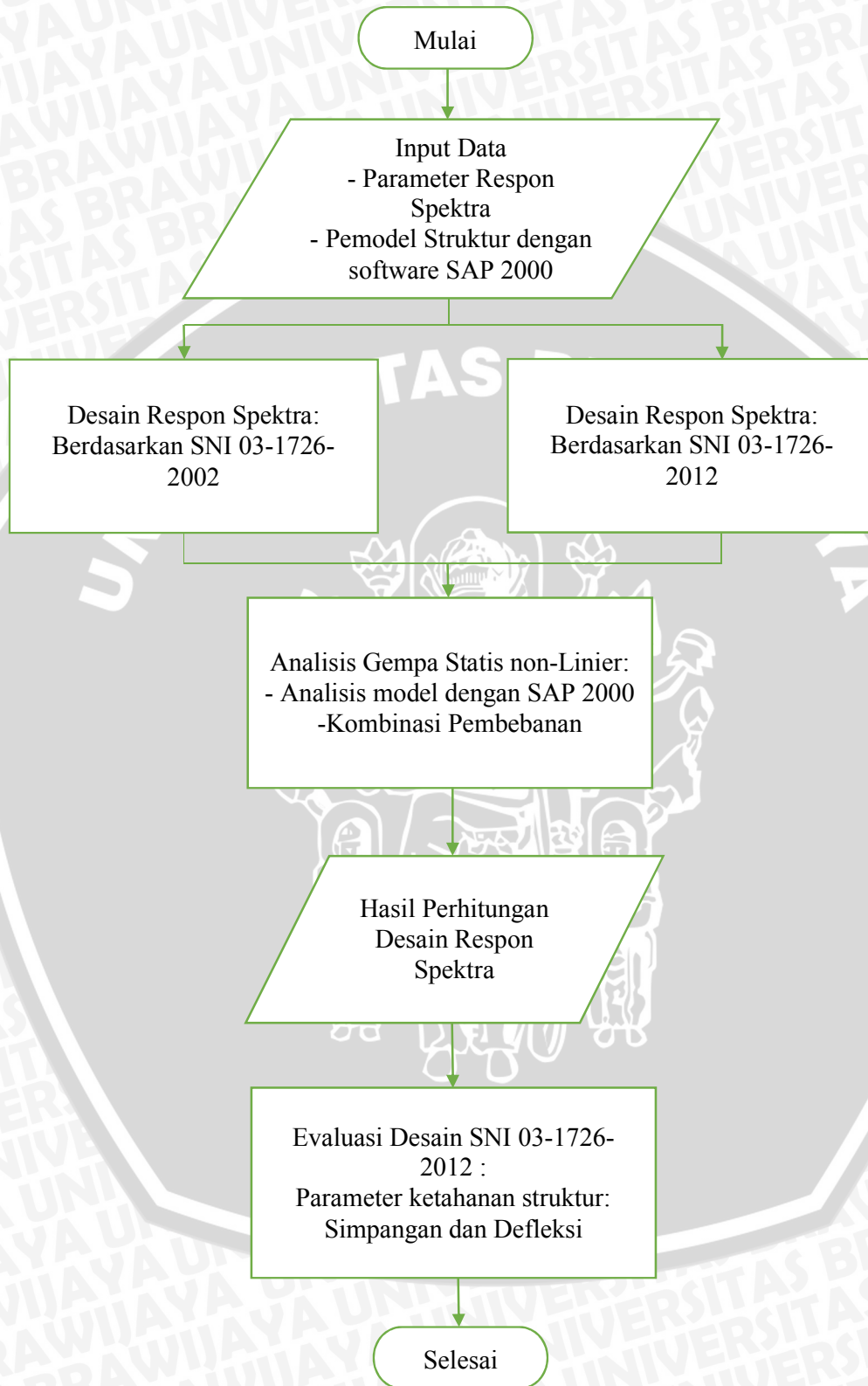
Gambar 3. 11 Posisi Sumbu Lokal Dari Balok Struktur



Gambar 3. 12 Posisi Sumbu Lokal Dari Kolom Struktur

2. Elemen balok pada portal diasumsikan tidak terjadi leleh karena aksial. Leleh pada balok hanya karena momen terhadap sumbu lokal 3. Batasan kondisi plastis diberikan berdasarkan momen leleh pada balok.
3. Elemen kolom pada portal diasumsikan terjadi interaksi aksial dan momen pada kolom. Batasan kondisi lastis kolom didasarkan kurva $P - M$.
4. Struktur yang dianalisis diasumsikan mempunyai pelat lantai yang kaku (*rigid floor*), karena itu bangunan akan bergerak bersamaan saat dikenai gempa. Batasan ini dalam program SAP2000 diberikan melalui data blok *constrain* dengan tipe *equal*. *Equal constraint* dapat diberikan pada 6 dof (*degree of freedom*) dari masing – masing *joint*. Dalam analisis ini semua *joint* pada lantai yang sama diberi *constraint* dalam arah sumbu global X.
5. Elemen – elemen portal dimodelkan sebagai garis – garis yang berhubungan pada *joint*. Dalam kenyataan elemen struktur seperti balok dan kolom memiliki dimensi yang secara berpotongan dan pengaruhnya terkadang cukup berarti terhadap kekauan struktur secara keseluruhan. Dalam ETBS keadaan berpotongan antara balok – kolom ini dapat dimodelkan dengan memerikan 2 *end offset* untuk tiap elemen menggunakan parameter *ioff* dan *joff* yang terkait dengan ujung i dan j dari elemen portal (CSI, 1988, hal 162 – 164).

3.3 Bagan Alur Perencanaan



BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Nama gedung	= Gedung Kuliah Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer
Lokasi gedung	= Jl. MT Haryono
Fungsi bangunan	= Gedung Pendidikan
Struktur gedung	= SRPM-M Beton Bertulang
Jumlah lantai	= 14 lantai
Zona gempa	= Zona 4
Luas Area	= $36 \times 36 = 1296 \text{ m}^2$
Tinggi gedung (dengan basement)	= + 65,3 m
Kuat tekan beton (f'_c)	= 500 kg/cm^2
Tegangan leleh tulangan polos (f_y)	= 2400 kg/cm^2
Tegangan leleh tulangan ulir (f_y)	= 4100 kg/cm^2

4.1.1 Perencanaan pembebanan

Perencanaann pembebanan struktur digunakan peraturan dari PPIUG 1986 untuk pembebanan bangunan gedung bertingkat yang terbagi dalam 3 klasifikasi beban, yaitu:

4.1.1.1 Beban Mati (DL)

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Beton Bertulang Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), bahan mati diatur sebagai berikut :

Berat isi beton	= 2400 kg/m^3
Berat spesi per cm tebal	= 21 kg/m^2
Berat keramik	= 24 kg/m^2
Berat pasangan bara merah $\frac{1}{2}$ batu 15 cm	= 250 kg/m^2
Berat eternity + penggantung langit-langit	= 18 kg/m^2

4.1.1.2 Beban Hidup (LL)

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Beton Bertulang Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), bahan hidup diatur sebagai berikut :

Ruang kuliah dan kantor	= 250 kg/m^2
-------------------------	------------------------

Ruang pertemuan dan rapat	=	400 kg/m ²
Ruang alat-alat mesin, dan gedung	=	400 kg/m ²
Tangga dan lorong kuliah	=	300 kg/m ²
Tangga dan lorong ruang pertemuan	=	500 kg/m ²

4.1.1.3 Pembebanan Atap

Desain atap pada Gedung Kuliah Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer sesuai gambar potongan atap pada lampiran. Hasil perhitungan akibat beban sendiri rangka atap struktur adalah sebesar: 5504.19 kg

4.1.1.4 Pembebanan Plat

Tebal pelat lantai	=	12 cm	=	0,12 m	
Tebal pelat atap	=	10 cm	=	0,1 m	
a. Beban mati pelat lantai					
Berat sendiri	=	2400 x 0.12	=	288	kg/m ²
Berat spesi	=	3 x 21	=	63	kg/m ²
Berat keramik	=	1 x 24	=	24	kg/m ²
Berat plafond	=		=	11	kg/m ²
Berat instalasi	=		=	25	kg/m ² +
Total				=	411 kg/m²

b. Beban hidup pelat lantai (beban guna)

Diambil beban hidup dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu 250 kg/m² (PPIUG 1983).

Untuk Ruang serba guna / auditorium beban hidup yang ada didalam gedung dihitung sebesar 400 kg/m² (PPIUG 1983).

c. Beban hidup pelat atap

Diambil beban hidup dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu 100 kg/m² (PPIUG 1983).

4.1.1.5 Rekapitulasi Massa

Perhitungan massa bangunan digunakan sebagai beban gempa yang akan bekerja pada bangunan.

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Massa Bangunan Per Lantai

Lantai	D (kg)	L (kg)	DL (kgf)	LL (kgf)
base	1,121,811.41	38,880.00	11,004,969.91	381,412.80
Lantai 1	1,230,380.83	61,724.16	12,070,035.96	605,514.01
Lantai 2	1,013,280.86	32,648.40	9,940,285.28	320,280.80
Lantai 3	1,053,700.27	37,314.00	10,336,799.67	366,050.34
Lantai 4	947,724.62	37,314.00	9,297,178.56	366,050.34
Lantai 5	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 6	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 7	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 8	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 9	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 10	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 11	679,347.22	21,589.20	6,664,396.19	211,790.05
Lantai 12	512,433.22	34,542.72	5,026,969.85	338,864.08
Lantai 13	469,237.82	16,070.40	4,603,223.05	157,650.62
Listplank	267,753.60	6,750.00	2,626,662.82	66,217.50
	11,371,753.15	416,368.08	111,556,898.42	4,084,570.86

4.2 Desain Respon Spektrum

4.2.1 Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Pemetaan klasifikasi zona gempa yang ditinjau adalah kota Malang, dimana didalam peraturan SNI 2002, untuk wilayah 4 nilai percepatan puncak batuan dasar = 0,20 g, dan untuk jenis tanah adalah tanah keras, percepatan puncak muka tanah (A_0) = 0,24 g. dari data berikut diperoleh grafik respon spektrum untuk tanah dasar keras.

- Faktor keutamaan (I) : 1
- Elevasi gedung dari taraf penjepit lateral(h) : 61,8 m
- Klasifikasi gedung : Tak beraturan
- Parameter daktail struktur gedung (μ) : 3,5
- Wilayah gempa : 4
- Percepatan batuan : 0,2 g
- Periode fundamental : 3.868 s
- Percepatan puncak muka tanah (A_0) : 0,24 g
- Waktu getar alami sudut (T_c) : 0,5 s

Untuk $T \leq T_c$:

$$C = A_m \dots \dots \dots (4-1)$$

Untuk $T > T_c$:

$$C = \frac{A_r}{T} \dots\dots\dots (4-2)$$

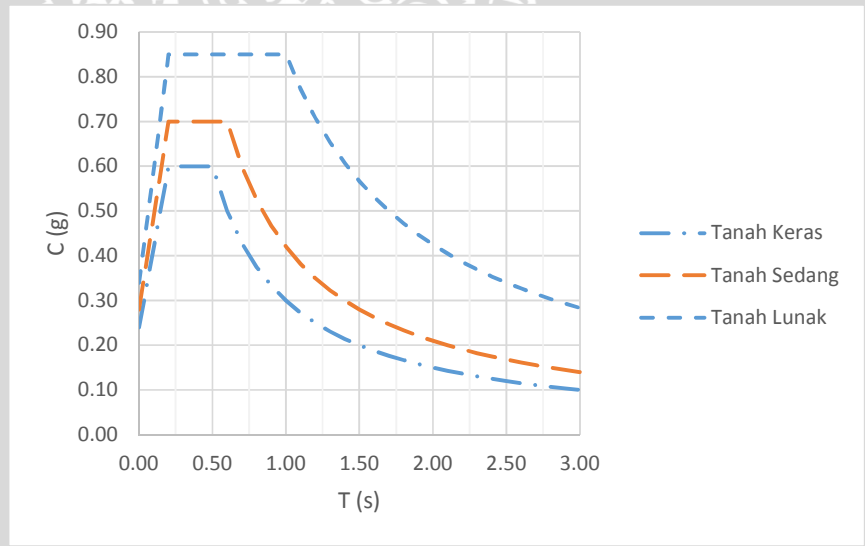
$$A_r = A_m T_c$$

- Percepatan respon maksimum (A_m) : 0,6

Dari persamaan diatas, dapat dibentuk grafik Respon Spektrum sebagai berikut:

Tabel 4. 2 Periode dan Koefisien Geser Seismik SNI 03-1726-2002

T	C
0.00	0.240
0.10	0.420
0.20	0.600
0.30	0.600
0.35	0.600
0.40	0.600
0.50	0.600
0.57	0.525
0.60	0.500
0.70	0.429
0.80	0.375
0.90	0.333
1.00	0.300
1.10	0.273
1.20	0.250
1.30	0.231
1.40	0.214
1.50	0.200
1.60	0.188
1.70	0.176
1.80	0.167
1.90	0.158
2.00	0.150
2.10	0.143
2.20	0.136
2.30	0.130
2.40	0.125
2.50	0.120
2.60	0.115
2.70	0.111



Gambar 4. 1 Grafik Respon Spektra SNI 03-1726-2002

4.2.2 Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Dalam pemodelan respon spektrum menggunakan SNI 1726-2012 sendiri, tidak jauh berbeda dari SNI 1726-2002, namun lebih banyak digunakan koefisien-koefisien pendukung. Berikut adalah koefisien-koefisien yang digunakan dalam membuat grafik respon spektrum SNI 1726-2012

- Kategori risiko : IV
- Faktor keutamaan : 1,5
- Kelas Situs : SC

Penentuan koefisien situs berdasarkan SNI 1726-2012:

- Percepatan batuan periode pendek (S_s) : 0,781
- Percepatan batuan periode 1 detik (S_1) : 0,33
- Faktor amplifikasi periode pendek (F_a) : 1,0876
- Faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v) : 1,47

Parameter respon spektrum percepatan:

- Periode pendek (S_{MS})

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (4-3)$$

$$S_{MS} = 1,0876 \times 0,781$$

$$S_{MS} = 0,84942$$

- Periode 1 detik (S_{M1})

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (4-4)$$

$$S_{M1} = 1,47 \times 0,33$$

$$S_{M1} = 0,4851$$

Parameter percepatan spektral desain:

- Periode pendek (S_{DS})

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (4-5)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} 0,84942$$

$$S_{DS} = 0,56628$$

- Periode 1 detik (SD1)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (4-6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} 0,4851$$

$$S_{D1} = 0,3234$$

Desain Respon Spektrum:

- Periode fundamental struktur (T) : 3.868s

- Periode puncak awal (T₀)

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (4-7)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,3234}{0,56628}$$

$$T_0 = 0,3502 \text{ s}$$

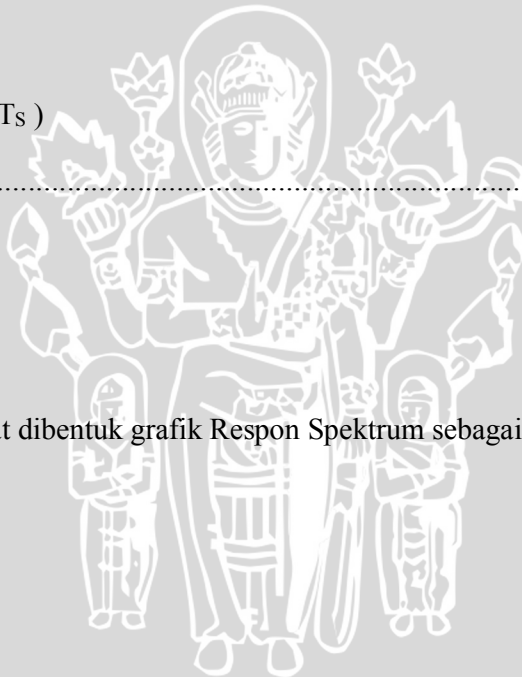
- Periode puncak akhir (T_s)

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (4-8)$$

$$T_s = \frac{0,3234}{0,56628}$$

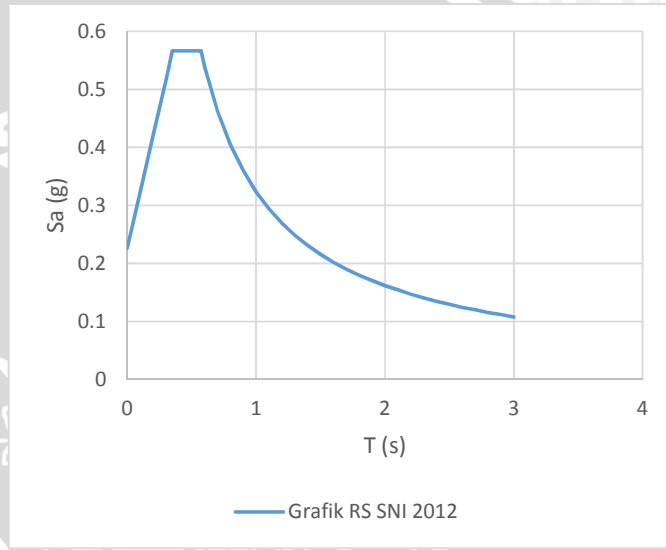
$$T_s = 0,5711 \text{ s}$$

Dari persamaan diatas, dapat dibentuk grafik Respon Spektrum sebagai berikut:



Tabel 4. 3 Periode dan Koefisien Geser Seismik SNI 03-1726-2012

T	Sa
0.00	0.227
0.10	0.324
0.20	0.421
0.30	0.518
0.35	0.566
0.40	0.566
0.50	0.566
0.57	0.566
0.60	0.539
0.70	0.462
0.80	0.404
0.90	0.359
1.00	0.323
1.10	0.294
1.20	0.270
1.30	0.249
1.40	0.231
1.50	0.216
1.60	0.202
1.70	0.190
1.80	0.180
1.90	0.170
2.00	0.162
2.10	0.154
2.20	0.147
2.30	0.141
2.40	0.135
2.50	0.129
2.60	0.124
2.62	0.124
2.70	0.120
2.80	0.116



Gambar 4. 2 Grafik Respin Spektra SNI 03-1726-2012

4.2.3 Desain Berdasarkan puskim.pu.go.id

Model Respon Spectrum pada perhtungan puskim.pu.go.id tidak berbeda jauh dengan SNI 03-1726-2012, berikut perhitungan koefisien-koefisien Respon Spektrumnya:

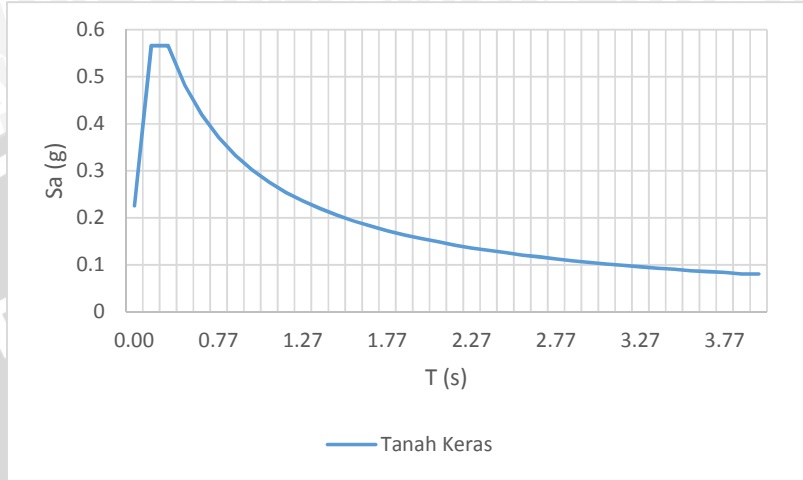
Tabel 4. 4 Data Hasil Perhitungan Menggunakan Website *www.puskim.pu.go.id*

Variabel	Nilai	T (detik)	SA (g)
PSA (g)	0.399	0	0.226
SMS (g)	0.781	T0	0.566
SM1 (g)	0.33	TS	0.566
SDS (g)	0.521	TS+0	0.482
SD1 (g)	0.22	TS+0.1	0.419
T0 (detik)	0.084	TS+0.2	0.371
TS (detik)	0.422	TS+0.3	0.333
PGA (g)	0.399	TS+0.4	0.302
SS (g)	0.781	TS+0.5	0.276
S1 (g)	0.33	TS+0.6	0.254
CRS	1.003	TS+0.7	0.236
CR1	0.921	TS+0.8	0.22
FPGA	1.001	TS+0.9	0.206
FA	1.088	TS+1	0.193
FV	1.47	TS+1.1	0.183
PSA (g)	0.399	TS+1.2	0.173
SMS (g)	0.849	TS+1.3	0.164
SM1 (g)	0.485	TS+1.4	0.156
SDS (g)	0.566	TS+1.5	0.149
SD1 (g)	0.323	TS+1.6	0.142
T0 (detik)	0.114	TS+1.7	0.136
TS (detik)	0.571	TS+1.8	0.131
		TS+1.9	0.126
		TS+2	0.121
		TS+2.1	0.117
		TS+2.2	0.113
		TS+2.3	0.109
		TS+2.4	0.105
		TS+2.5	0.102
		TS+2.6	0.099
		TS+2.7	0.096
		TS+2.8	0.093
		TS+2.9	0.091
		TS+3	0.088

Sehingga model Respon Spectrum dalam grafik adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 5 Periode dan keofisien geser seismik puskim.pu.go.id

T (detik)	SA (g)
0	0.226
0.114	0.566
0.571	0.566
0.571	0.482
0.671	0.419
0.771	0.371
0.871	0.333
0.971	0.302
1.071	0.276
1.171	0.254
1.271	0.236
1.371	0.22
1.471	0.206
1.571	0.193
1.671	0.183
1.771	0.173
1.871	0.164
1.971	0.156
2.071	0.149
2.171	0.142
2.271	0.136
2.371	0.131
2.471	0.126
2.571	0.121
2.671	0.117
2.771	0.113
2.871	0.109
2.971	0.105
3.071	0.102
3.171	0.099
3.271	0.096
3.371	0.093
3.471	0.091
3.571	0.088
3.671	0.086
3.771	0.084
3.871	0.081
4	0.081



Gambar 4. 3 Grafik Respon Spectra SNI 03-1726-2011 website www.puskim.pu.go.id

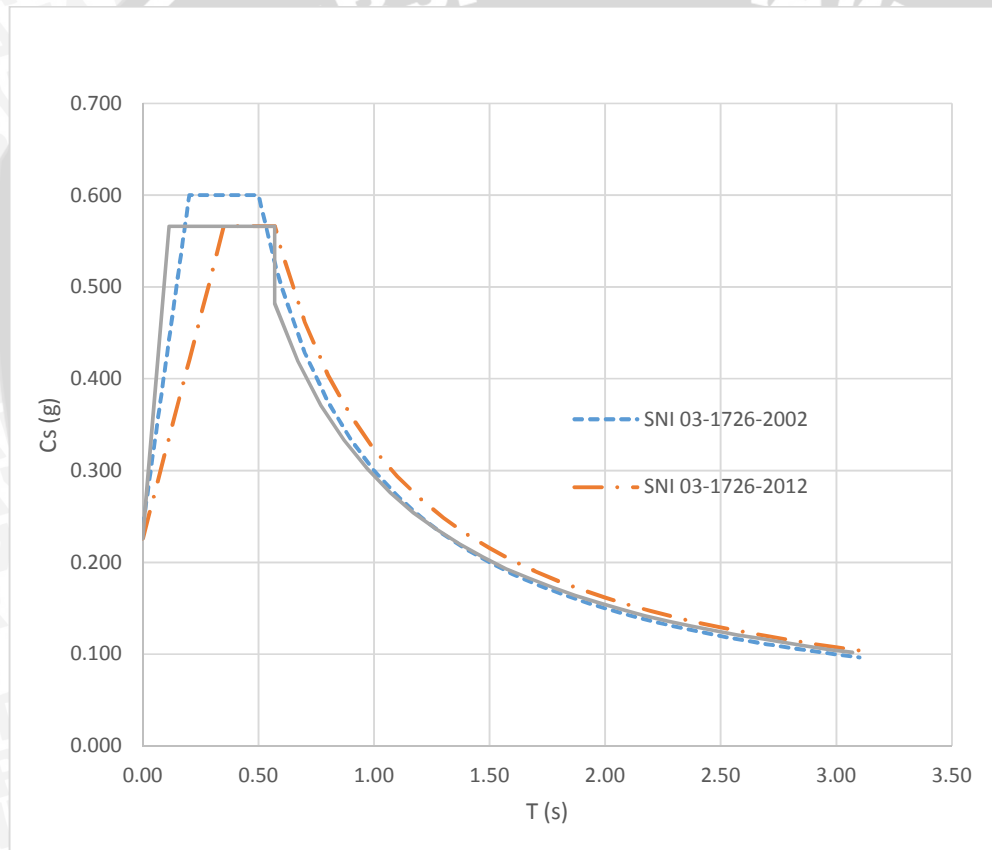


4.2.4 Perbandingan peraturan SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012

Berdasarkan hasil desain respon spektrum antara SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012, nilai percepatan desain untuk periode fundamental struktur $T = 3,868s$, adalah:

- C (SNI 03-1726-2002) : 0.078
- S_a (SNI 03-1726-2012) : 0.084
- S_a (SNI 03-1726-2011) : 0.085

Untuk perbandingan kedua peraturan tersebut, ditampilkan menggunakan grafik sebagai berikut:



Gambar 4. 4 Grafik Perbandingan Respon Spectra Tanah Keras

Tabel 4. 6 Perbandingan Geser Dasar Seismik

T	C (2002)	SA (2012)	T (puskim)	SA (puskim)
0.00	0.240	0.227	0	0.226
0.10	0.420	0.324	0.114	0.566
0.20	0.600	0.421	0.571	0.566
0.30	0.600	0.518	0.571	0.482
0.35	0.600	0.566	0.671	0.419
0.40	0.600	0.566	0.771	0.371
0.50	0.600	0.566	0.871	0.333
0.57	0.525	0.566	0.971	0.302
0.60	0.500	0.539	1.071	0.276
0.70	0.429	0.462	1.171	0.254
0.80	0.375	0.404	1.271	0.236
0.90	0.333	0.359	1.371	0.22
1.00	0.300	0.323	1.471	0.206
1.10	0.273	0.294	1.571	0.193
1.20	0.250	0.270	1.671	0.183
1.30	0.231	0.249	1.771	0.173
1.40	0.214	0.231	1.871	0.164
1.50	0.200	0.216	1.971	0.156
1.60	0.188	0.202	2.071	0.149
1.70	0.176	0.190	2.171	0.142
1.80	0.167	0.180	2.271	0.136
1.90	0.158	0.170	2.371	0.131
2.00	0.150	0.162	2.471	0.126
2.10	0.143	0.154	2.571	0.121
2.20	0.136	0.147	2.671	0.117
2.30	0.130	0.141	2.771	0.113
2.40	0.125	0.135	2.871	0.109
2.50	0.120	0.129	2.971	0.105
2.60	0.115	0.124	3.071	0.102
2.70	0.111	0.120	3.171	0.099
2.80	0.107	0.116	3.271	0.096
2.90	0.103	0.112	3.371	0.093
3.00	0.100	0.108	3.471	0.093
3.10	0.097	0.104	3.571	0.091
3.20	0.094	0.101	3.671	0.088
3.30	0.091	0.098	3.771	0.086
3.40	0.088	0.095	3.871	0.084
3.50	0.086	0.092	3.971	0.081
3.60	0.083	0.090	4	0.081
3.70	0.081	0.087		
3.80	0.079	0.085		
3.90	0.077	0.083		

4.3 Analisis Gempa Statis Non-Linier

4.3.1 Kombinasi Pembebanan

4.3.1.1 Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Peraturan SNI 03-1726-2002 untuk pembebanan struktur tahan gempa memiliki kombinasi pembebanan sebagai berikut:

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \dots\dots\dots (4-9)$$

SNI 03-1726-2002 mengizinkan penggunaan koefisien dari peraturan pembebanan yang berlaku untuk dapat digunakan sebagai kombinasi pembebanan, sehingga kombinasi pembebanan untuk analisis batas ultimate antara lain:

1. 1,4 DL..... (4-10)
2. 1,2 DL + 1,6 LL..... (4-11)
3. 1,2 DL + 1,0 LL ± 0,3 EX ± 1,0 EY..... (4-12)
4. 1,2 DL + 1,0 LL ± 0,3 EY ± 1,0 EX..... (4-13)
5. 0,9 DL ± 0,3 EX ± 1,0 EY..... (4-14)
6. 0,9 DL ± 0,3 EY ± 1,0 EX..... (4-15)

*Persamaan 4-12 & 4-13 digunakan untuk kombinasi pembebanan maksimum.

4.3.1.2 Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Sedangkan dalam SNI 03-1726-2012, tidak ada perbedaan yang signifikan untuk beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Namun, untuk beban gempa (E) sendiri, memiliki persamaan khusus, yaitu:

$$E = E_h \pm E_v \dots\dots\dots (4-16)$$

Yang nilai masing-masing dari E_h dan E_v adalah:

$$E_h = \rho Q_E \ \& \ E_v = 0,2 S_{DS} \times DL \dots\dots\dots (4-17)$$

Nilai ρ ditentukan dari peraturan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.4.2 sebesar $\rho = 1,3$, nilai $S_{DS} = 0,56628$ g.

Persamaan 3 & 4 digunakan sebagai kombinasi pembebanan maksimum, sehingga persamaan menjadi:

$$1,2 DL + 1,0 LL \pm 0,3 (1,3Q_{Ex} + 0,113DL) \pm 1,0 (1,3Q_{Ey} + 0,113DL).... (4-18)$$

$$1,2 DL + 1,0 LL \pm 0,3 (1,3Q_{Ey} + 0,113DL) \pm 1,0 (1,3Q_{Ex} + 0,113DL).... (4-19)$$

Jika merencanakan menggunakan metode respon spektrum, maka dalam menentukan simpangan total dan perpindahan total yang terjadi maka model harus digetarkan secara simultan. Dalam pasal 12.6.3.3, SNI menyatakan, setiap sumbu ortogonal yang dibebani harus dihitung 100% dan sumbu tegak lurus nya harus diperhitungkan sebesar 30%.

Jika mengacu pada pasal tersebut, maka kombinasi pembebanan yang digunakan untuk metode respon spektrum adalah sebagai berikut:

$$1,2 DL + 1,0 LL \pm 1,0 Q_{Ex} \pm 0,3 Q_{Ey}..... (4-20)$$

$$1,2 DL + 1,0 LL \pm 0,3 Q_{Ex} \pm 1,0 Q_{Ey}..... (4-21)$$

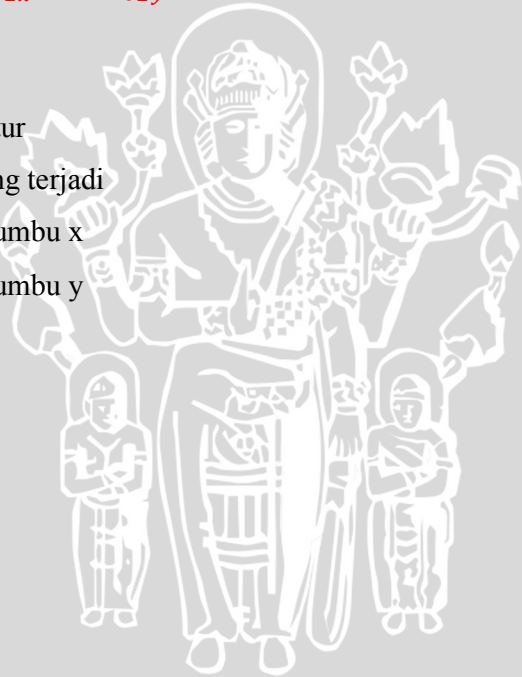
Dimana:

DL = Beban mati dari struktur

LL = Beban hidup/kerja yang terjadi

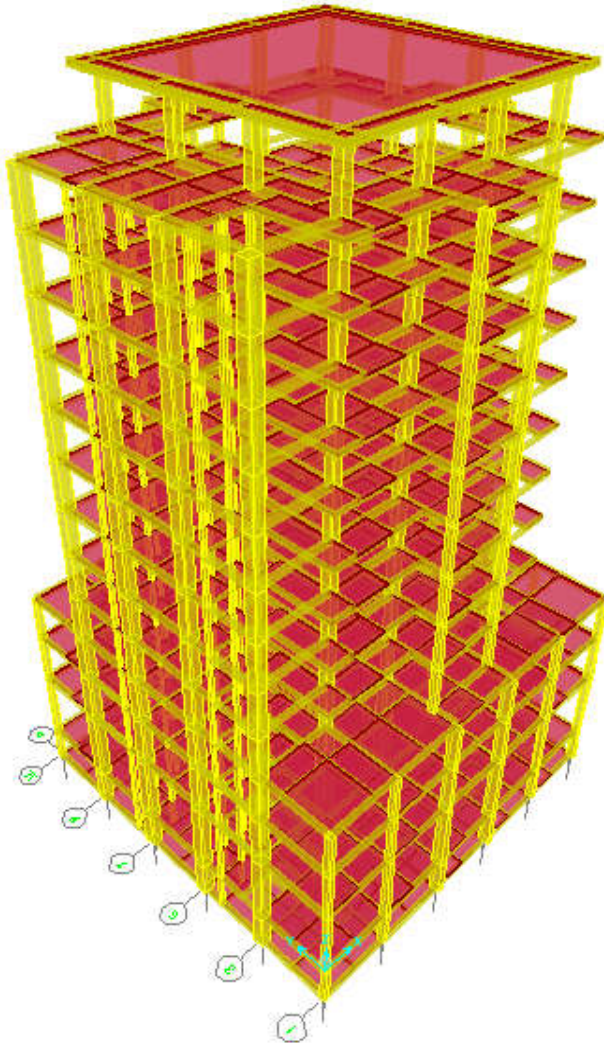
Q_{Ex} = Beban gempa untuk sumbu x

Q_{Ey} = Beban gempa untuk sumbu y



4.3.2 Prosedur Analisa Respon Spektra *Analisis dengan Software SAP 2000*

Untuk membantu perhitungan respon spektrum pada struktur, dibantu menggunakan Software Analisis SAP 2000 v17. Langkah-langkah pengerjaannya adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 5 Tampak 3D Model Struktur Dalam SAP2000v17

Konfigurasi Struktur:

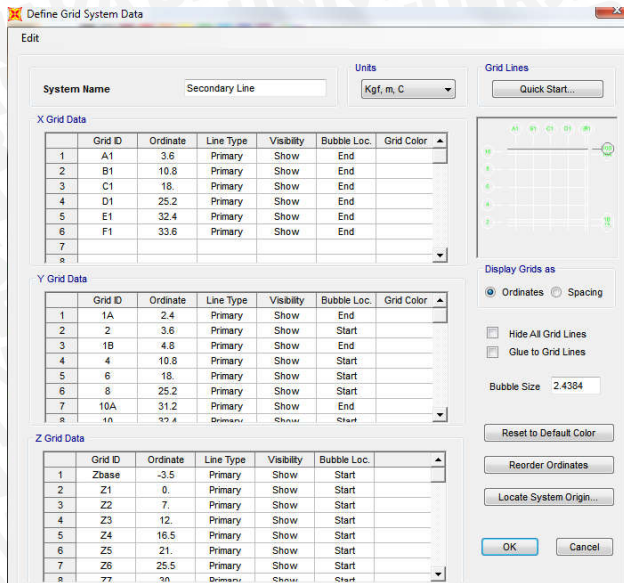
Struktur didesain dengan 9 tipe balok dan 5 tipe kolom

Tabel 4. 7 *Profil yang Digunakan Untuk Model Struktur*

Kolom & Balok			
Profil	B (mm)	H (mm)	A (m)
K1	1000	1000	1
K2	800	800	0.64
K3	600	1000	0.6
K4	450	650	0.2925
K5	300	300	0.09
K6	400	400	0.09
A1	400	800	0.0171
A2	350	600	0.00642
A3	300	500	0.003125
B1	350	750	0.0123
B2	300	500	0.003125
B4	200	600	0.0036
B5	300	600	0.0054
B7	600	1000	0.05
B LIFT	250	350	0.000801
B TALANG	250	600	0.0045



Langkah 1. Grid Modeling

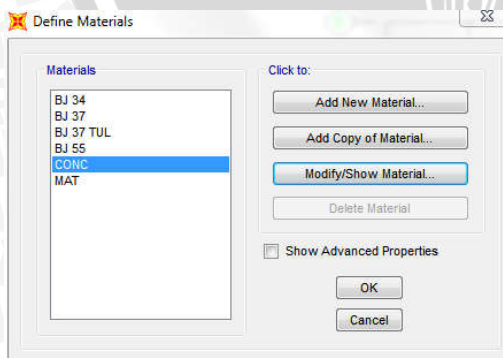


Gambar 4. 6 Tabel Grid Pada Program Analisis

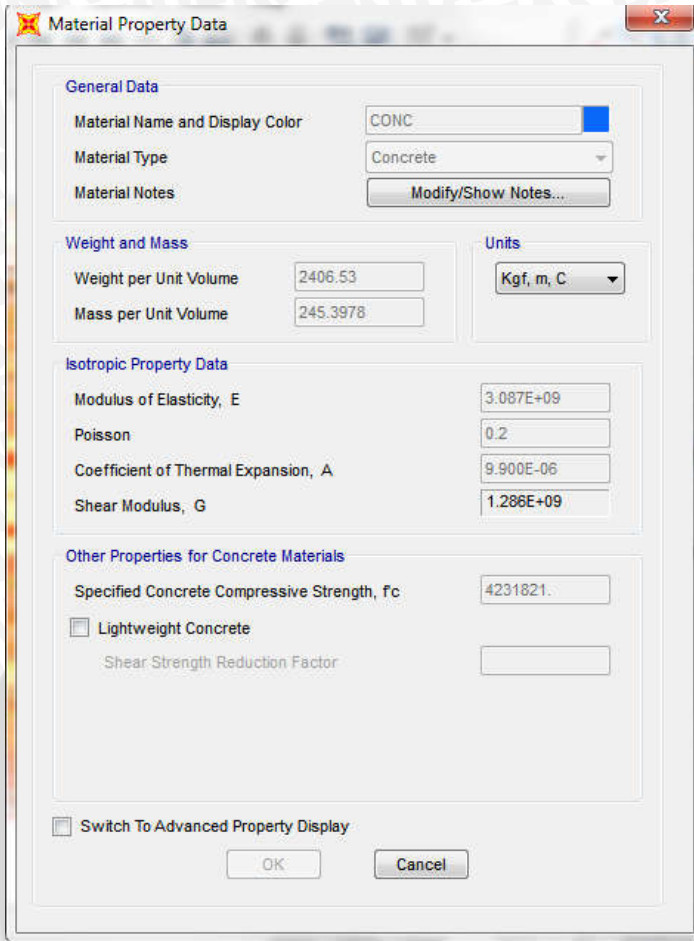
Langkah 2. Input Mutu Material

Material yang digunakan adalah:

1. Tulangan Baja f_y : 410 MPa
2. Tulangan Baja f_t : 370 MPa
3. Tulangan Baja f_c : 340 MPa
4. Beton (Concrete) f'_c : 50 Mpa
5. MAT (material tambahan, untuk plat gypsum)



Gambar 4. 7 Daftar Bahan-Bahan yang Digunakan



Gambar 4. 8 Konfigurasi Bahan Concrete yang Digunakan

E beton:

$$E = 4700\sqrt{f'c} \dots\dots\dots (4-22)$$

$$E = 4700\sqrt{41,5}$$

$$E = 3,087 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$$

Angka Poisson : 0,2 (concrete)

Koef. Panas bahan : $0.99 \times 10^{-6} \text{ m}/(\text{m K})$

Berat jenis : 2400 kg/m^3

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJ 55

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units: Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson: 0.

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 41000000

Minimum Tensile Stress, Fu: 55000000

Expected Yield Stress, Fye: 45100000

Expected Tensile Stress, Fue: 60500000

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 4. 9 Konfigurasi Bahan BJ 55 yang Digunakan

Modulus Elastisitas (E) : 200.000 MPa

Baja Mutu: BJ-55

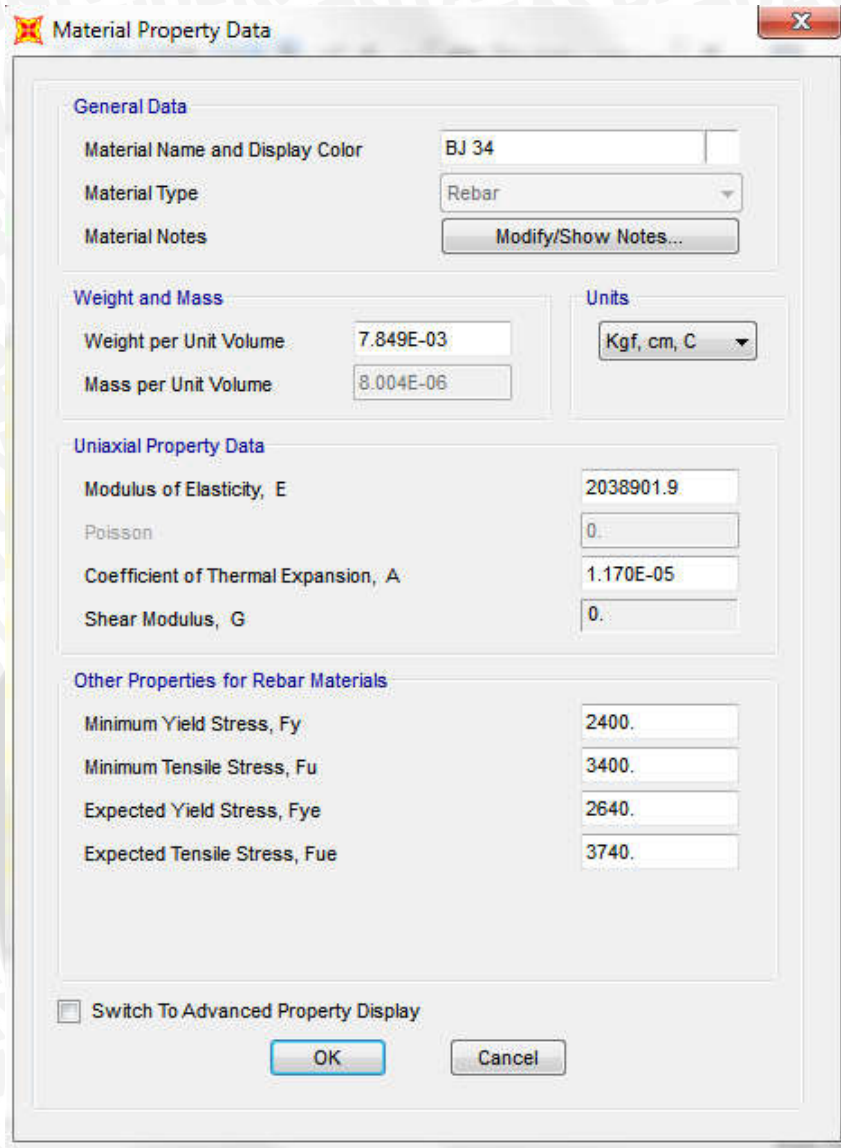
fy : 410 MPa

fy : 550 MPa

fye : 450,1 MPa

fue : 600,5 MPa

Perbandingan antara fy dengan fye = 1 : 1,1



Gambar 4. 10 Konfigurasi Bahan BJ34 yang Digunakan

Modulus Elastisitas (E) : 200.000 MPa

Baja Mutu: BJ-55

f_y : 240 MPa

f_u : 340 MPa

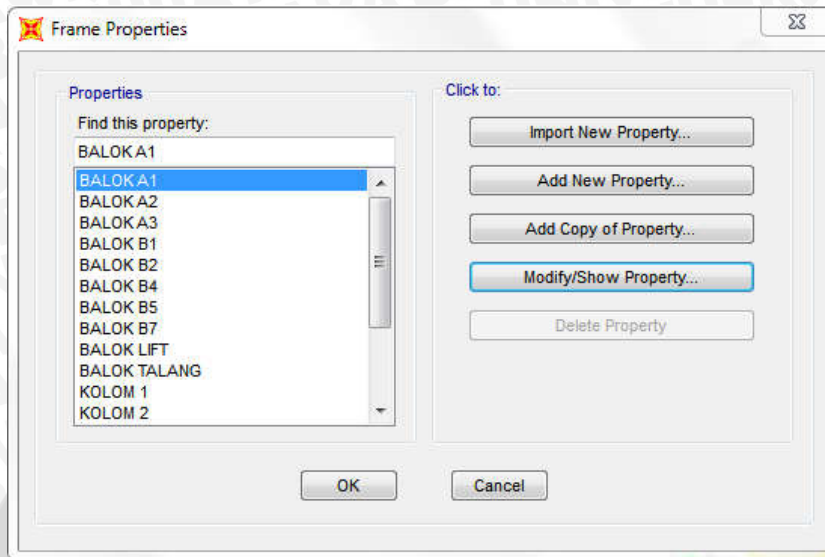
f_{ye} : 260,4 MPa

f_{ue} : 370,4 MPa

Perbandingan antara f_y dengan f_{ye} = 1 : 1,1

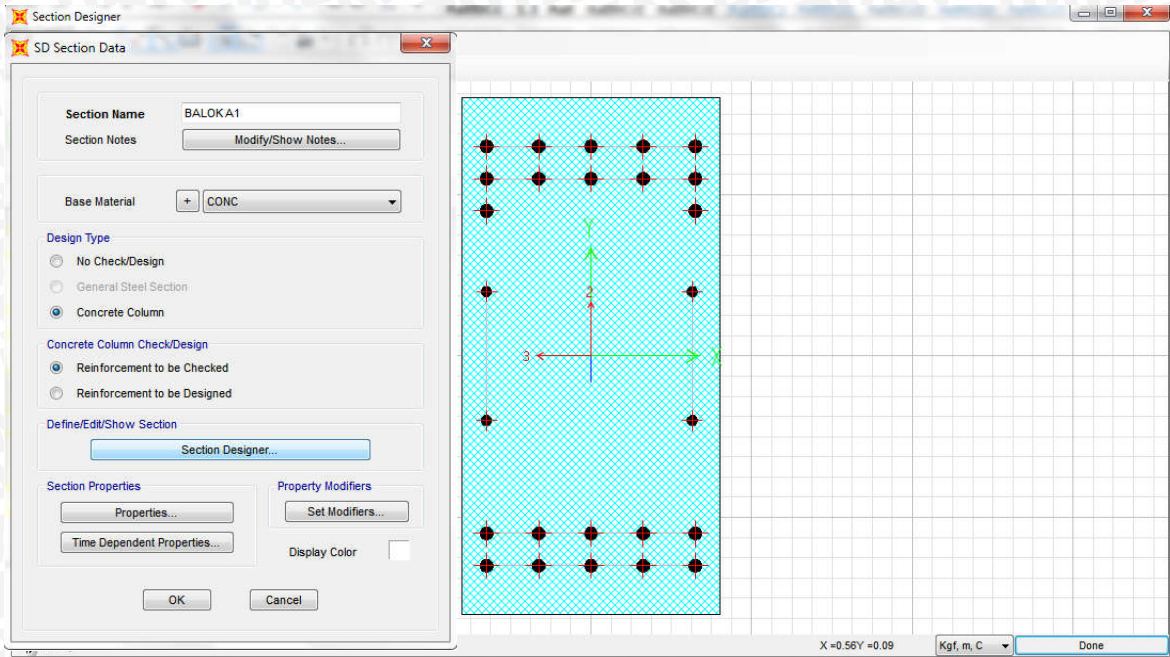
Langkah 3. Input Dimensi Penampang

Dimensi dan spesifikasi profil berdasarkan gambar perencanaan

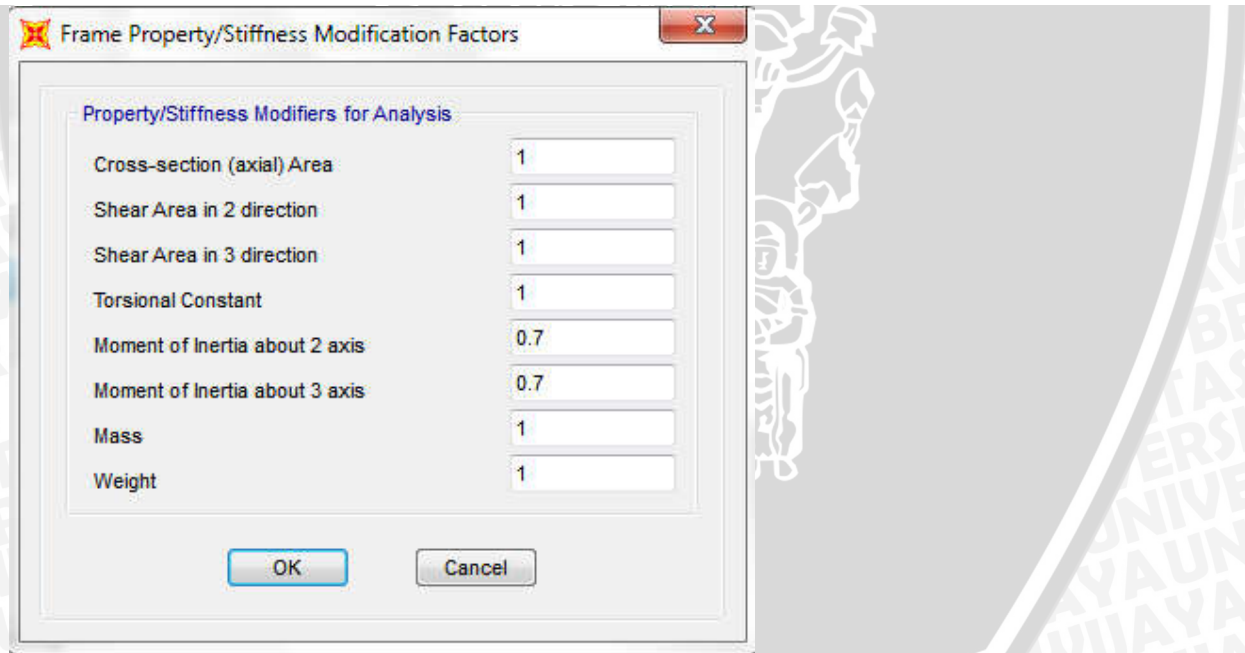


Gambar 4. 11 Tipe-Tipe Penampang yang Digunakan

Dalam frame properties, terdapat 6 tipe kolom dan 9 tipe balok yang digunakan sebagai profil dalam program analisis. Yang masing-masing baloknya sudah disesuaikan menggunakan *section designer* untuk membuat penulangan masing-masing profil. Sedangkan untuk profil bagian kolom, dibuat menggunakan *standar designer* untuk mempermudah pemodelan.



Gambar 4. 12 Section designer untuk profil Balok A1



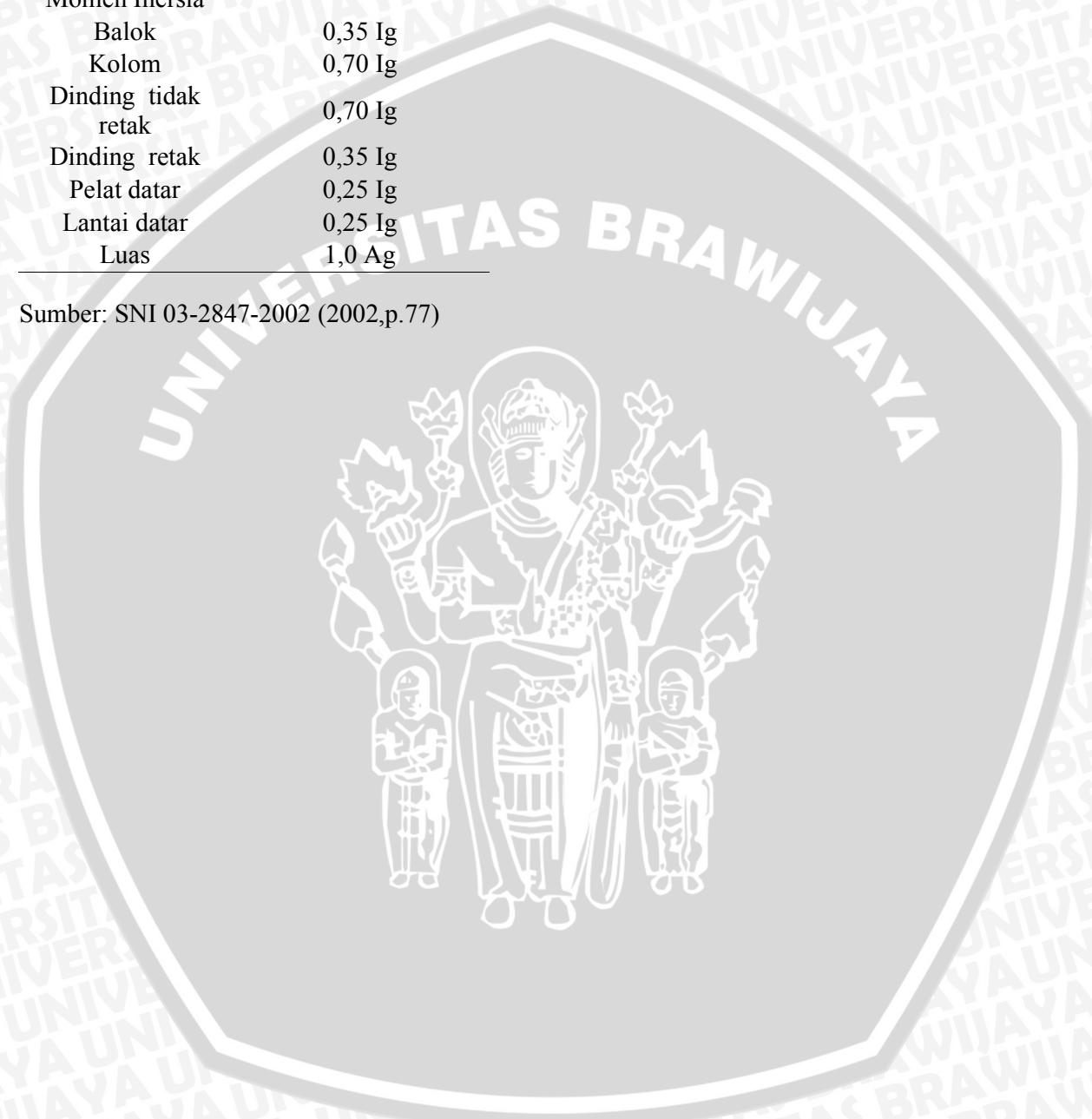
Gambar 4. 13 Faktor modifikasi berdasarkan SNI 2847-2002

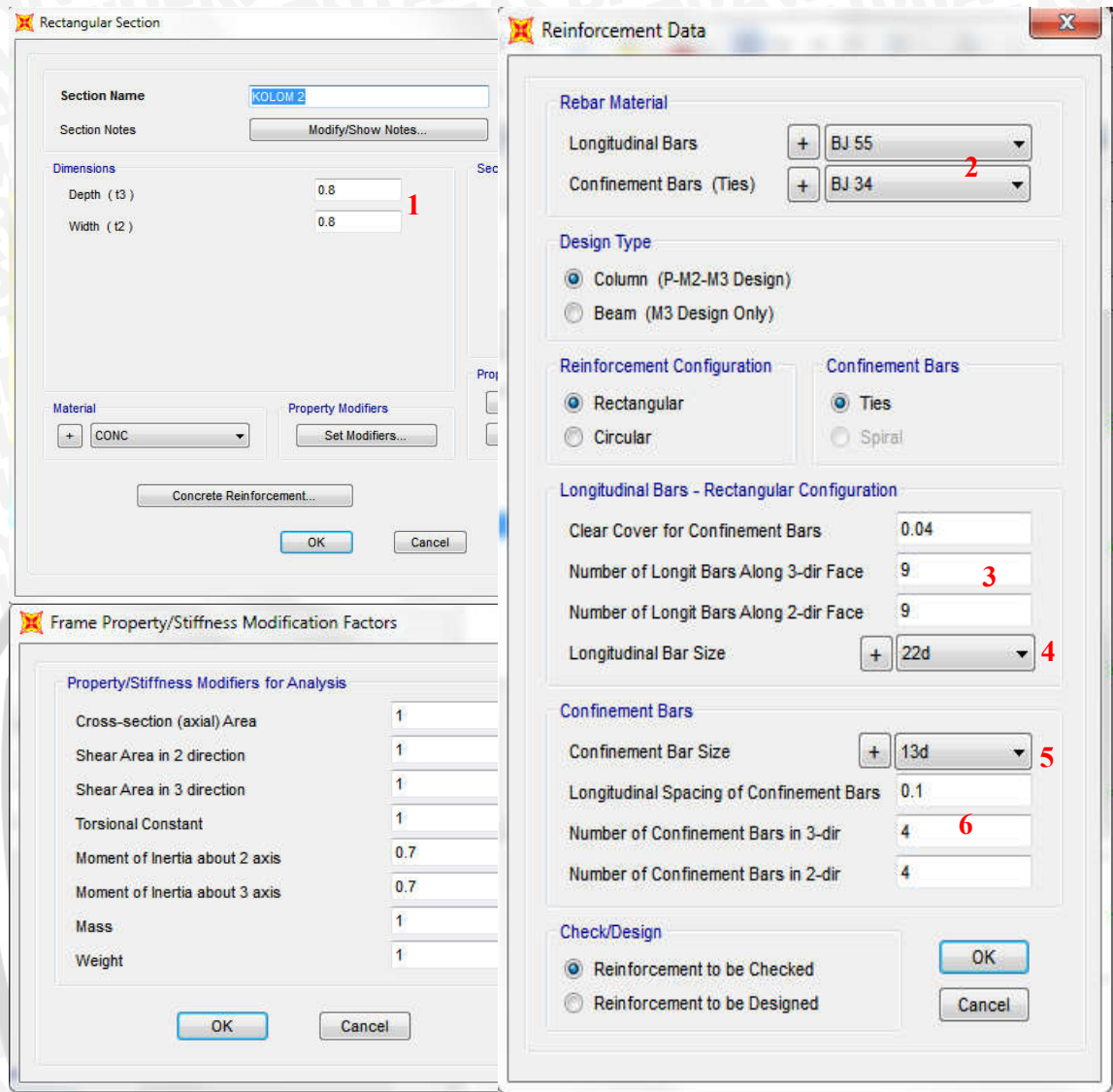
Dalam SNI 2847-2002 memberikan inersia efektif suatu penampang seperti pada tabel berikut:

Tabel 4. 8 *Inersia Efektif Penampang SNI 2847-2002*

Modulus Elastis	Ec (dari 10.5(1))
Momen Inersia	
Balok	0,35 Ig
Kolom	0,70 Ig
Dinding tidak retak	0,70 Ig
Dinding retak	0,35 Ig
Pelat datar	0,25 Ig
Lantai datar	0,25 Ig
Luas	1,0 Ag

Sumber: SNI 03-2847-2002 (2002,p.77)





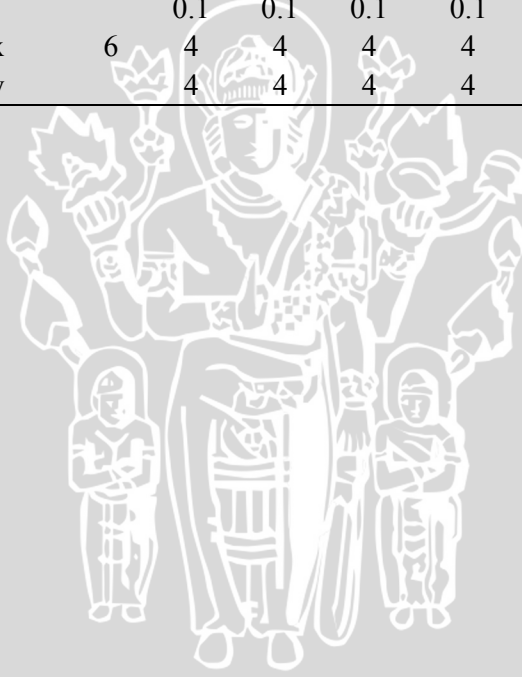
Gambar 4. 14 Salah satu konfigurasi profil: Kolom 2

Konfigurasi tiap profil disesuaikan dengan desain pada struktur eksisting yang datanya diperoleh dari draft pelaksanaan, gambar konfigurasi diatas hanya digunakan untuk pemodelan profil kolom. Untuk profil balok, digunakan *section designer*.

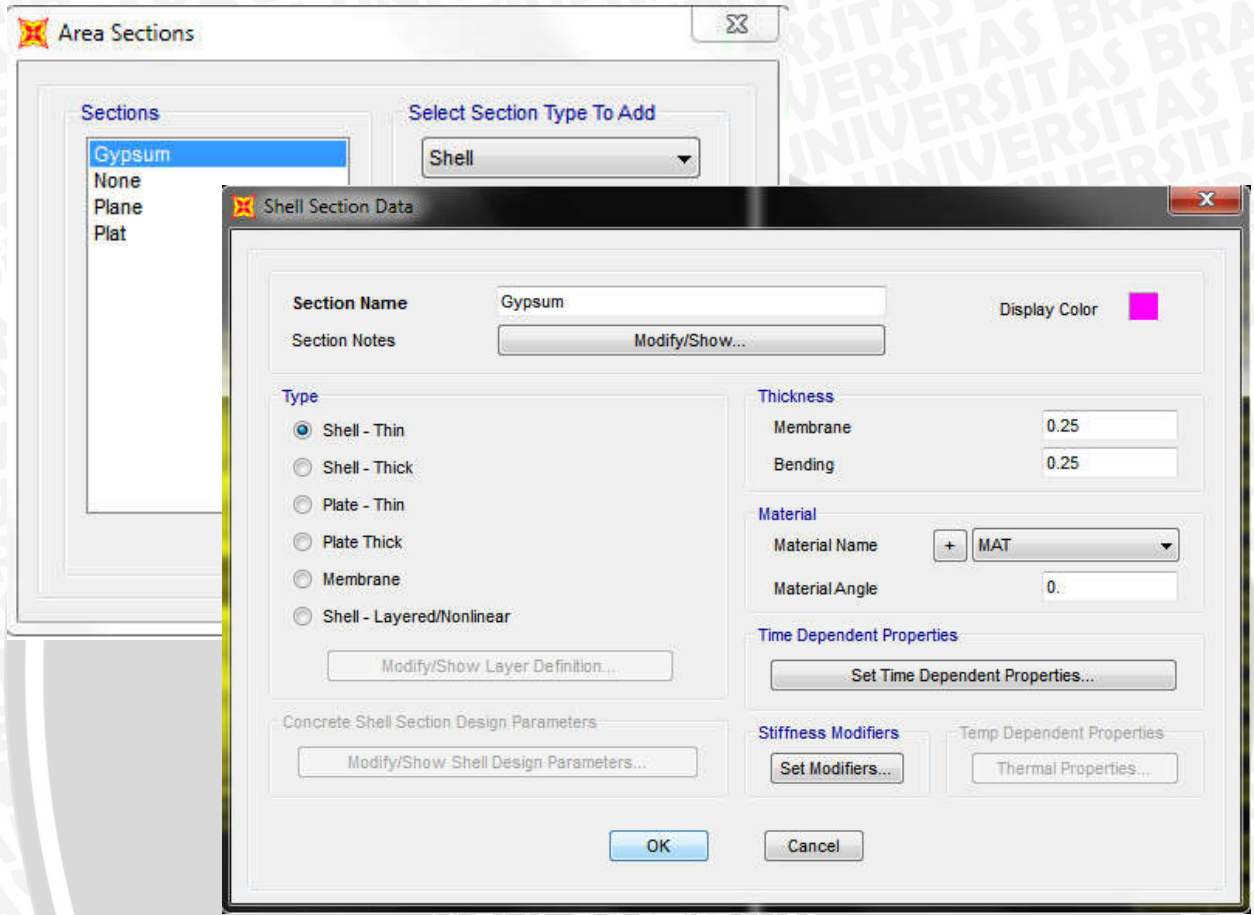
Berikut adalah tabel konfigurasi yang digunakan untuk pemodelan tiap profil:

Tabel 4. 9 Konfigurasi Standar Section Untuk Profil Kolom

Tabel profil	No.	KOLOM					
		K1	K2	K3	K4	K5	K6
Profil		K1	K2	K3	K4	K5	K6
B (mm)	1	1000	800	600	450	300	400
H (mm)		1000	800	1000	650	300	400
A (m)		1	0.64	0.6	0.2925	0.09	0.09
Tulangan utama	2	BJ55	BJ55	BJ55	BJ55	BJ55	BJ55
Sengkang		BJ34	BJ34	BJ34	BJ34	BJ34	BJ34
jumlah tulangan utama sumbu x		11	9	7	6	4	5
jumlah tulangan utama sumbu y	3	11	9	11	7	4	5
tebal selimut (m)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
ukuran tulangan utama	4	D22	D22	D22	D22	D22	D22
ukuran sengkang	5	D13	D13	D13	D13	D10	D10
jarak antar sengkang (m)		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
sengkang rangkap sumbu x	6	4	4	4	4	2	2
sengkang rangkap sumbu y		4	4	4	4	2	2



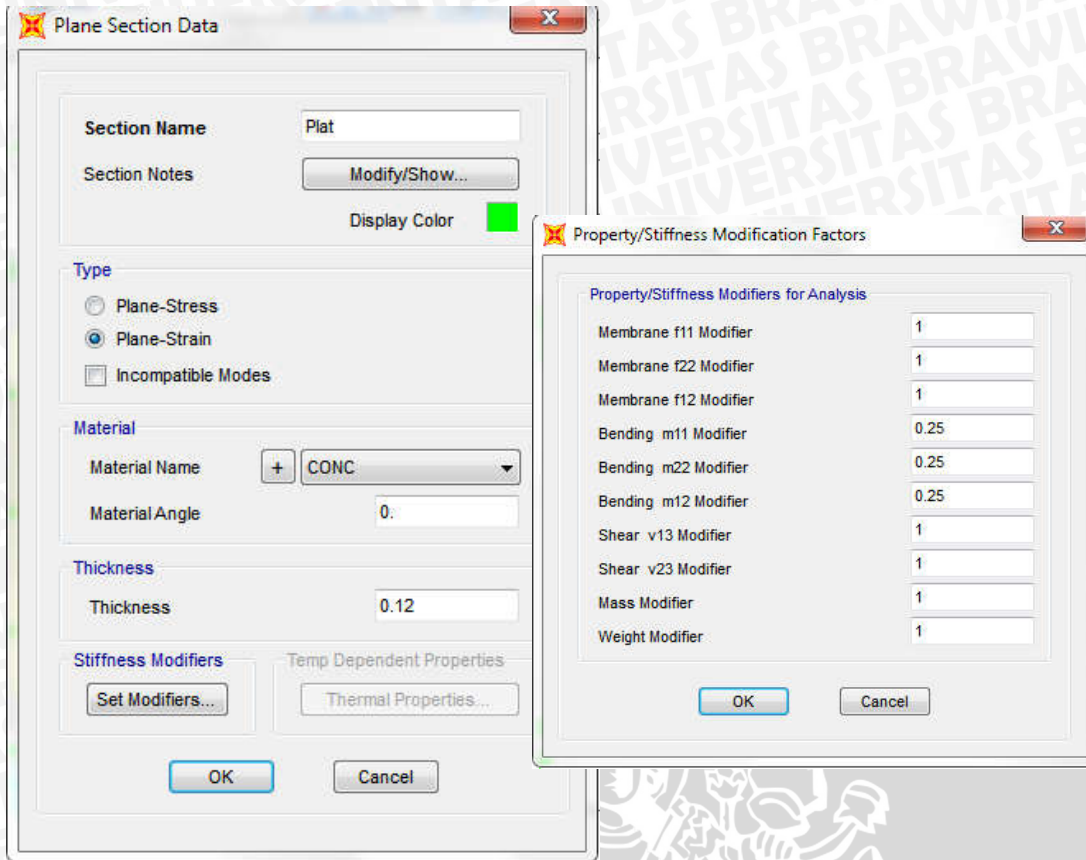
Pada atap terdapat plafon yang terbuat dari gypsum, yang dimasukkan dalam perhitungan beban struktur sehingga perlu dimodelkan.



Gambar 4. 15 Pendefinisian Profil Gypsum

Plat bagian atas digunakan gypsum diasumsikan sebagai bidang hollow yang memiliki berat jenis bahan, sehingga:

- Type : Shell – Thin
- Material : MAT (dengan mass: 6,6 kg/m²)



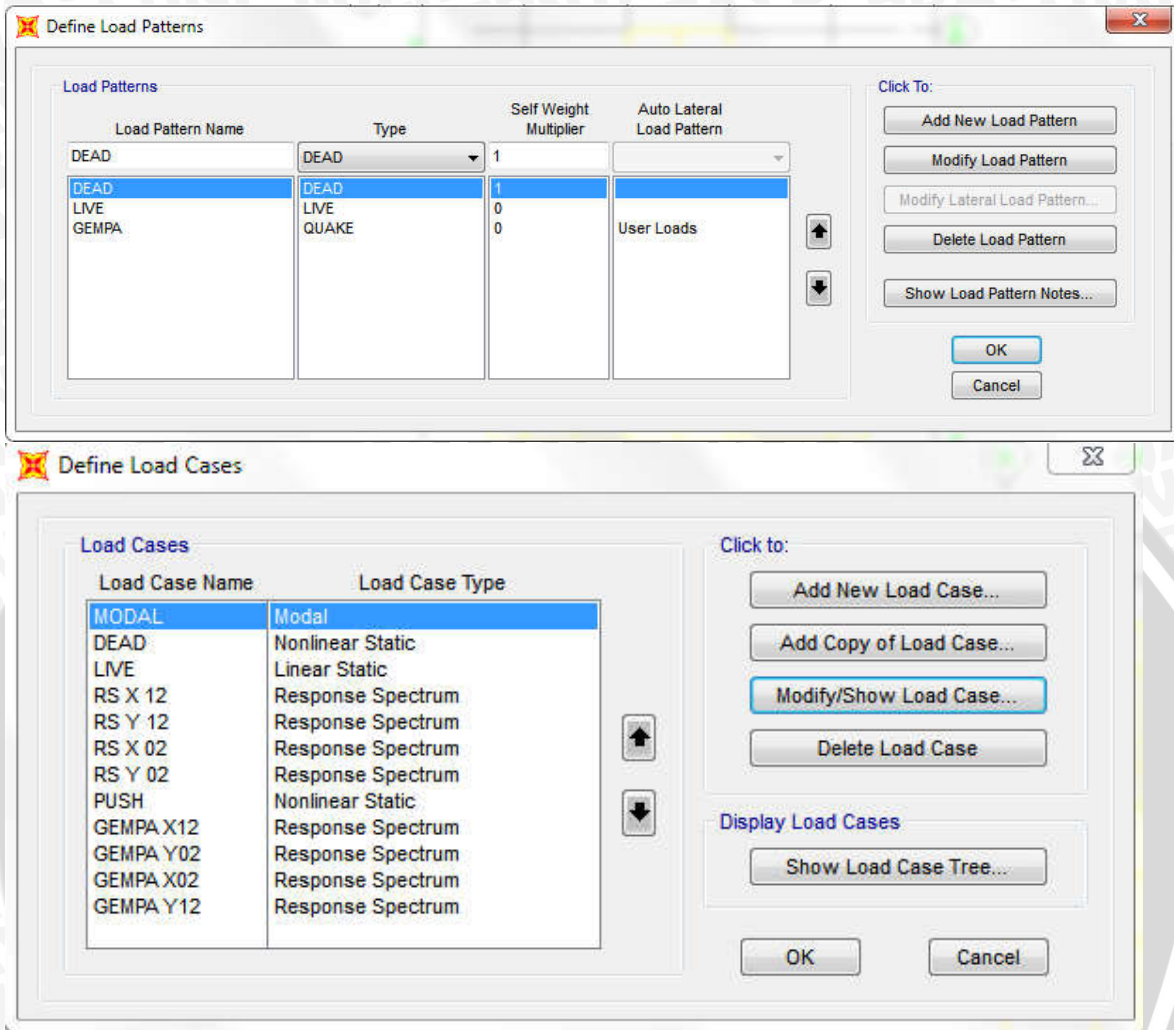
Gambar 4. 16 Pendefinisian Plat yang digunakan

Plat Tipis dengan regangan terhadap sumbu $z = 0$

Type : Plane-Strain

Thickness : 12 cm / 0,12 m

Langkah 4. Input Beban Statik, Gempa dan Kombinasi Beban



Gambar 4. 17 Penentuan Beban-Beban Yang Terjadi

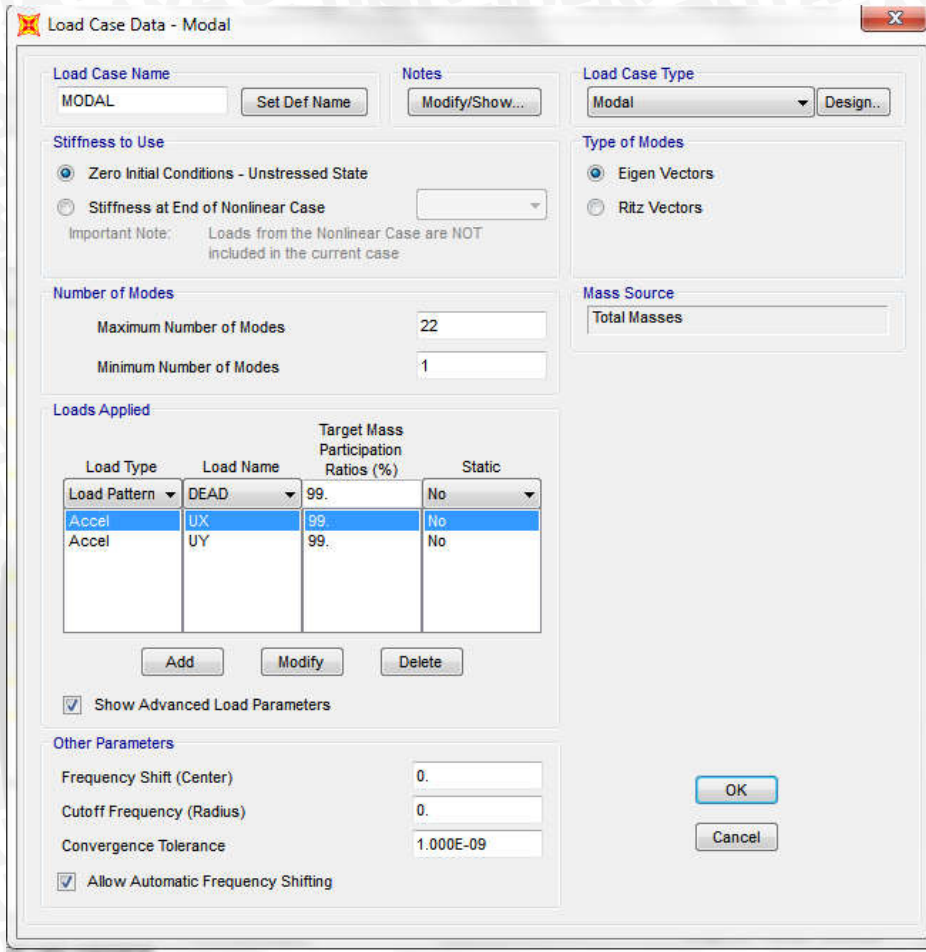
Dalam perhitungan, beban-beban yang terjadi dan membebani beban diklasifikasikan dalam 3 tipe, yaitu:

1. Beban Gempa (QUAKE)
2. Beban Hidup (LIVE)
3. Beban Mati (DEAD)

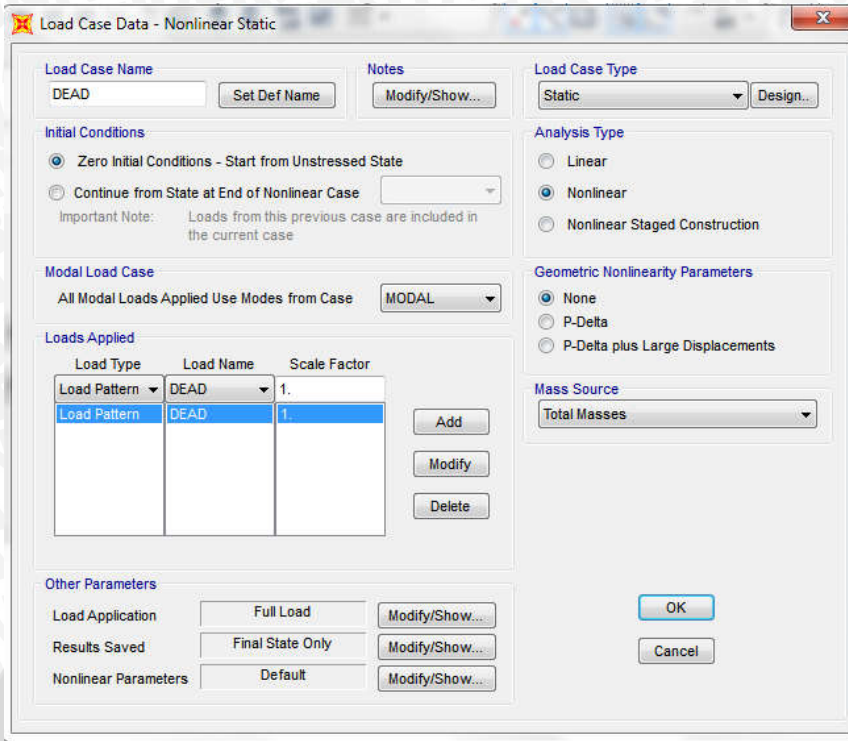
Kasus-kasus beban yang diperhitungkan adalah:

1. MODAL : untuk menentukan mode shape yang terjadi dan partisipasi massa
2. DEAD : beban mati yang diperhitungkan pada struktur, mencakup beban Atap, beban balok kolom, beban dinding, dan plat
3. LIVE : beban hidup yang diperhitungkan pada struktur, mencakup beban kerja berdasarkan PPIUG 1986
4. RS X 12 : percepatan gempa dari respon spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2012 yang bergerak pada sumbu global x
5. RS Y 12 : percepatan gempa dari respon spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2012 yang bergerak pada sumbu global y
6. RS X 02 : percepatan gempa dari respon spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2002 yang bergerak pada sumbu global x
7. RS Y 02 : percepatan gempa dari respon spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2002 yang bergerak pada sumbu global y
8. PUSH : beban modifikasi yang digunakan untuk melakukan analisis *pushover*
9. GEMPA X 12 : akselerasi gempa modifikasi yang digunakan untuk melakukan analisis *pushover*
10. GEMPA Y 12 : akselerasi gempa modifikasi yang digunakan untuk melakukan analisis *pushover*
11. GEMPA Y 12 : akselerasi gempa modifikasi yang digunakan untuk melakukan analisis *pushover*
12. GEMPA Y 12 : akselerasi gempa modifikasi yang digunakan untuk melakukan analisis *pushover*

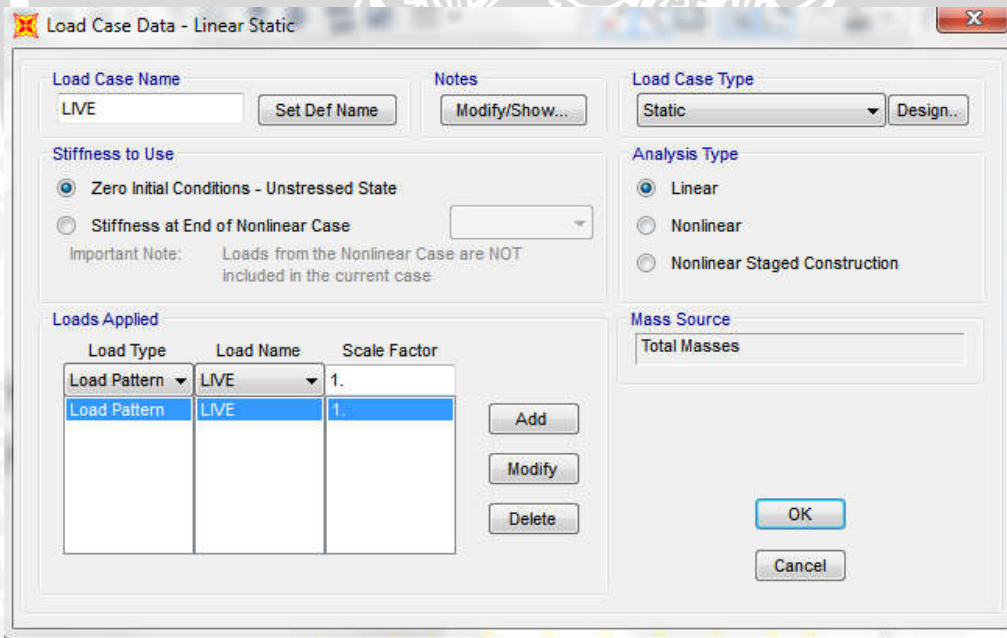
Konfigurasi untuk menentukan beban-beban diatas, digambarkan pada gambar-gambar berikut:



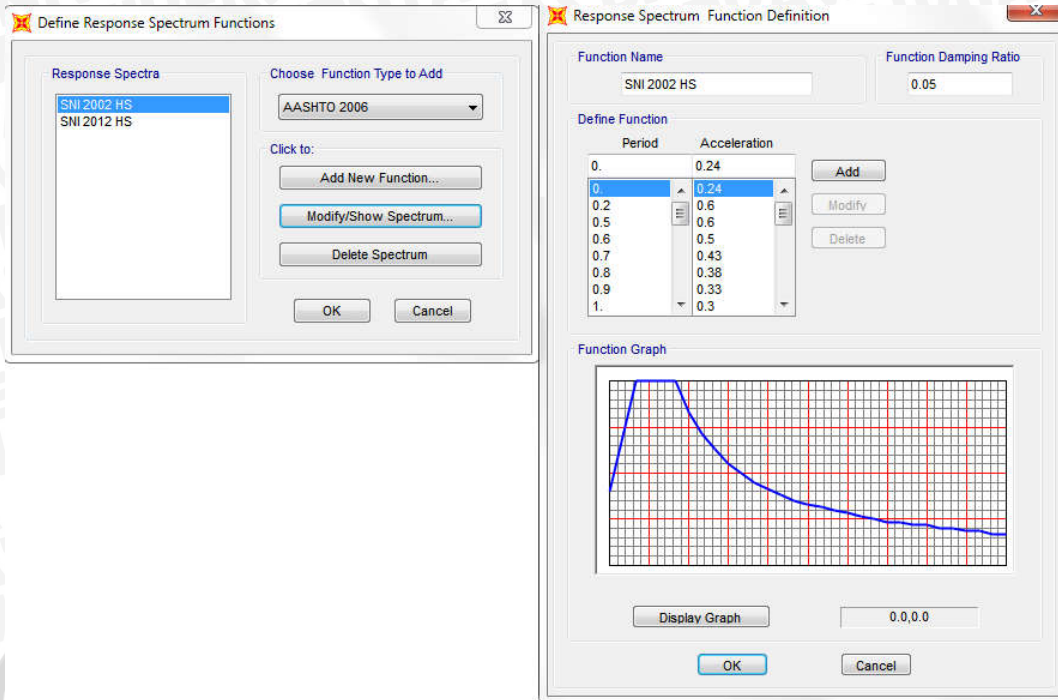
Gambar 4. 18 Konfigurasi MODAL



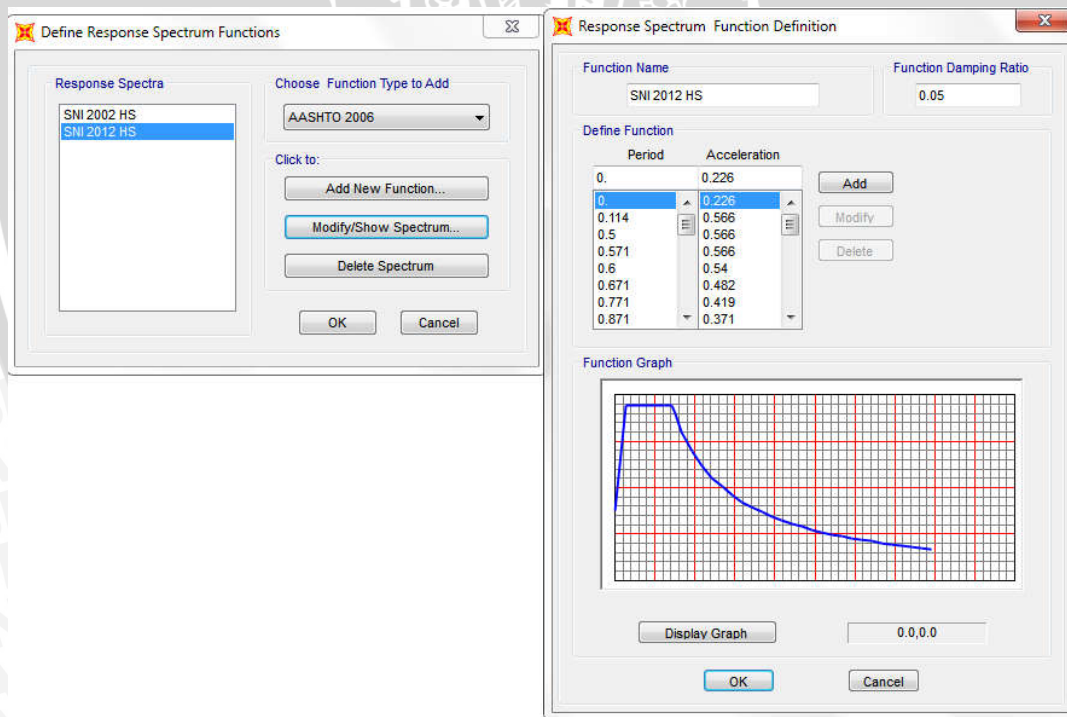
Gambar 4. 19 Konfigurasi Beban Mati (DEAD)



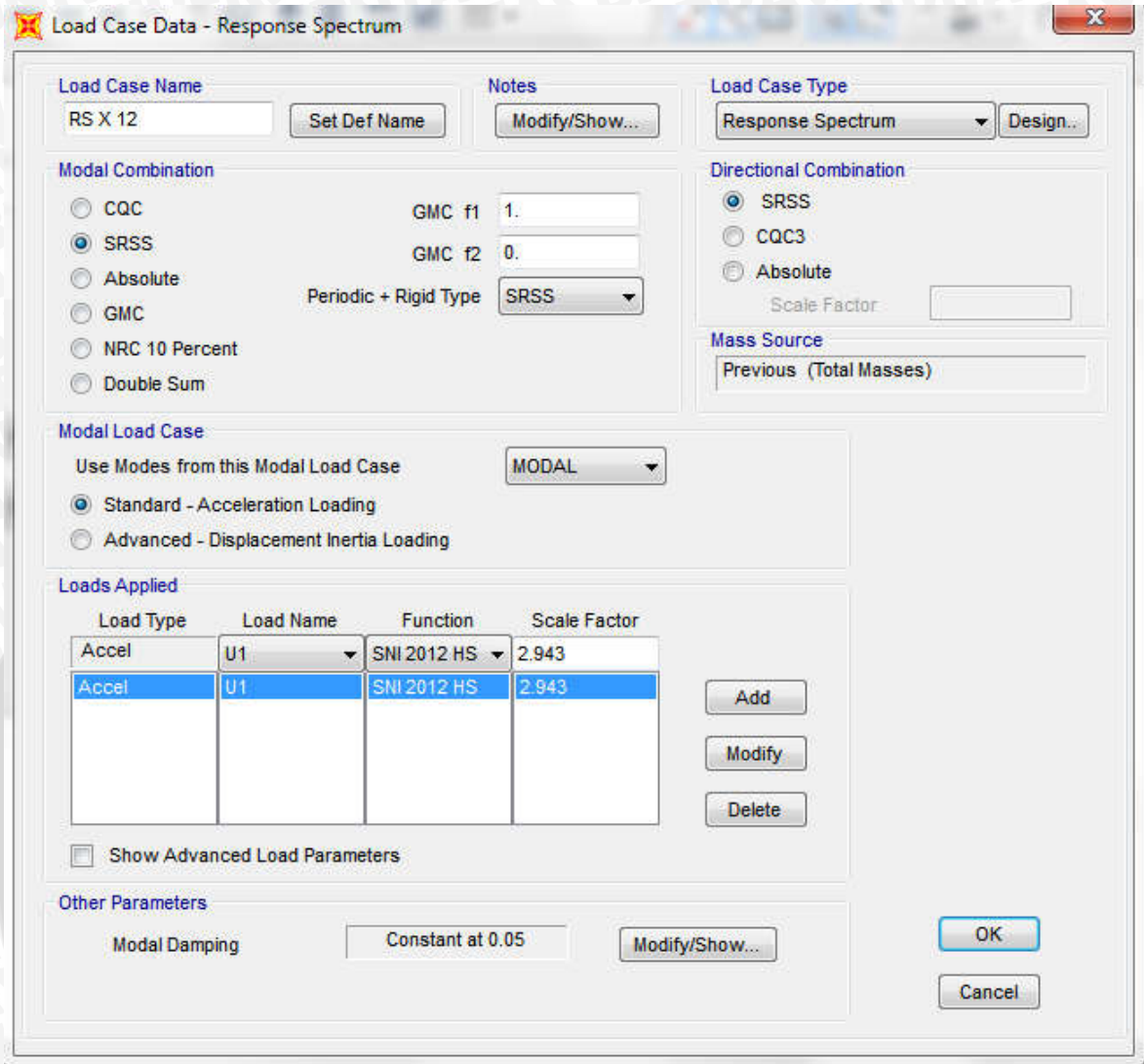
Gambar 4. 20 Konfigurasi Beban Hidup (LIVE)



Gambar 4. 221 Pemodelan Respon Spektrum Berdasarkan SNI 03-1726-2002



Gambar 4. 212 Pemodelan Respon Spektrum Berdasarkan SNI 03-1726-2012



Gambar 4. 23 Salah Satu Konfigurasi Akselerasi Beban Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Yang Terjadi: Sumbu x

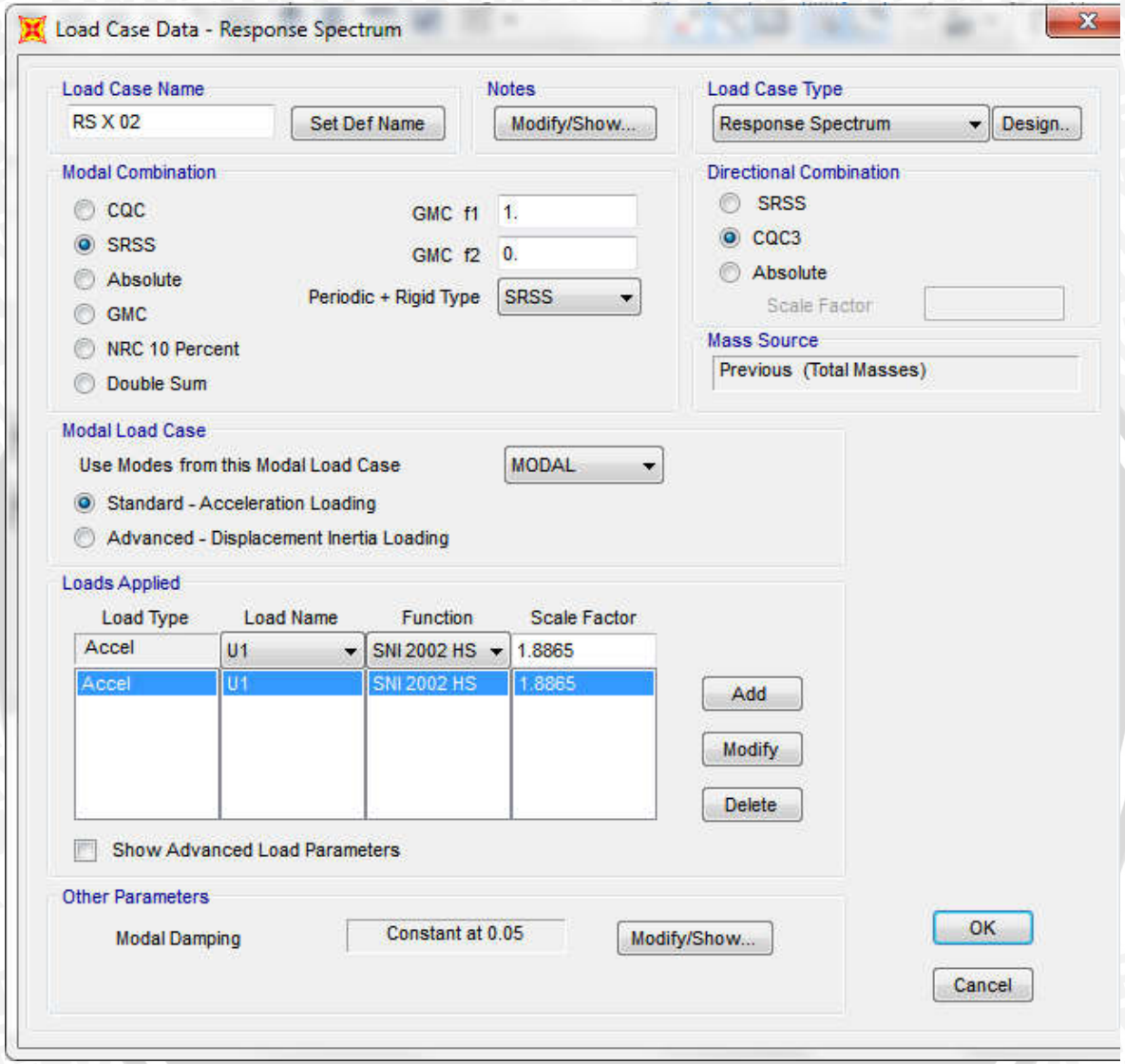
Salah satu bentuk konfigurasi beban akselerasi terhadap struktur menggunakan Respon Spektrum dari SNI 03-1726-2012, didefinikasin:

- Beban : Accel
- Sumbu : U1 (sumbu global x)
- Function : SNI 2012 HS (Hard Soil)
- Scale Factor : 2,943
- Damping : 0,05
- Perhitungan : SRSS (*square root of the sum of the squares*)
- * Scale factor (F)

$$F = g \times I/R \dots\dots\dots (4-23)$$

$$F = 9,81 \times 1,5/5$$

$$F = 2,943$$



Gambar 4. 24 Konfigurasi Beban Akselerasi Dengan SNI 03-1726-2002 Terhadap Sumbu x

Salah satu bentuk konfigurasi beban akselerasi terhadap struktur menggunakan Respon Spektrum dari SNI 03-1726-2002, didefinikasin:

- Beban : Accel
- Sumbu : U1 (sumbu global x)
- Function : SNI 2002 HS (Hard Soil)
- Scale Factor : 1,8865

Damping : 0,05

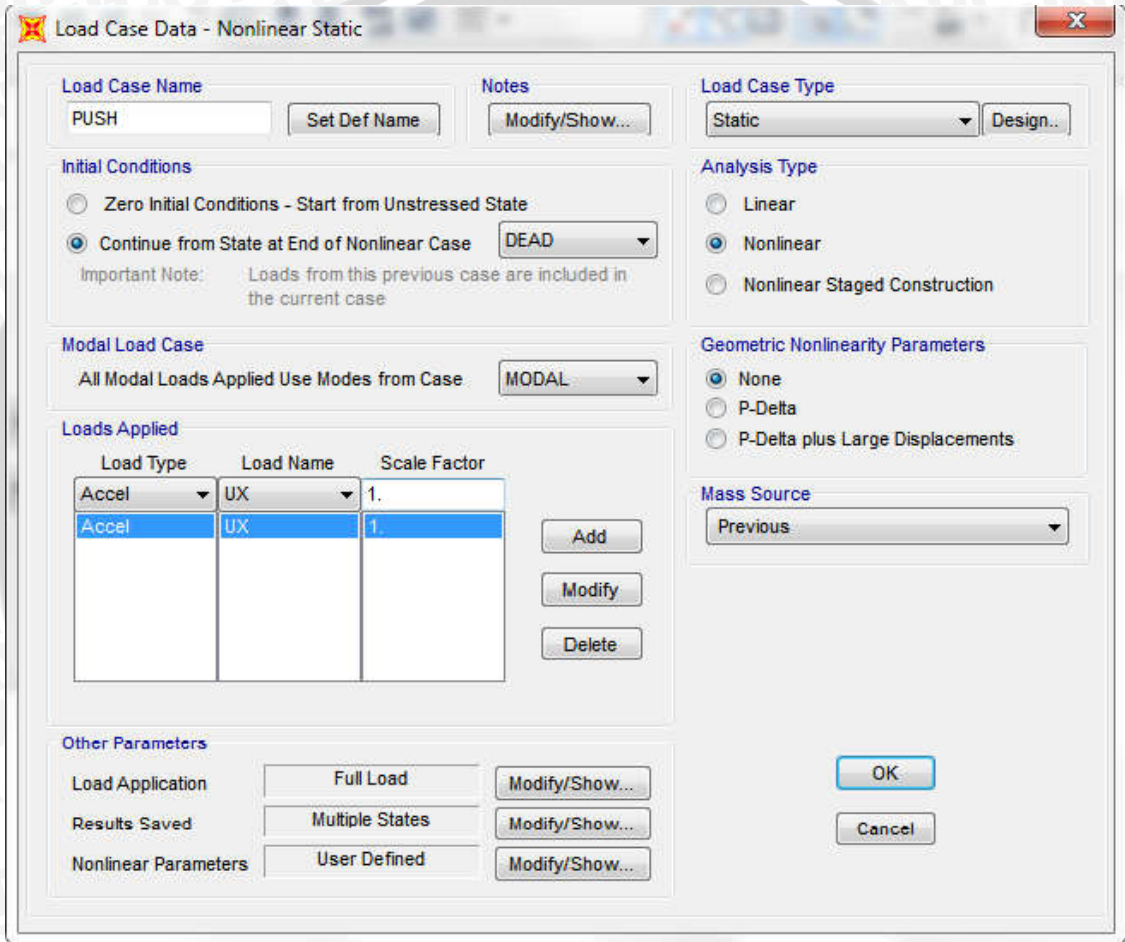
Perhitungan : SRSS (*square root of the sum of the squares*)

* Scale factor (F)

$$F = g \times I/R \dots\dots\dots (4-24)$$

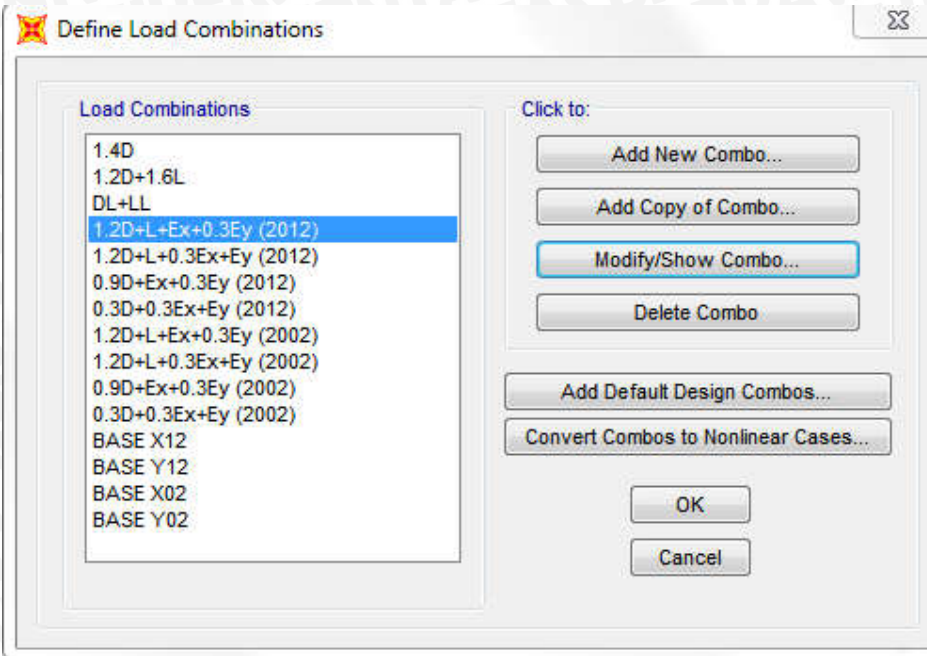
$$F = 9,81 \times 1/5,2$$

$$F = 1,8865$$

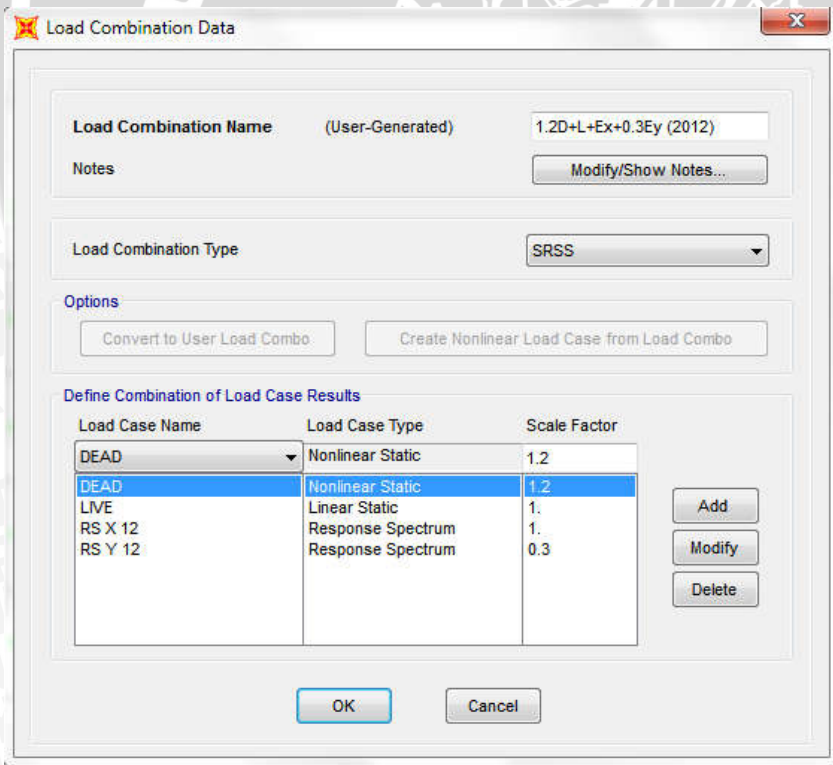


Gambar 4. 25 Konfigurasi Beban Modifikasi Untuk Analisis Pushover

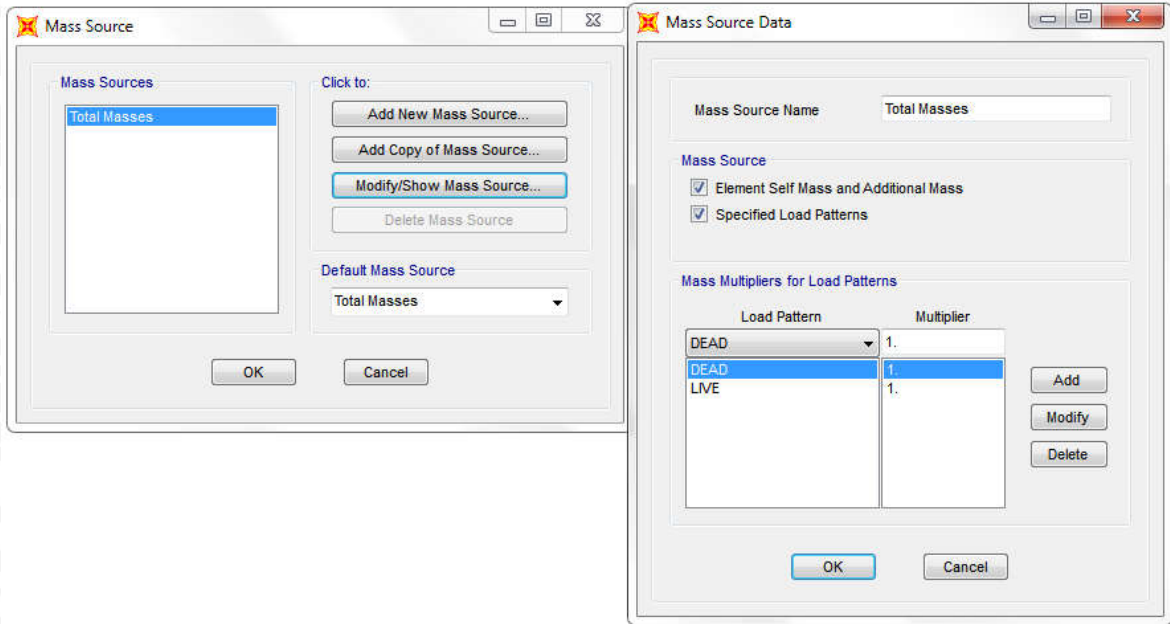
* Beban Pushover yang dimasukkan untuk menghitung kapasitas struktur.



Gambar 4. 276 Kombinasi-Kombinasi Yang Dihitung Dalam Analisis



Gambar 4. 267 Salah Satu Kombinasi Yang Diperhitungkan



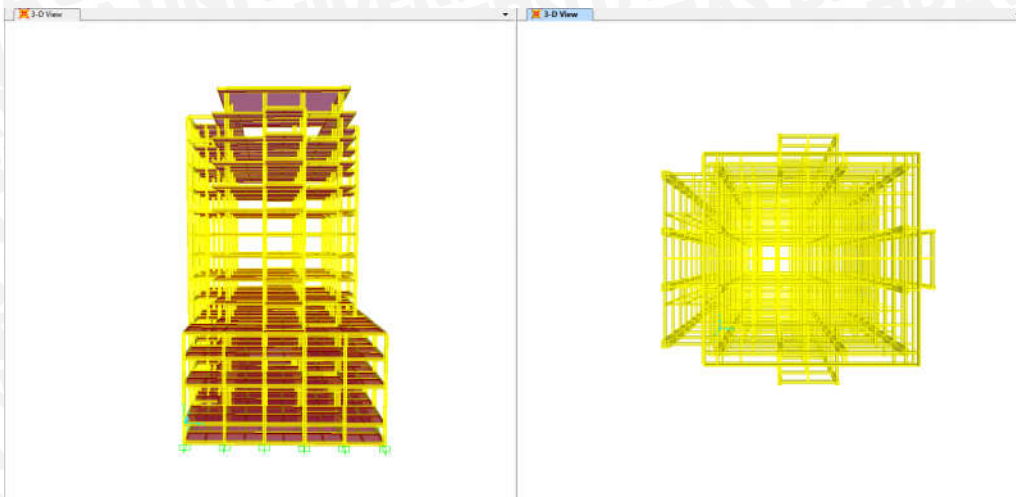
Gambar 4. 28 Sumber Beban Yang Ada Dihitung

Sumber massa struktur yang diperhitungkan dalam pembebanan:

1. Beban mati (DEAD) dengan faktor skala 1
2. Beban hidup (LIVE) dengan faktor skala 1



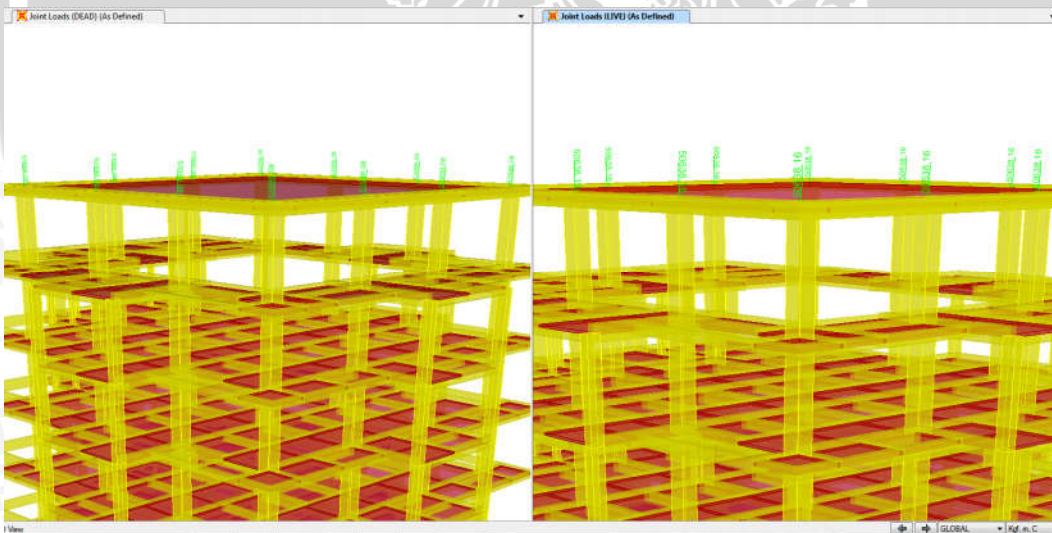
Langkah 5. Modeling Struktur



Gambar 4. 29 Tampak 3D Model Dari Samping Dan Atas Struktur

* Untuk denah per lantai model struktur dapat dilihat pada lembar lampiran

Langkah 6. Input Pembebanan



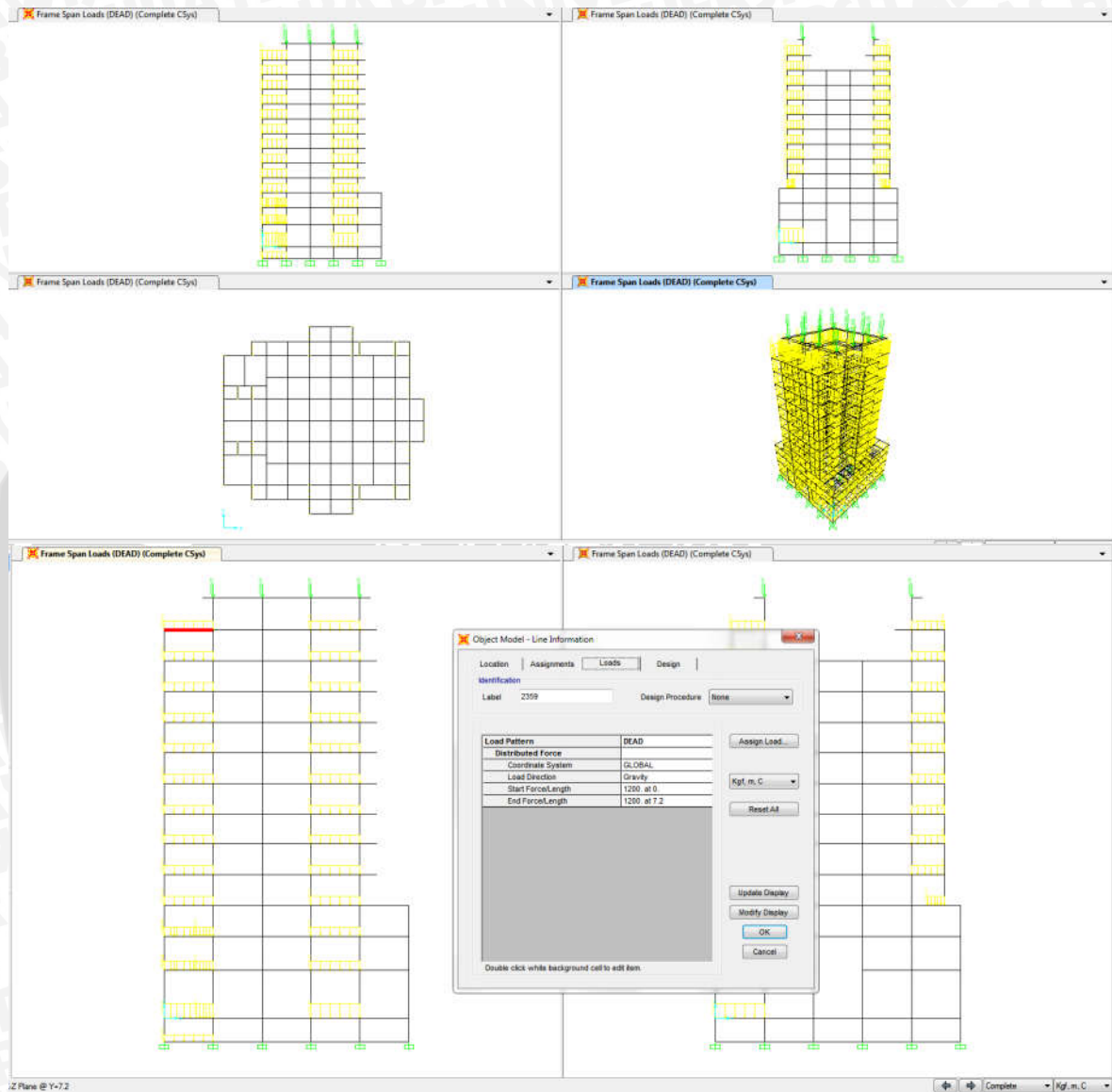
Gambar 4. 30 Beban Atap Yang Membebani Puncak Struktur

Beban atap diperhitungkan berdasarkan reaksi pada tumpuan struktur rangka yang memikul beban:

1. berat struktur rangkanya
2. berat hidup beban kerja

Nilai reaksi (R) tiap tumpuan sama rata yaitu:

1. dari berat struktur rangka : 5504.188 kg
2. dari berat beban kerja : 5156.933 kg

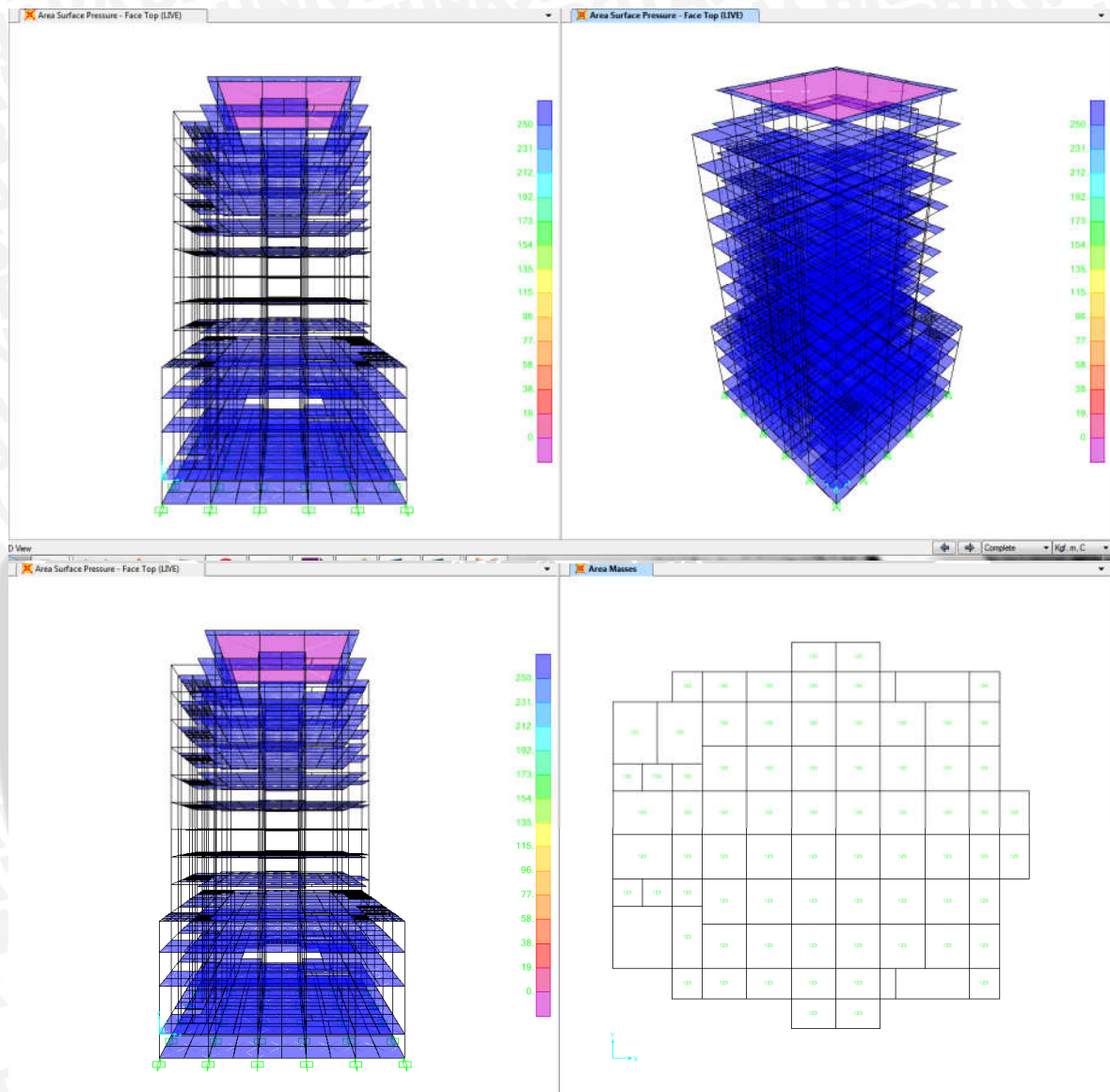


Gambar 4. 31 Pembebanan Dinding Pada Struktur, Dari Tampak Samping, Depan, Atas, dan 3D

Besarnya nilai beban dinding yang diperhitungkan pada struktur adalah sebagai berikut:

- Beban dinding = 250 kg/m²
- Dinding 7m = 1750 kg/m
- Dinding 5m = 1250 kg/m
- Dinding 4,5m = 1125 kg/m
- Dinding 4,6 m = 1200 kg/m

Dinding 3.5 m = 875 kg/m



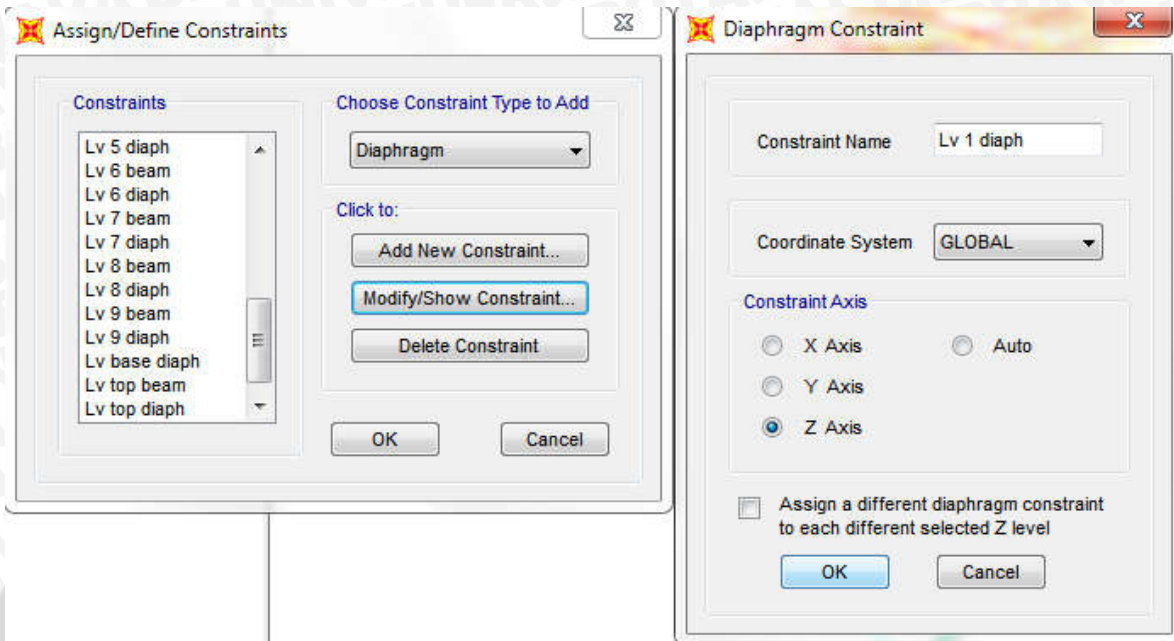
Gambar 4. 32 Pembebanan Plat Pada Struktur Dari Tampak Depan, 3D, Samping dan Denah

Warna plat mendefinisikan berat plat tersebut.

Untuk plat warna biru, bebannya 250 kg/m^2 , sedangkan

Untuk plat warna ungu, adalah gypsum dengan berat $6,6 \text{ kg/m}^2$

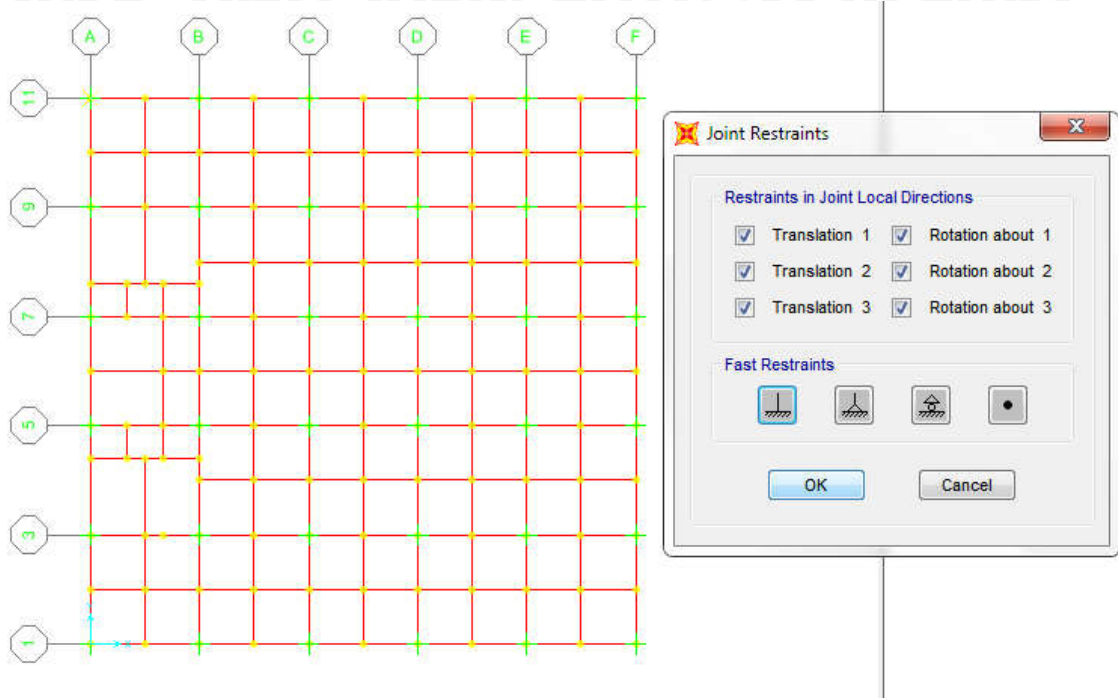
Langkah 7. Memasukkan Joints Constrain pada Plat Lantai



Gambar 4. 33 Mendefinisikan Constraint Pada Setiap Joint

Setiap joint didefinisikan sebagai diafragma. Yaitu mengikat secara keseluruhan dan menyatukan antara plat dan balok, yang terbagi atas tiap-tiap lantai.

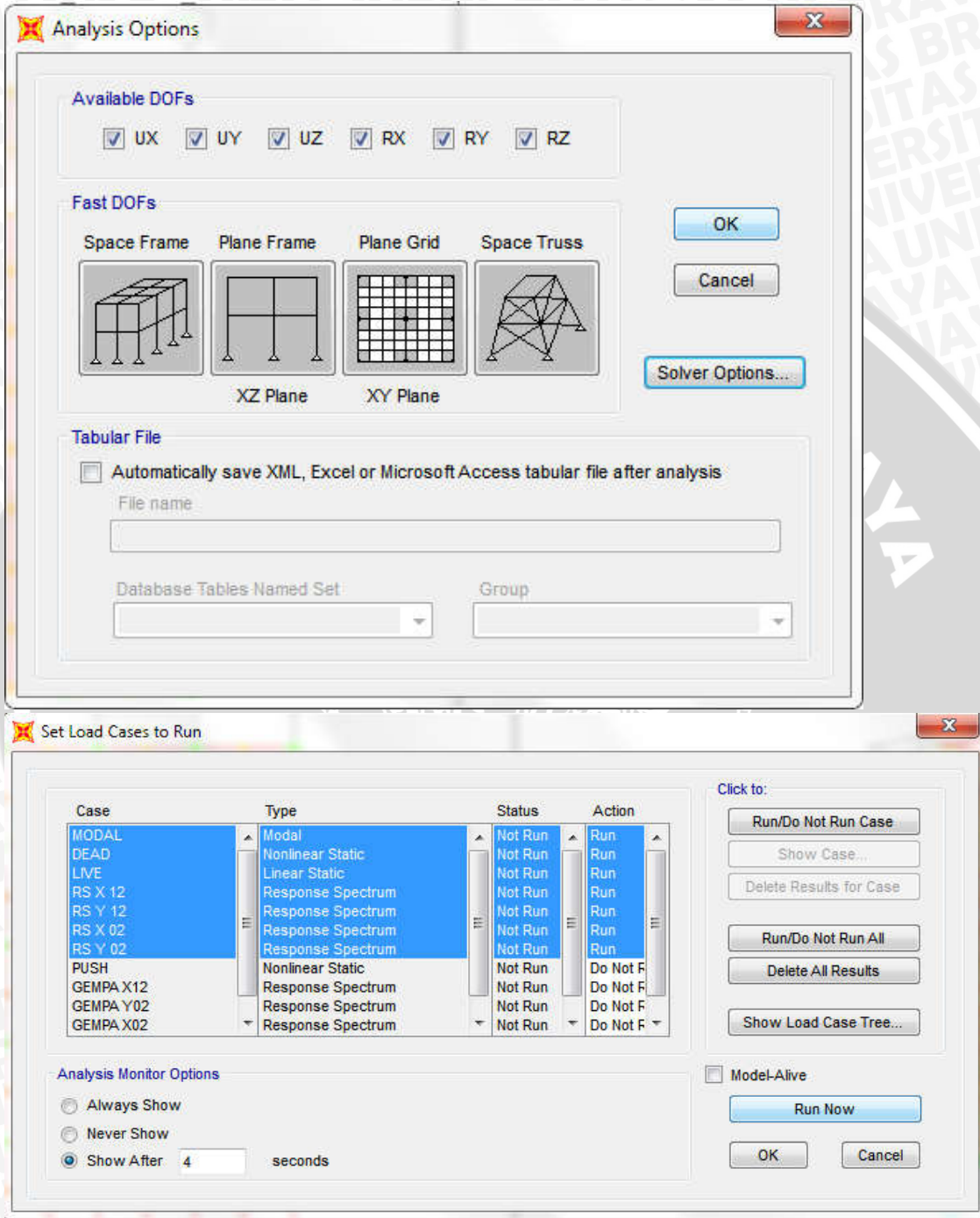
Langkah 8. Memasukkan Joints Restrain pada Joint Tumpuan



Gambar 4. 34 Pendefinisian Tumpuan Pada Dasar Struktur

Tumpuan pada struktur tidak dipasang pada seluruh *joint*, melainkan hanya pada joint yang terhubung dengan kolom utama yang dapat dilihat pada bagian berwarna hijau. Untuk jenis tumpuannya sendiri didefinisikan sebagai tumpuan jepit.

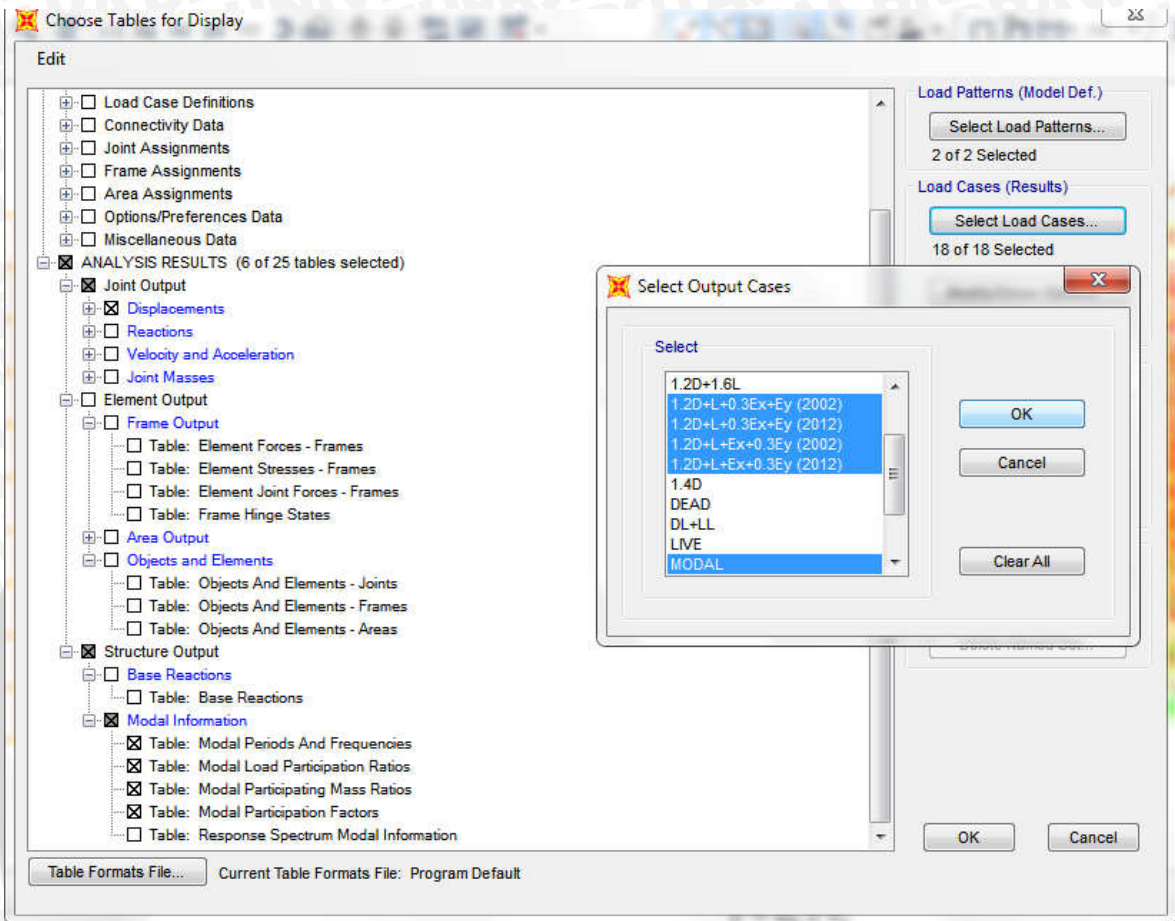
Langkah 9. Analisis Struktur



Gambar 4. 35 Pelaksanaan Analisis Struktur

Analisis struktur dilaksanakan dengan memperhitungkan ke tiga sumbu orthogonal struktur.

Langkah 10. Pembacaan Hasil Beban Gempa



Gambar 4. 36 List Output Yang Akan Ditampilkan

Beberapa output yang akan ditampilkan tidak semua kombinasi, hanya kombinasi dengan beban terbesar saja yang akan ditampilkan, untuk mempermudah analisis:

1. Displacement tiap joint pada struktur
2. Gaya geser dasar
3. Periode alami dan partisipasi massa

Joint Displacements

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
421	1.2D+L+Ex+...	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+Ex+...	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+0.3...	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+0.3...	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+Ex+...	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+Ex+...	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+0.3...	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
421	1.2D+L+0.3...	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
422	1.2D+L+Ex+...	Combination	Max	0.002859	0.003147	0.00036	0.00145	0.001301	8.5E-05
422	1.2D+L+Ex+...	Combination	Min	-0.002859	-0.003147	-0.00036	-0.00145	-0.001301	-8.5E-05
422	1.2D+L+0.3...	Combination	Max	0.002859	0.003147	0.00036	0.00145	0.001301	8.5E-05
422	1.2D+L+0.3...	Combination	Min	-0.002859	-0.003147	-0.00036	-0.00145	-0.001301	-8.5E-05
422	1.2D+L+Ex+...	Combination	Max	0.001698	0.001908	0.000359	0.000879	0.000772	5.1E-05
422	1.2D+L+Ex+...	Combination	Min	-0.001698	-0.001908	-0.000359	-0.000879	-0.000772	-5.1E-05
422	1.2D+L+0.3...	Combination	Max	0.001698	0.001908	0.000359	0.000879	0.000772	5.1E-05

Record 1 of 120

Add Tables... Done

Gambar 4.387 Tabel Joint Displacement Joint Yang Ditinjau

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	9	0.515905	3.638E-06	0.011	9.577E-08	0.871	0.87	4.662E-06	0.001
MODAL	Mode	10	0.390542	1.083E-08	0.006127	1.146E-07	0.871	0.876	4.776E-06	0
MODAL	Mode	11	0.35665	0.009478	5.686E-08	2.32E-07	0.881	0.876	5.008E-06	1.151
MODAL	Mode	12	0.337859	4.587E-07	0.0033	5.081E-08	0.881	0.879	5.059E-06	0.001
MODAL	Mode	13	0.280436	1.602E-06	0.006214	2.01E-07	0.881	0.886	5.26E-06	0.01
MODAL	Mode	14	0.260447	0.008673	1.725E-06	9.508E-06	0.89	0.886	1.477E-05	2.418
MODAL	Mode	15	0.247733	7.274E-07	0.001958	5.333E-07	0.89	0.888	1.53E-05	0.001
MODAL	Mode	16	0.223007	2.984E-06	0.007814	8.618E-07	0.89	0.895	1.616E-05	0
MODAL	Mode	17	0.204841	0.009373	1.182E-05	8.72E-06	0.899	0.895	2.488E-05	2.346
MODAL	Mode	18	0.197247	1.449E-05	0.002295	2.079E-07	0.899	0.898	2.509E-05	0.001
MODAL	Mode	19	0.180667	6.516E-07	0.005015	1.25E-06	0.899	0.903	2.634E-05	0.001
MODAL	Mode	20	0.170911	4.119E-09	2.579E-09	0.684	0.899	0.903	0.684	1.421
MODAL	Mode	21	0.165802	0.006016	3.676E-06	4.181E-05	0.905	0.903	0.684	6.321
MODAL	Mode	22	0.157783	5.034E-06	0.001732	1.456E-05	0.905	0.904	0.684	0.001

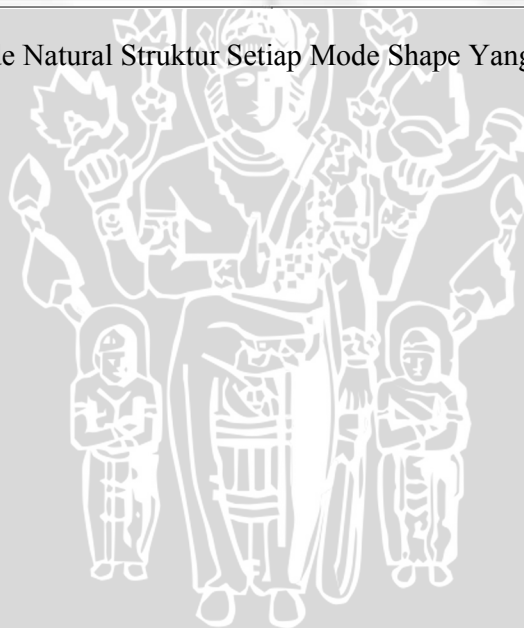
Record 21 of 22

Add Tables... Done

Gambar 4. 378 Partisipasi Massa Yang Diperhitungkan Harus Melebihi 90%

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	2.631199	0.38005492...	2.38795552...	5.70233159...
MODAL	Mode	2	2.499821	0.40002868...	2.51345432...	6.31745264...
MODAL	Mode	3	2.338955	0.42754130...	2.68632126...	7.21632192...
MODAL	Mode	4	0.983536	1.01673917...	6.38836062...	40.8111514...
MODAL	Mode	5	0.903299	1.10705341...	6.95582172...	48.3834558...
MODAL	Mode	6	0.873894	1.14430345...	7.18987067...	51.6942403...
MODAL	Mode	7	0.600963	1.66399675...	10.4551999...	109.311205...
MODAL	Mode	8	0.535886	1.86606995...	11.7248633...	137.472420...
MODAL	Mode	9	0.515905	1.93833979...	12.1789481...	148.326777...
MODAL	Mode	10	0.390542	2.56054241...	16.0883624...	258.835407...
MODAL	Mode	11	0.35665	2.80386591...	17.6172090...	310.366056...
MODAL	Mode	12	0.337859	2.95981095...	18.5970407...	345.849923...
MODAL	Mode	13	0.280436	3.56587088...	22.4050275...	501.985259...
MODAL	Mode	14	0.260447	3.83955678...	24.1246468...	581.998583...
MODAL	Mode	15	0.247733	4.03660770...	25.3627542...	643.269302...

Gambar 4. 39 Tabel Periode Natural Struktur Setiap Mode Shape Yang Terjadi



4.3.3 Analisis geser dasar seismik

4.3.3.1 Penentuan penggunaan periode fundamental

Untuk menentukan nilai periode yang diperhitungkan menggunakan program analisis, setiap peraturan memberikan periode pendekatan yang dapat digunakan sebagai alternatif untuk menghitung periode fundamental struktur.

Untuk peraturan SNI 03-1726-2002, menggunakan pendekatan persamaan Rayleigh

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \dots\dots\dots (4-25)$$

Dimana:

W_i = beban tingkat i

d_i = defleksi tingkat i

F_i = gaya seismik tingkat i

g = percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/s²

Tabel 4. 10 *Perhitungan Koefisien-Koefisien Periode Rayleigh*

Lantai	Wi	Z (m)	WiZi	Fi	di (m)	di ²	Widi ²	Fidi
base	1,119,051.60	0	-	-	0	0	-	-
1	1,230,108.96	3.5	4,305,381.36	722,339.16	0.000	0.000	0.25	327.02
2	1,013,036.64	10.5	10,636,884.72	1,784,612.72	0.051	0.003	2,672.70	91,665.70
3	1,053,428.40	15.5	16,328,140.20	2,739,468.13	0.090	0.008	8,458.09	245,470.81
4	947,480.40	20	18,949,608.00	3,179,287.21	0.118	0.014	13,167.25	374,793.56
5	679,234.32	24.5	16,641,240.84	2,791,998.87	0.156	0.024	16,462.28	434,660.69
6	679,234.32	29	19,697,795.28	3,304,814.99	0.198	0.039	26,578.94	653,741.68
7	679,234.32	33.5	22,754,349.72	3,817,631.11	0.238	0.057	38,627.80	910,403.91
8	679,234.32	38	25,810,904.16	4,330,447.23	0.276	0.076	51,675.69	1,194,444.76
9	679,234.32	42.5	28,867,458.60	4,843,263.35	0.309	0.096	64,896.91	1,497,063.71
10	679,234.32	47	31,924,013.04	5,356,079.47	0.338	0.114	77,519.38	1,809,432.33
11	679,234.32	51.5	34,980,567.48	5,868,895.59	0.361	0.131	88,725.68	2,121,149.27
12	512,320.32	56	28,689,937.92	4,813,479.66	0.380	0.144	73,847.26	1,827,492.24
13	469,189.44	60.5	28,385,961.12	4,762,479.68	0.393	0.155	72,630.28	1,873,776.92
Top	267,753.60	65.3	17,484,310.08	2,933,445.56	0.402	0.162	43,301.23	1,179,669.86
	11,367,009.60			51,248,242.72			578,563.73	14,214,092.47

Untuk peraturan SNI 03-1726-2012, menggunakan periode pendekatan

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots (4-26)$$

Dimana:

C_t = parameter periode pendekatan pada tabel 15 SNI 03-1726-2012

h_n = tinggi bangunan

α = parameter periode pendekatan pada tabel 15 SNI 03-1726-2012

Berdasarkan hasil analisis, periode fundamental struktur yang diperoleh sebesar $T = 3,868$ s. Sedangkan untuk pendekatan menggunakan persamaan Rayleigh pada SNI 03-1726-2002, diperoleh nilai $T_1 = 3,980$ s dan untuk pendekatan menggunakan persamaan pada SNI 03-1726-2002 diperoleh nilai $T_a = 2,08$ s.

Berdasarkan pendekatan periode Rayleigh dan periode fundamental yang tidak berbeda jauh, maka periode fundamental berdasarkan hasil analisis dapat diterima, yaitu sebesar $T = 2,868$ s.

4.3.3.2 Analisis gaya geser seismik dengan SNI 03-1726-2002

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots (4-27)$$

$$V_1 = \frac{0,078g \times 1}{5,2} \times 13,033,968.09 \text{ kg}$$

$$V_1 = 1,907,110.07 \text{ kgf}$$

Hasil gaya geser dasar seismik dengan program analisis SAP2000 menunjukkan besar gaya seismik masing-masing sumbu orthogonal adalah:

$$V_{tx} = 647,296.51 \text{ kgf}$$

$$V_{ty} = 586,522.32 \text{ kgf}$$

4.3.3.3 Analisis gaya geser seismik dengan SNI 03-1726-2012

$$V = C_s W_t \dots\dots\dots (4-28)$$

$$C_s = \frac{S_a I_e}{R} \dots\dots\dots (4-29)$$

$$C_s = \frac{S_a I_e}{R} \dots\dots\dots (4-30)$$

Untuk dapat menentukan nilai S_a dari struktur, diperlukan periode fundamental.

Berdasarkan hasil analisis, periode fundamental struktur:

$$T = 3.868 \text{ s}$$

Sehingga diperoleh nilai S_a :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (4-31)$$

$$S_a = \frac{0.3234}{3.868}$$

$$S_a = 0,084 \text{ s}$$

Sehingga diperoleh nilai Cs:

$$C_s = \frac{0,084 \times 1,5}{5}$$

$$C_s = 0.0251 \text{ g}$$

Sehingga diperoleh nilai V:

$$V = 0.0251 \times 9,81 \times 13,033,968.09 \text{ kg}$$

$$V = 2,606,621.47 \text{ kgf}$$

Hasil gaya geser dasar seismik dengan program analisis SAP2000 menunjukkan besar gaya seismik masing-masing sumbu orthogonal adalah:

$$V_{tx} = 618,735.29 \text{ kgf}$$

$$V_{ty} = 561,575.96 \text{ kgf}$$

4.3.3.4 Perbandingan gaya geser dasar

Tabel 4. 11 *Perbandingan Gaya Geser Dasar SNI 03-1726-2002 Dengan SNI 30-1726-2012*

Peraturan	V Statik Ekuivalen	V Respon Spectrum	
	V (kgf)	Vtx (kgf)	Vty (kgf)
SNI 03-1726-2002	1,907,110.07	647,296.51	586,522.32
SNI 03-1726-2012	2,606,621.47	618,735.29	561,575.96

Dari tabel dapat dilihat *base shear* dari SNI 03-1726-2002 lebih besar daripada SNI 03-1726-2012.

4.3.4 Simpangan Antar Lantai Pada Analisis Respon Spektra

4.3.4.1 Simpangan Antar Lantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Dalam SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1, bagian kinerja batas layan struktur gedung, simpangan antar lantai (*story drift*) sebesar $\frac{0,03}{R} \times h_i$, dimana h_i adalah tinggi tingkat bersangkutan dan dibatasi tidak boleh melampaui 30 mm.

Sedangkan untuk struktur dengan analisa kinerja batas ultimate, simpangan antar lantai (*story drift*) harus dihitung menggunakan faktor pengali sebagai berikut:

- Untuk Struktur beraturan:

$$\xi = 0,7 R \dots\dots\dots (4-32)$$

- Untuk struktur tak beraturan:

$$\xi = \frac{0,7 R}{\text{faktor Skala}} \dots\dots\dots (4-33)$$

- Nilai faktor skala:

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8V_1}{V_t} \geq 1 \dots\dots\dots (4-34)$$

*syarat yang diperlukan apabila menggunakan faktor skala jika:

$$\frac{V_1}{V_t} < 80\% \dots\dots\dots (4-35)$$

Dimana:

V_t : respon dinamik struktur yang didapat dari analisis respon spektrum

V_1 : gaya geser dasar nominam sebagai respon ragam pertama terhadap pengaruh gempa rencana

*Cek apakah masing-masing sumbu orthogonal simpangan diperlukan faktor skala:

- Cek terhadap sumbu x:

$$\frac{1,907,110.07}{647,296.51} < 80\%$$

$$34\% < 80\%$$

- Cek terhadap sumbu y:

$$\frac{1,907,110.07}{586,522.32} < 80\%$$

$$31\% < 80\%$$

Sehingga disimpulkan kedua sumbu (x,y) simpangan memerlukan penggunaan faktor skala, masing-masing:

- Faktor skala sumbu x:

$$\frac{0,8 \times 1,907,110.07}{647,296.51} \geq 1$$

$$2,357 \geq 1$$

- Faktor Skala sumbu y:

$$\frac{0,8 \times 1,907,110.07}{586,522.32} \geq 1$$

$$2,601 \geq 1$$

Sehingga diperoleh nilai koefisien perbesaran simpangan untuk masing-masing sumbu:

- Terhadap sumbu x:

$$\xi = \frac{0,7 \times 5,2}{2,357}$$

$$\xi = 1,544$$

- Terhadap sumbu y:

$$\xi = \frac{0,7 \times 5,2}{2,601}$$

$$\xi = 1,399$$

Berdasarkan hasil program analisis struktur, diperoleh besar simpangan antar lantai (Δ) sebagai berikut:



Tabel 4. 12 *Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu x*

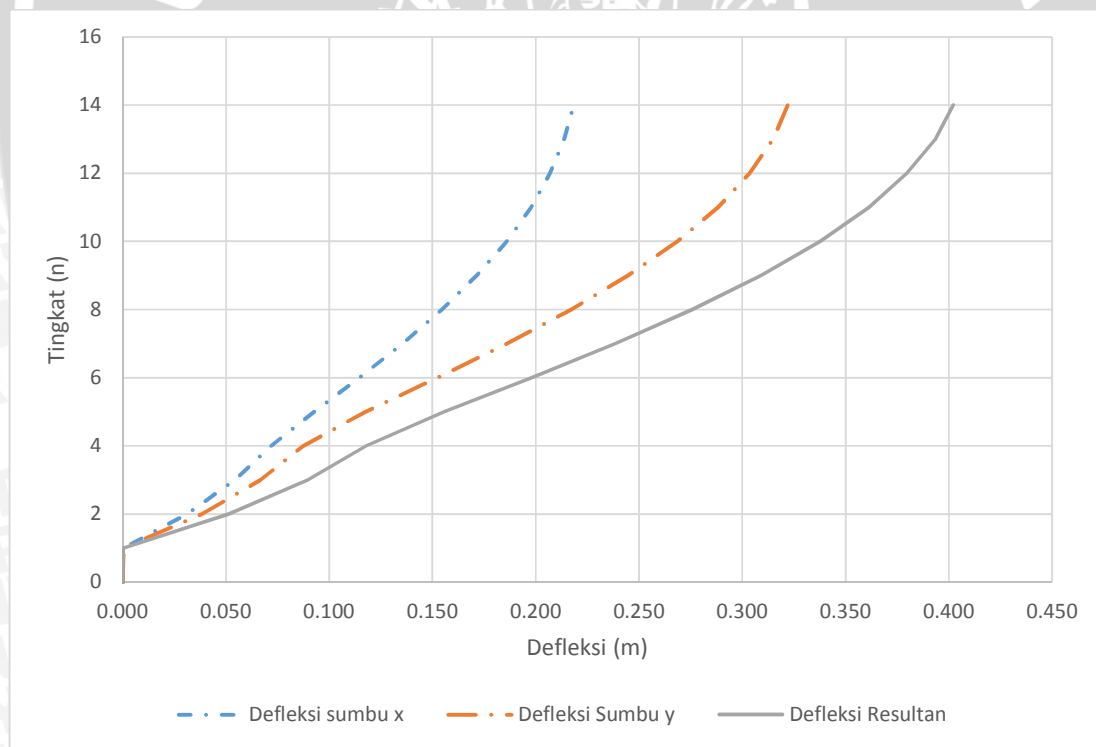
No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.000	0.000	0.070	OK
3	423	2	5	0.031	0.031	0.140	OK
4	424	3	4.5	0.054	0.023	0.100	OK
5	425	4	4.5	0.072	0.017	0.090	OK
6	426	5	4.5	0.093	0.021	0.090	OK
7	427	6	4.5	0.114	0.022	0.090	OK
8	428	7	4.5	0.135	0.021	0.090	OK
9	429	8	4.5	0.154	0.019	0.090	OK
10	430	9	4.5	0.171	0.017	0.090	OK
11	431	10	4.5	0.186	0.015	0.090	OK
12	432	11	4.5	0.198	0.012	0.090	OK
13	433	12	4.5	0.207	0.009	0.090	OK
14	434	13	4.8	0.214	0.007	0.090	OK
15	435	top	0	0.218	0.005	0.096	OK

Tabel 4. 13 *Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu y*

No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.000	0.000	0.070	OK
3	423	2	5	0.038	0.038	0.140	OK
4	424	3	4.5	0.067	0.028	0.100	OK
5	425	4	4.5	0.087	0.021	0.090	OK
6	426	5	4.5	0.117	0.030	0.090	OK
7	427	6	4.5	0.152	0.035	0.090	OK
8	428	7	4.5	0.186	0.034	0.090	OK
9	429	8	4.5	0.217	0.031	0.090	OK
10	430	9	4.5	0.245	0.028	0.090	OK
11	431	10	4.5	0.268	0.024	0.090	OK
12	432	11	4.5	0.288	0.020	0.090	OK
13	433	12	4.5	0.303	0.015	0.090	OK
14	434	13	4.8	0.315	0.012	0.090	OK
15	435	top	0	0.322	0.007	0.096	OK

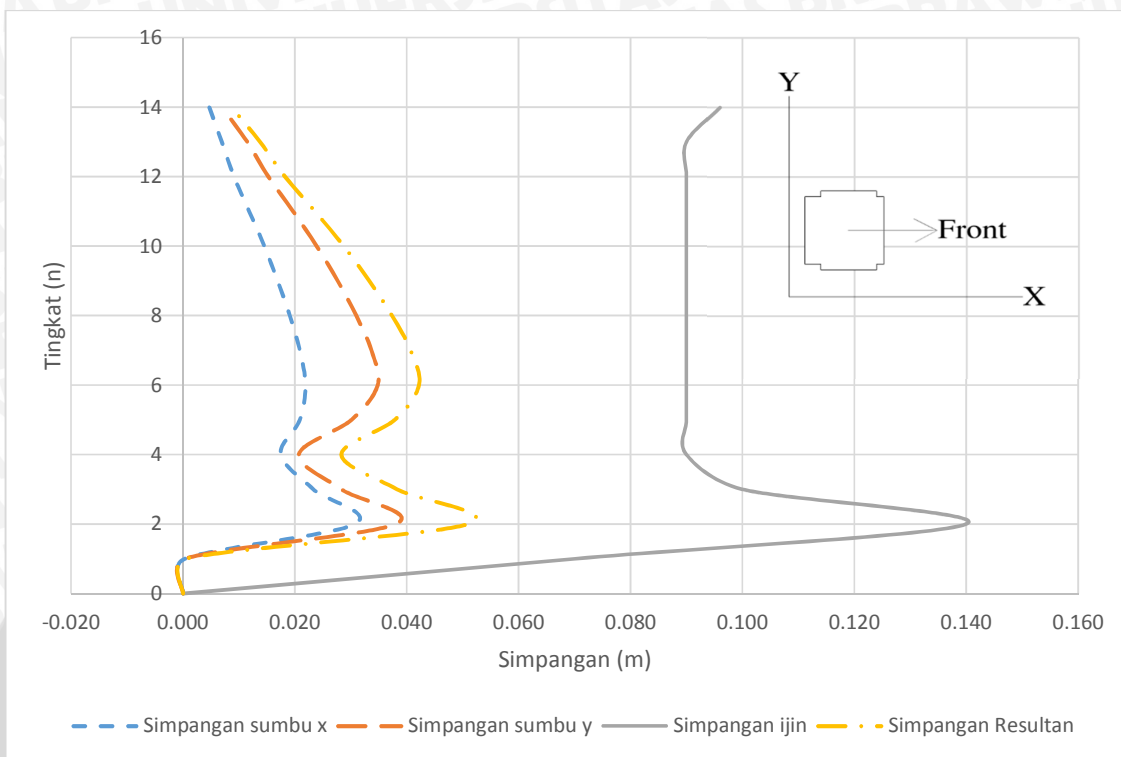
Tabel 4. 14 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Resultan Gaya

No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi R (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.000	0.000	0.070	OK
3	423	2	5	0.051	0.051	0.140	OK
4	424	3	4.5	0.090	0.038	0.100	OK
5	425	4	4.5	0.118	0.028	0.090	OK
6	426	5	4.5	0.156	0.038	0.090	OK
7	427	6	4.5	0.198	0.042	0.090	OK
8	428	7	4.5	0.238	0.041	0.090	OK
9	429	8	4.5	0.276	0.037	0.090	OK
10	430	9	4.5	0.309	0.033	0.090	OK
11	431	10	4.5	0.338	0.029	0.090	OK
12	432	11	4.5	0.361	0.024	0.090	OK
13	433	12	4.5	0.380	0.018	0.090	OK
14	434	13	4.8	0.393	0.014	0.090	OK
15	435	top	0	0.402	0.009	0.096	OK



Gambar 4. 40 Grafik defleksi Struktur berdasarkan SNI 03-1726-2002

Dari grafik defleksi diatas, menjelaskan, besar total defleksi pada puncak struktur atau *rooftop*, sebesar 0,322 m atau 32,2 cm pada sumbu y, 0,218 m atau 21,8 cm pada sumbu x, dan 0,402 m atau 40,2 cm untuk resultan gaya terhadap kedua sumbu.



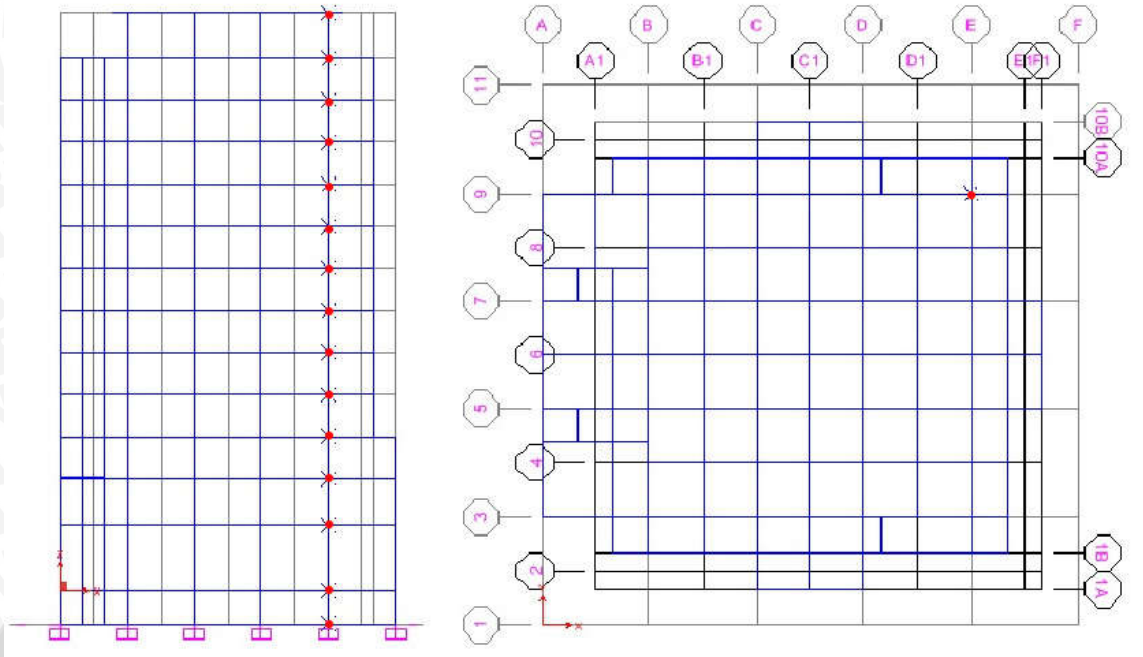
Gambar 4. 41 Grafik simpangan antar lantai SNI 03-1726-2002

Untuk grafik simpangan diatas, dapat diketahui simpangan terbesar terjadi pada lantai 2 ke lantai 3, yaitu pada elevasi +15,5 m. simpangan yang terjadi untuk kedua sumbu masih berada dibawah simpangan ijin, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur masih berada didalam batas aman.

4.3.4.2 Simpangan Antar Lantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Dalam SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.6, penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal Tipe 1a atau 1b pada Tabel 2. 5 & 6 SNI-03-1726-2012, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan dibawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, disepanjang salah satu bagian tepi struktur. Ditentukan titik-titik yang ditinjau adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 42 Titik-Titik Joint Yand Diperhitungkan dan Denahnya

Defleksi pusat massa ditingkat x (δ_i) ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_x}{I_e} \dots \dots \dots (4-36)$$

Dimana:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_x = defleksi lokasi yang ditinjau

I_e = faktor keutamaan

Simpangan antar lantai (Δ_x) ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$\Delta_x = (\delta_i - \delta_{i-1}) \dots \dots \dots (4-37)$$

Dimana:

δ_i = defleksi lantai yang ditinjau

δ_{i-1} = defleksi lantai dibawahnya

Jika respon terkombinasi untuk geser dasar ragam (V_t) kurang dari 85% $C_s W$, dimana C_s adalah koefisien seismik, maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan:

$$0,85 \frac{C_s W}{V_t} \dots \dots \dots (4-38)$$

Berdasarkan hasil analisis program, diperoleh nilai V_t untuk masing-masing sumbu orthogonal:

- Terhadap sumbu x:

$$V_t = 618,735.29 \text{ kgf}$$

- Terhadap sumbu y:

$$V_t = 561,575.96 \text{ kgf}$$

Cek keperluan skala simpangan arah sumbu x:

- Terhadap sumbu x:

$$\frac{c_s W}{V_t} > 85\% \dots\dots\dots (4-39)$$

$$\frac{0.0084 \text{ g} \times 13,033,968.09 \text{ kg}}{618,735.29 \text{ kgf}} > 85\%$$

$$24\% < 85\%$$

Diperlukan Faktor skala untuk simpangan terhadap sumbu x:

$$FS = 0,85 \frac{c_s W}{V_t} \dots\dots\dots (4-38)$$

$$FS = 0,85 \frac{2,606,621.47 \text{ kgf}}{618,735.29 \text{ kgf}}$$

$$FS = 3,581$$

Cek keperluan skala simpangan arah sumbu y:

$$\frac{561,575.96 \text{ kgf}}{2,606,621.47 \text{ kgf}} > 85\%$$

$$22\% < 85\%$$

Diperlukan Faktor skala untuk simpangan terhadap sumbu y:

$$FS = 0,85 \frac{2,606,621.47 \text{ kgf}}{561,575.96 \text{ kgf}}$$

$$FS = 3,945$$

Berdasarkan hasil program analisis struktur, diperoleh besar simpangan antar lantai (Δ) sebagai berikut:

Tabel 4. 15 *Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu x SNI 03-1726-2012*

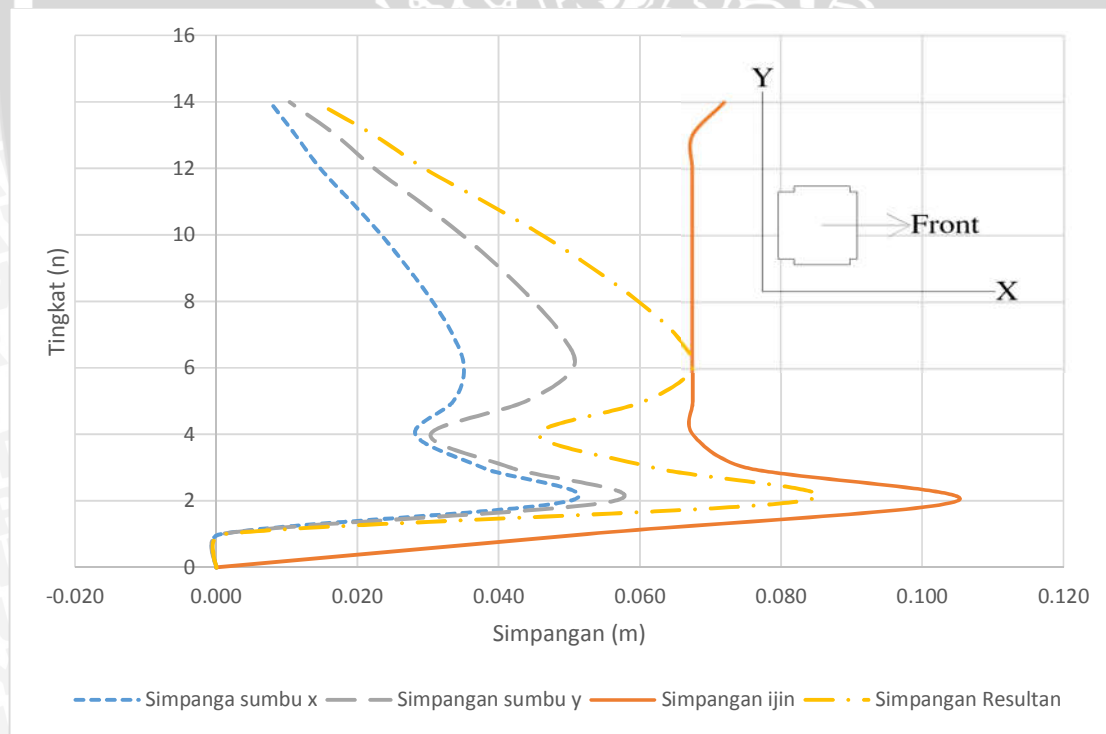
No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.000	0.000	0.053	OK
3	423	2	5	0.050	0.050	0.105	OK
4	424	3	4.5	0.088	0.038	0.075	OK
5	425	4	4.5	0.116	0.028	0.068	OK
6	426	5	4.5	0.150	0.034	0.068	OK
7	427	6	4.5	0.185	0.035	0.068	OK
8	428	7	4.5	0.218	0.033	0.068	OK
9	429	8	4.5	0.249	0.031	0.068	OK
10	430	9	4.5	0.276	0.027	0.068	OK
11	431	10	4.5	0.300	0.023	0.068	OK
12	432	11	4.5	0.319	0.019	0.068	OK
13	433	12	4.5	0.333	0.015	0.068	OK
14	434	13	4.8	0.345	0.011	0.068	OK
15	435	top	0	0.352	0.008	0.072	OK

Tabel 4. 16 *Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Sumbu y SNI 03-1726-2012*

No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.000	0.000	0.053	OK
3	423	2	5	0.057	0.056	0.105	OK
4	424	3	4.5	0.098	0.042	0.075	OK
5	425	4	4.5	0.129	0.030	0.068	OK
6	426	5	4.5	0.173	0.044	0.068	OK
7	427	6	4.5	0.223	0.051	0.068	OK
8	428	7	4.5	0.272	0.049	0.068	OK
9	429	8	4.5	0.317	0.045	0.068	OK
10	430	9	4.5	0.357	0.040	0.068	OK
11	431	10	4.5	0.392	0.035	0.068	OK
12	432	11	4.5	0.421	0.029	0.068	OK
13	433	12	4.5	0.443	0.022	0.068	OK
14	434	13	4.8	0.460	0.017	0.068	OK
15	435	top	0	0.471	0.010	0.072	OK

Tabel 4. 17 Simpangan dan Defleksi Antar Lantai Terhadap Resultan Gaya SNI 03-1726-2012

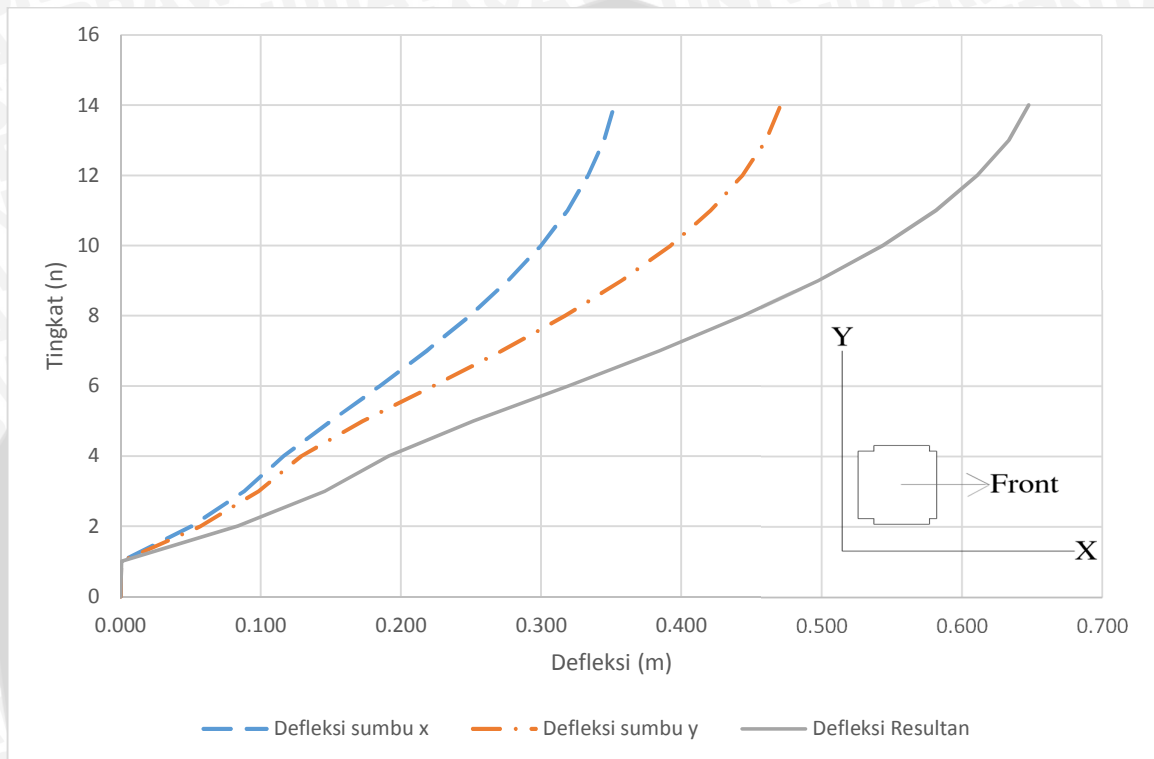
No	Joint	Lantai	Tinggi (m)	defleksi R (m)	simpangan (m)	simp. Izin (m)	cek
1	421	base	3.5	0.000	0.000	0.000	OK
2	422	1	7	0.001	0.001	0.053	OK
3	423	2	5	0.084	0.083	0.105	OK
4	424	3	4.5	0.146	0.062	0.075	OK
5	425	4	4.5	0.191	0.046	0.068	OK
6	426	5	4.5	0.252	0.061	0.068	OK
7	427	6	4.5	0.319	0.067	0.068	OK
8	428	7	4.5	0.384	0.065	0.068	OK
9	429	8	4.5	0.444	0.060	0.068	OK
10	430	9	4.5	0.497	0.053	0.068	OK
11	431	10	4.5	0.544	0.046	0.068	OK
12	432	11	4.5	0.582	0.038	0.068	OK
13	433	12	4.5	0.611	0.030	0.068	OK
14	434	13	4.8	0.633	0.022	0.068	OK
15	435	top	0	0.648	0.014	0.072	OK



Gambar 4. 43 Grafik Simpangan Antar Lantai SNI 03-1726-2012

Untuk simpangan antar lantai pada SNI 03-1726-2012, dapat dilihat memiliki nilai yang lebih besar daripada SNI 03-1726-2002. Simpangan yang terjadi pada sumbu y adalah

0,056 m atau 5,6 cm, 0,050 m atau 5,0 cm pada sumbu x, dan 0,083 atau 8,3 cm untuk arah resultan gaya. Kedua sumbu simpangan masih berada batas simpangan ijin dari peraturan yang digunakan. Sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur masih berada didalam batas aman.



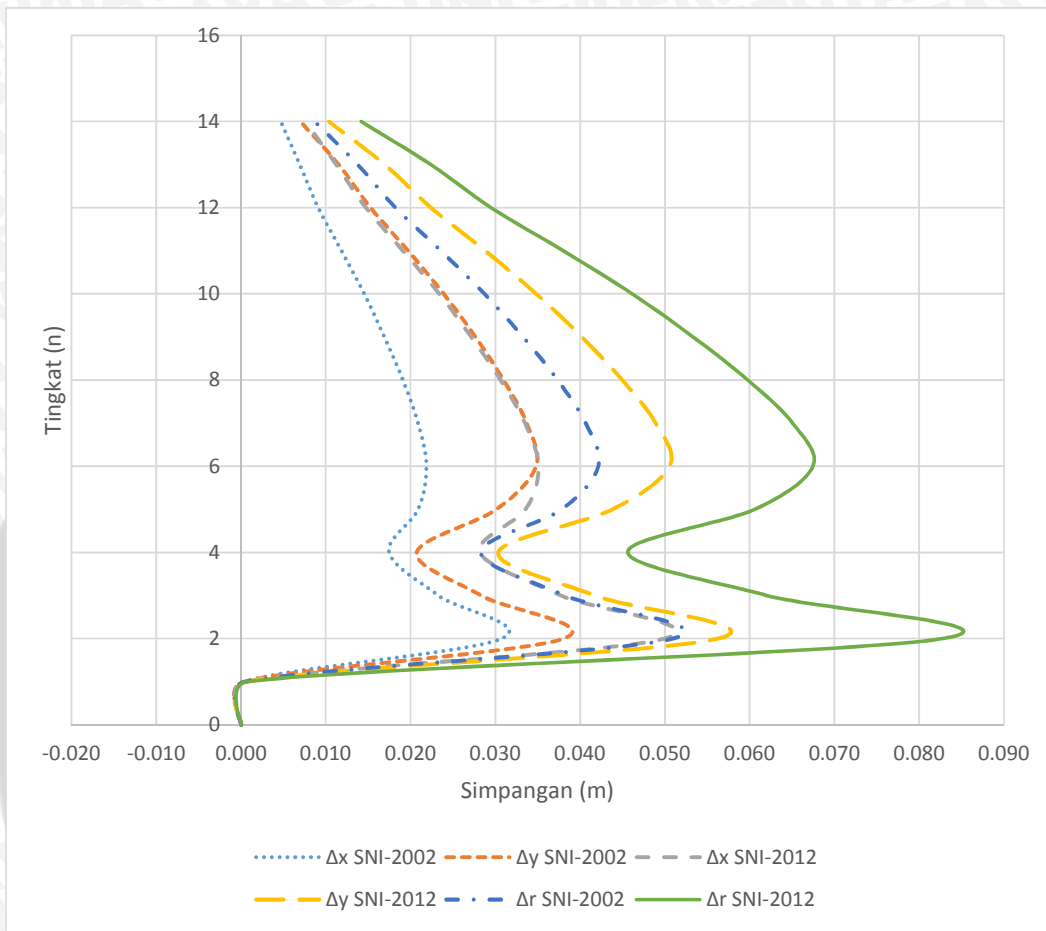
Gambar 4. 44 Grafik Defleksi Struktur Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Defleksi struktur yang terjadi pada rooftop atau puncak gedung sebesar 0,471 m atau 47,1 cm untuk sumbu y, 0,352 m atau 35,2 cm untuk sumbu x, dan 0,648 m atau 64,8 cm untuk resultan kedua sumbu.

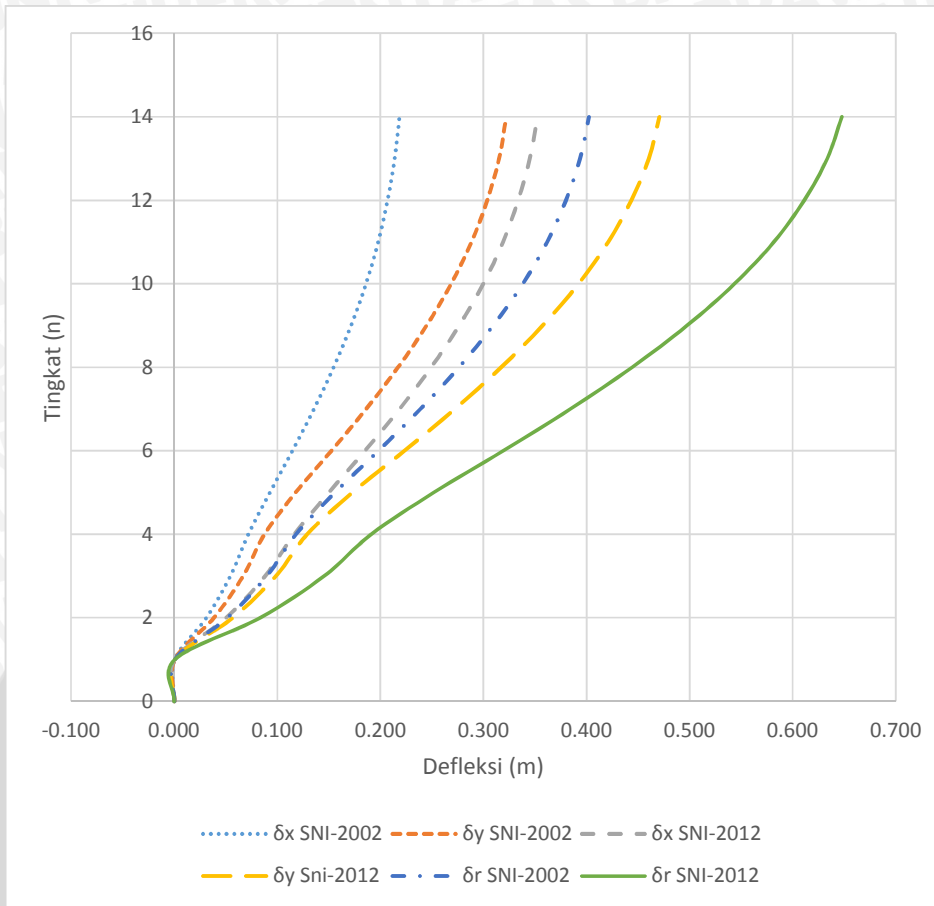
4.3.4.3 Pembahasan dan Perbandingan Simpangan Antar Lantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 dengan SNI 03-1726-2002

Berdasarkan hasil analisa dapat disimpulkan bahwa nilai simpangan antar lantai dalam SNI 03-1726-2012 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002, sehingga peraturan SNI 03-1726-2012 bisa dibilang lebih konservatif untuk perencanaan struktur gedung tahan gempa SRPM.

Berikut disajikan grafik perbandingan simpangan dan defleksi antara kedua peraturan tersebut terhadap struktur:



Gambar 4. 45 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012



Gambar 4. 46 Grafik Perbandingan Defleksi Antar Lantai SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Dari hasil perhitungan menggunakan program analisis SAP 2000v17 untuk membantu perhitungan, dapat disimpulkan bahwa struktur masih berada dibawah batas aman untuk masing-masing peraturan yang digunakan. Namun, untuk segi kelayakan, peraturan SNI 03-1726-2012 memberikan dampak yang lebih besar daripada peraturan sebelumnya, hal ini sesuai dengan asumsi awal bahwa perkembangan peraturan dalam perencanaan bangunan tahan gempa, memberikan dampak terhadap perencanaan guna menjaga keselamatan dan kenyamanan pengguna gedung. Perkembangan teknologi memungkinkan perencana untuk merencanakan bangunan yang efektif dan efisien, namun tetap dibawah batas aman. Dalam pembahasa ini, pada SNI 03-1625-2002 yang dikembangkan menjadi SNI 03-1726-2012, nilai keamanan bangunan semakin ditingkatkan ditinjau dari simpangan akibat beban respon spektrum yang dihasilkan menggunakan peraturan yang digunakan.

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis menggunakan program SAP 2000v17, diperoleh nilai lendutan pada puncak lantai terbesar yaitu pada arah resultan dengan Respon Spektrum menggunakan peraturan SNI 03-1726-2012 sebesar 0,648 m atau 64,8 cm, sedangkan untuk arah gaya yang sama dengan Respon spektrum menggunakan SNI 03-1726-2002 sebesar 0,402 m atau 40,2 cm. Hal ini membuktikan:

1. peraturan SNI 03-1726-2012 lebih *feasible* digunakan untuk bangunan tahan gempa karena simpangan yang dihasilkan akibat respon spektrum lebih besar, sehingga perlu perencanaan lebih dalam mengatasi beban tersebut.
2. peraturan SNI 03-1726-2012 lebih *conservative* digunakan untuk bangunan tahan gempa karena simpangan ijin yang dibatasi dalam peraturan sebesar 1,5%H dimana lebih kecil dari peraturan sebelumnya yaitu 2%H.

Dari segi kapasitas, gedung memenuhi kedua peraturan dalam hal simpangan ijin dengan simpangan antar lantai yang paling mendekati batas ijin berada pada lantai 6, dengan simpangan antar lantai sebesar 0,067 m atau 6,7 cm pada arah gaya resultan yang masih dibawah simpangan antar lantai ijin sebesar 0,068 m atau 6,8 cm untuk peraturan SNI 03-1726-2012. Sedangkan untuk SNI 03-1726-2002 simpangan terbesar terjadi pada lantai 2 yaitu 0,051 m atau 5,1 cm yang juga masih dibawah simpangan antar lantai ijin sebesar 0,140 m atau 14 cm untuk SNI 03-1726-2002.

5.2 Saran

Dalam proses analisis, yang harus diperhatikan adalah asumsi-asumsi yang digunakan untuk menyesuaikan dengan model struktur dengan struktur aktual, karena pada kenyataannya ada beberapa aspek yang perlu dicermati seperti kondisi sambungan dan kekakuan struktur tersebut. Dengan pemodelan struktur pada program analisis yang terbatas, diperlukan koefisien-koefisien yang harus dipastikan sesuai dengan kondisi aktual.

Beberapa cara yang digunakan untuk memastikan apakah pemodelan struktur dalam sesuai dengan struktur aktual adalah menggunakan gambar final dari tim pelaksanaan. Agar dapat dipastikan model yang dibuat mendekati struktur eksisting yang telah dibangun.

Selain itu, diperlukan perangkat yang mendukung untuk menjalankan program analisis, untuk mempercepat dan mempermudah proses analisis struktur.



DAFTAR PUSTAKA

- ASCE Standard ASCE/SEI. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10). American Society of Civil Engineers. Virginia.
- FEMA 450-2. 2003. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Building Seismic Safety Council. Washington, D.C.
- FEMA 451B. 2007. NEHRP Recommended Provisions for New Buildings & Other Structures – Training & Instructional Materials. Washington.
- Garcia, L. E dan Sozen, M. A. 2004. Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering Edited by Yousef Bozorgnia and Vitelmo V.Bertero. CRC Press. New York.
- Ghosh, S.K and Fanella, D.A. 2003. Seismic & Wind Design of Concrete Buildings. International Code Council, Inc. Illinois.
- Imran, I dan Boediono, B. (2010). Mengapa Gedung-gedung Kita Runtuh Saat Gempa?. Shortcourse HAKI 2010. Jakarta.
- Jacobs, W. P. 2008. Building Periods: Moving Forward (and Backward). Structure Magazine, June 2008.
- Kementrian Pekerjaan Umum. 2010. Peta Hazard Gempa Indonesia 2010. Jakarta.
- Kementrian Pekerjaan Umum. SNI 03-1726-2012. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung.
- Taranath, B. S. 2010. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. CRC Press. New York.
- Uang, C-M. 1991. "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no. 1, pp. 19-28, ASCE.
- Widodo. 2001. Respon Dinamik Struktur Elastik. Jurusan Teknik Sipil FTSP, Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



LAMPIRAN



1. Denah Balok Lantai Base



2. Denah Balok Lantai 1



3. Denah Balok Lantai 2



4. Denah Balok Lantai 3



5. Denah Balok Lantai 4



6. Denah Balok Lantai 5-11



7. Denah Balok Lantai 12



8. Denah Balok Lantai 13



9. Denah Balok Lantai 13 Ringbalok



10. Denah Kolom Lantai Base



11. Denah Kolom Lantai 1



12. Denah Kolom Lantai 2



13. Denah Kolom Lantai 3



14. Denah Kolom Lantai 4



15. Denah Kolom Lantai 5-11



16. Denah Kolom Lantai 12



17. Denah Kolom Lantai 13



18. Detail Balok A1-A2



19. Detail Balok A3



20. Detail Balok B1-B2-B6-B7



21. Detail Balok B1-B2-B6



22. Detail Balok B5-B7 Balok Talang



23. Detail Kolom K1



24. Detail Kolom K2



25. Detail Kolom K3



26. Detail Kolom K4



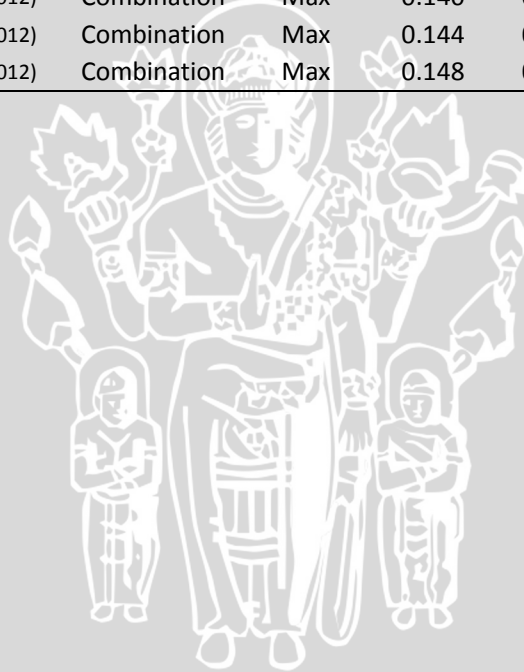
27. Detail Kolom K5-K6



28. Joint Displacement Table

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
421	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.000	0.000	0.000
422	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.000	0.000	0.001
423	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.013	0.015	0.002
424	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.023	0.026	0.003
425	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.030	0.034	0.003
426	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.039	0.045	0.004
427	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.049	0.059	0.005
428	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.057	0.071	0.006
429	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.066	0.083	0.007
430	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.073	0.094	0.007
431	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.079	0.103	0.008
432	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.084	0.111	0.008
433	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.088	0.117	0.009
434	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.091	0.121	0.009
435	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2002)	Combination	Max	0.093	0.124	0.009
421	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.000	0.000	0.000
422	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.000	0.000	0.001
423	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.021	0.024	0.002
424	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.037	0.041	0.003
425	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.049	0.054	0.003
426	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.063	0.072	0.004
427	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.077	0.093	0.005
428	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.091	0.114	0.006
429	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.104	0.133	0.007
430	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.116	0.150	0.007
431	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.125	0.164	0.008
432	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.133	0.176	0.008
433	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.140	0.186	0.009
434	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.144	0.193	0.009
435	1.2D+L+0.3Ex+Ey (2012)	Combination	Max	0.148	0.197	0.009
421	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.000	0.000	0.000
422	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.000	0.000	0.001
423	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.013	0.015	0.002
424	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.023	0.026	0.003
425	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.030	0.034	0.003
426	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.039	0.045	0.004
427	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.049	0.059	0.005
428	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.057	0.071	0.006
429	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.066	0.083	0.007
430	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.073	0.094	0.007
431	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.079	0.103	0.008

432	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.084	0.111	0.008
433	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.088	0.117	0.009
434	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.091	0.121	0.009
435	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2002)	Combination	Max	0.093	0.124	0.009
421	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.000	0.000	0.000
422	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.000	0.000	0.001
423	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.021	0.024	0.002
424	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.037	0.041	0.003
425	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.049	0.054	0.003
426	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.063	0.072	0.004
427	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.077	0.093	0.005
428	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.091	0.114	0.006
429	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.104	0.133	0.007
430	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.116	0.150	0.007
431	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.125	0.164	0.008
432	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.133	0.176	0.008
433	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.140	0.186	0.009
434	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.144	0.193	0.009
435	1.2D+L+Ex+0.3Ey (2012)	Combination	Max	0.148	0.197	0.009



29. Modal Participation Mass Ratio

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.868	0.001	0.585	0.000	0.001	0.585
MODAL	Mode	2	3.647	0.674	0.001	0.000	0.674	0.587
MODAL	Mode	3	3.337	0.002	0.081	0.000	0.676	0.667
MODAL	Mode	4	1.403	0.000	0.098	0.000	0.676	0.765
MODAL	Mode	5	1.296	0.119	0.000	0.000	0.795	0.765
MODAL	Mode	6	1.220	0.000	0.025	0.000	0.795	0.790
MODAL	Mode	7	0.885	0.000	0.024	0.000	0.795	0.814
MODAL	Mode	8	0.790	0.031	0.000	0.000	0.826	0.814
MODAL	Mode	9	0.744	0.000	0.010	0.000	0.826	0.824
MODAL	Mode	10	0.588	0.000	0.007	0.000	0.826	0.831
MODAL	Mode	11	0.534	0.009	0.000	0.000	0.836	0.831
MODAL	Mode	12	0.493	0.000	0.003	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	13	0.418	0.000	0.005	0.000	0.836	0.838
MODAL	Mode	14	0.387	0.006	0.000	0.000	0.842	0.838
MODAL	Mode	15	0.358	0.000	0.001	0.000	0.842	0.839
MODAL	Mode	16	0.323	0.000	0.005	0.000	0.842	0.845
MODAL	Mode	17	0.299	0.006	0.000	0.000	0.847	0.845
MODAL	Mode	18	0.284	0.000	0.001	0.000	0.847	0.845
MODAL	Mode	19	0.264	0.000	0.004	0.000	0.847	0.849
MODAL	Mode	20	0.258	0.000	0.000	0.653	0.847	0.849
MODAL	Mode	21	0.243	0.004	0.000	0.000	0.851	0.849
MODAL	Mode	22	0.229	0.000	0.001	0.000	0.851	0.850



30. Modal Periods And Frequency

TABLE: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.86801 2	0.2585307 7	1.62439 7	2.638664715
MODAL	Mode	2	3.64682 2	0.2742113 3	1.72292 1	2.968455351
MODAL	Mode	3	3.33687 3	0.2996817 5	1.88295 6	3.545523146
MODAL	Mode	4	1.40314 3	0.7126857 9	4.47793 7	20.05191855
MODAL	Mode	5	1.29615 8	0.7715111 1	4.84754 7	23.4987144
MODAL	Mode	6	1.22024 2	0.8195093 6	5.14912 9	26.51353144
MODAL	Mode	7	0.88541 8	1.1294204 8	7.09635 8	50.35829935
MODAL	Mode	8	0.78977 3	1.2661868 7	7.95568 7	63.29295113
MODAL	Mode	9	0.74425 9	1.3436348 8	8.44230 6	71.27253781
MODAL	Mode	10	0.58767 9	1.7016086 8	10.6915 2	114.3086561
MODAL	Mode	11	0.53386 4	1.873137 6	11.7692 5	138.5156423
MODAL	Mode	12	0.49311 2	2.0279439 4	12.7419 6	162.3572305
MODAL	Mode	13	0.41841 3	2.3899909 8	15.0167 5	225.5029591
MODAL	Mode	14	0.38653 3	2.5871032 8	16.2552 5	264.2331295
MODAL	Mode	15	0.35790 4	2.7940442 5	17.5555	308.1955034
MODAL	Mode	16	0.32317 3	3.0943138 2	19.4421 5	377.9970851
MODAL	Mode	17	0.29867 5	3.3481252 6	21.0368 9	442.5508005
MODAL	Mode	18	0.28357 6	3.5263940 7	22.1569 9	490.9320904
MODAL	Mode	19	0.26439 3	3.7822537 1	23.7646	564.7562563
MODAL	Mode	20	0.25817 3	3.8733650 1	24.3370 7	592.2929813
MODAL	Mode	21	0.24305 2	4.1143460 2	25.8512	668.2844611
MODAL	Mode	22	0.22939 3	4.3593313 4	27.3904 9	750.2387588

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



31. Tabel Parameter Perencanaan Grafik SNI 03-1726-2002

No.	Notasi		Keterangan	Nilai	Satuan	Sumber
1	I	faktor keutamaan gedung	Untuk berbagai kategori gedung dengan probabilitas terjadinya keruntuhan selama umur gedung tersebut terhadap gempa rencana, maka perlu dikalikan dengan faktor keutamaan.	1.0	n/a	Tabel 1 (SNI 1726-2002, Pasal 4.1.2)
2	μ	nilai faktor daktilitas struktur gedung	rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y .	3.5	n/a	Tabel 2 (SNI 1726-2002, Pasal 4.3.3)
3	R	faktor reduksi gempa	Nilai R merupakan perbandingan gaya geser yang terjadi dengan gaya geser bangunan.	5.6	n/a	Tabel 2 (SNI 1726-2002, Pasal 4.3.3)
4	μ_m	nilai faktor daktilitas struktur gedung maksimum	Nilai faktor daktilitas yang dipilih berdasarkan Tabel 2, tidak boleh melebihi nilai faktor daktilitas maksimum kriteria struktur no. 2 (sistem rangka struktur: beton bertulang).	3.6	n/a	Tabel 3 (SNI 1726-2002, Pasal 4.3.6)
5	R_m	faktor reduksi gempa	Nilai faktor reduksi gempa tidak boleh melebihi nilai faktor reduksi gempa maksimum berdasarkan kriteria struktur no. 2 (sistem rangka struktur: beton bertulang).	5.6	n/a	Tabel 3 (SNI 1726-2002, Pasal 4.3.6)
6	f_1	faktor kuat lebih bahan	faktor kuat lebih bahan yang terkandung didalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan.	1.6	n/a	Pers. 5 (SNI 1726-2002, Pasal 4.3.3)
7	f_2	faktor kuat lebih struktur	faktor kuat lebih akibat kekakuan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak bersamaan.	1.425	n/a	Pers. 37 (SNI 1726-2002, Pasal 9.1.1)
8	f	faktor kuat lebih total	Hasil kali dari faktor kuat lebih bahan dengan faktor kuat lebih struktur.	2.28	n/a	Pers. 39 (SNI 1726-2002, Pasal 9.1.1)
9	A	percepatan puncak batuan dasar	nilai percepatan pada batuan dasar akibat gempa rencana kala ulang 500 tahun untuk wilayah 1 yang adalah wilayah kegempaan paling rendah, sampai wilayah 6 yang adalah wilayah kegempaan paling tinggi.	0.2	g	Gambar 2.1 (SNI 1726-2002, Pasal 4.7.4)
10	A_0	percepatan puncak muka tanah	percepatan pada muka tanah akibat daya rambat gelombang	0.24	g	Tabel 5 (SNI 1726-2002, Pasal 4.7.2)

			terhadap jenis tanah yang dirambati.			
11	ψ	koefisien pengaruh wilayah gempa	koefisien yang bergantung pada tempat struktur dibangun yang terbagi dalam 6 wilayah.	0.6	n/a	Tabel 7 (SNI 1726-2002, Pasal 4.8.2)
12	C_v	faktor respon gempa vertikal	faktor respon gempa vertikal untuk mendapat beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan tinggi terhadap beban gravitasi.	0.144	n/a	Pers. 20 (SNI 1726-2002, Pasal 4.8.2)
13	C_k	koefisien kekakuan efektif struktur	dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, pengaruh perletakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya.	75	%	(SNI 1726-2002, Pasal 5.5.1)
14	T	periode fundamental	Getaran bebas terjadi ketika struktur berosilasi dibawah aksi dari suatu gaya yang melekat dalam struktur tanpa adanya gaya luar. Kekuatan-kekuatan yang melekat tersebut muncul dari kecepatan awal (initial velocity) dan perpindahan (displacement) yang dimiliki struktur pada awal fase getaran bebasnya	3.87	s	Hasil Analisis Program SAP200v17
15	T_1	periode Rayleigh	perhitungan pendekatan periode natural struktur aktual menggunakan persamaan Rayleigh	3.98	s	Pers. 28 (SNI 1726-2002, Pasal 6.2.)

32. Parameter Perencanaan Grafik SNI 03-1726-2012

No.	Notasi	Keterangan	Nilai	Satuan	Sumber
1	I	faktor keutamaan gedung	1.5	n/a	Tabel 2 (SNI 1726-2012, Pasal 4.1.2)
2	C _d	faktor pembesaran defleksi	4.5	n/a	Tabel 9 (SNI 1726-2012, Pasal 7.2.2)
3	R	faktor reduksi gempa	5	n/a	Tabel 9 (SNI 1726-2012, Pasal 7.2.2)
4	R _m	faktor reduksi gempa	5	n/a	Tabel 9 (SNI 1726-2012, Pasal 7.2.2)
5	Ω ₀	faktor kuat lebih sistem	3	n/a	Tabel 9 (SNI 1726-2012, Pasal 7.2.2)
9	F _a	koefisien situs	1	n/a	Tabel 4 (SNI 1726-2012, Pasal 6.2)
10	F _v	koefisien situs	1.47	n/a	Tabel 5 (SNI 1726-2012, Pasal 6.2)
11	S _S	parameter	0.781	g	Gambar 9 (SNI 1726-2012, Pasal 14)
12	S _I	parameter	0.33	g	Gambar 10 (SNI 1726-2012, Pasal 14)
13	S _{MS}	parameter	0.849	n/a	Pers. 5 (SNI 1726-2012, Pasal 6.2)
14	S _{M1}	parameter	0.485	n/a	Pers. 6 (SNI 1726-2012, Pasal 6.2)

dengan pengaruh klasifikasi situs.

15	S_{DS}	koefisien situs	parameter percepatan spektral desain periode pendek yang ditentukan menggunakan persamaan pada pasal 6.3.	0.566	g	Pers. 7 (SNI 1726-2012, Pasal 6.3)
13	S_{D1}	koefisien situs	parameter percepatan spektral desain periode 1 detik yang ditentukan menggunakan persamaan pada pasal 6.3.	0.323	g	Pers. 8 (SNI 1726-2012, Pasal 6.3)
14	S_a	koefisien situs	spektrum respon percepatan desain yang digunakan untuk membentuk grafik spektrum respons, dibagi dalam 3 bagian, berdasarkan periode $< T_0, T_0 - T_s, > T_s$.	berdasarkan grafik	g	Pers. 9, 10 (SNI 1726-2012, Pasal 6.4)
15	T	periode fundamental	Getaran bebas terjadi ketika struktur berosilasi dibawah aksi dari suatu gaya yang melekat dalam struktur tanpa adanya gaya luar. Kekuatan-kekuatan yang melekat tersebut muncul dari kecepatan awal (initial velocity) dan perpindahan (displacement) yang dimiliki struktur pada awal fase getaran bebasnya.	3.87	s	Hasil Analisis Program SAP200v17
16	T_a	periode pendekatan	periode alternatif pada pelaksanaan analisis struktur untuk menentukan periode fundamental struktur.	2,08	s	Pers. 26 (SNI 1726-2012, Pasal 7.8.2.1)

