

**ANALISIS STATIK NON-LINIER PUSHOVER PADA OPTIMALISASI DESAIN
GEDUNG PENDIDIKAN BERSAMA FKUB DENGAN VARIASI KONFIGURASI
BRESING BAJA**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh
gelar Sarjana Teknik



I MADE SURYA WISNU PANGESTU
NIM. 135060101111006

UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG

2017

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS STATIK NON-LINIER *PUSHOVER* PADA OPTIMALISASI DESAIN
GEDUNG PENDIDIKAN BERSAMA FKUB DENGAN VARIASI KONFIGURASI
BRESING BAJA**

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



I MADE SURYA WISNU PANGESTU

NIM. 135060101111006

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 26 Mei 2017

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

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

Dr.Eng. Ming Narto Wijaya, 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

LEMBAR IDENTITAS PENGUJI

JUDUL SKRIPSI:

Analisis Statik Non-Linier *Pushover* pada Optimalisasi Desain Gedung Pendidikan Bersama FKUB dengan Variasi Konfigurasi Bresing Baja

Nama Mahasiswa : I Made Surya Wisnu Pangestu

NIM : 135060101111006

Program Studi : Teknik Sipil

TIM DOSEN PENGUJI

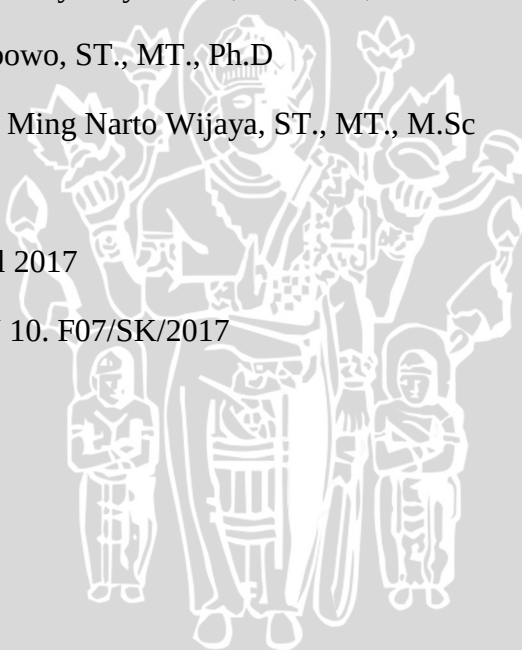
Dosen Penguji I : Dr. Eng Desy Setyowulan, ST., MT., M.Sc

Dosen Penguji II : Ari Wibowo, ST., MT., Ph.D

Dosen Penguji III : Dr. Eng Ming Narto Wijaya, ST., MT., M.Sc

Tanggal Ujian : 25 April 2017

SK Penguji : 480/UN 10. F07/SK/2017



LEMBAR ORISINALITAS

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 di dalam naskah Skripsi ini dapat 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, 4 Mei 2017

Mahasiswa,

I Made Surya Wisne Pangestu

NIM. 135060101111006



RIWAYAT HIDUP

I Made Surya Wisnu Pangestu lahir di Tabanan 03 November 1995 merupakan anak kedua dari pasangan I Made Wasana dan Ni Wayan Rumiati. Menjalani pendidikan sekolah dasar di SD N 2 Buruan dan lulus pada tahun 2007. Setelah itu melanjutkan pendidikan di SMP N 1 Penebel selama tiga tahun. Dilanjutkan dengan menempuh pendidikan di SMA N 1 Tabanan dan lulus pada tahun 2013 kemudian melanjutkan pendidikan S1 di jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya.

Selama kuliah, ikut berpartisipasi dalam unit kegiatan mahasiswa yaitu Unit Kerohanian Hindu Dharma (UNIKAHIDHA BRAWIJAYA), serta ikut berpartisipasi sebagai Asisten Tugas Besar Mekanika Bahan pada tahun 2016.

Malang, Mei 2017

Penulis



Skripsi ini saya persembahkan kepada kedua orang tua saya yang senantiasa mendukung serta mendoakan.

Teriring Ucapan Terimakasih Kepada:

Bapak dan Ibu serta Made Susantini Dewi yang selalu mendukung dan menjadi penyemangat saya.



PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa, yang mana atas limpahan rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan penyusunan laporan Tugas Akhir berupa Skripsi ini. Skripsi ini merupakan kegiatan akademik yang wajib ditempuh oleh mahasiswa dalam rangka untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik. Dengan judul “Analisis Statik Non-Linier Pushover Pada Perencanaan Alternatif Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya Dengan Variasi Konfigurasi Bresing Baja”, penulis menyusun laporan ini sebagai hasil dari penelitian yang telah dilakukan selama kurang lebih enam bulan.

Pada kesempatan ini, tidak lupa penulis mengucapkan syukur dan terimakasih kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa yang atas rahmat dan karunia-Nya memberikan kesehatan dan keselamatan untuk melanjutkan pendidikan di Universitas Brawijaya
2. Bapak, Ibu, dan seluruh keluarga, serta Made Susantini Dewi yang selalu memberikan dukungan dan doa
3. Bapak Ari Wibowo, ST., MT., Ph.D dan Bapak Dr.Eng. Ming Narto Wijaya, ST., MT., M.Sc selaku Dosen Pembimbing
4. Bapak Ir. Sugeng P. Budio, MS. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
5. Bapak Dr.Eng. Indradi Wijatmiko, ST., M.Eng (Prac). selaku Ketua Program Studi Sarjana (S1) Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
6. Bapak Prof. Dr. Ir. Agoes SMD, MT. selaku Dosen Penasehat Akademik
7. Bapak Lulut Endi Sutrisno, SE., MAB. selaku Kepala Sub. Bagian Umum dan Perlengkapan Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya
8. Segenap dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
9. Akbar Maulana, Ovy Ellen, Mutiah PS. Harapan selaku rekan Kuliah Kerja Nyata Praktek (KKN-P)
10. Afifah Ramadhani selaku rekan dalam pengerjaan tugas Studio Perancangan I
11. Mustika IR. Dewi selaku rekan dalam pengerjaan tugas Studio Perancangan II
12. Marsa Achadian selaku rekan seperjuangan dalam menyusun Tugas Akhir
13. Teman-teman Keluarga Besar Mahasiswa Sipil (KBMS) Universitas Brawijaya yang telah memberikan dukungan, bantuan, dan masukan

14. Semua pihak yang telah membantu, mulai dari awal hingga akhir pelaksanaan skripsi ini

Besar harapan penulis agar nantinya laporan ini dapat bermanfaat untuk penulis dan para pembaca, baik sebagai bahan bacaan penunjang maupun sebagai referensi dalam penyusunan laporan-laporan dalam bidang serupa.

Penulis menyadari bahwa penyusunan laporan ini masih jauh dari kata sempurna. Hal ini disebabkan masih terbatasnya pengetahuan dan kemampuan dari penulis. Oleh karena itu saran dan petunjuk serta kritik yang membangun sangatlah diharapkan guna mencapai hasil yang lebih baik.

Malang, Maret 2017

Penulis



DAFTAR ISI

	Halaman
PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	2
1.3 Rumusan Masalah.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Tujuan Penelitian.....	3
1.6 Manfaat Penelitian.....	3
BAB II TINJUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Gempa Bumi.....	5
2.3 Sistem Struktur Tahan Gempa.....	6
2.4 Perkuatan Struktur.....	7
2.5 Sistem Struktur Pengaku Diagonal (Bresing).....	7
2.6 Konsep Perencanaan Tahan Gempa.....	10
2.6.1 Perencanaan Berbasis Kekuatan.....	10
2.6.2 Perencanaan Berbasis Kinerja.....	11
2.7 Analisis Statik Nonlinier (<i>Pushover</i>).....	15
2.7.1 Prosedur Menentukan <i>Capacity</i>	18
2.7.2 Prosedur Menentukan <i>Demand</i>	18
2.7.3 Prosedur Menentukan Titik Kinerja.....	28
2.8 Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 1726: 2012.....	29
2.8.1 Desain Respon Spektra Berdasarkan SNI 1726:2012.....	29
2.9 Periode Fundamental Struktur.....	33
2.10 Simpangan Antar Lantai Struktur.....	34
2.11 Daktilitas.....	35

2.11.1 Daktilitas Regangan (<i>Strain Ductility</i>).....	35
2.11.2 Daktilitas Lengkungan (<i>Curvature Ductility</i>).....	36
2.11.3 Daktilitas Lendutan (<i>Displacement Ductility</i>).....	36
2.12 Mekanisme Keruntuhan.....	38
BAB III METODE PENELITIAN	41
3.1 Data Umum Bangunan.....	41
3.2 <i>Preliminary Design</i>	41
3.3 Pembebanan.....	47
3.4 Kombinasi Pembebanan.....	47
3.5 Pemodelan Struktur.....	47
3.5.1 Pemodelan Elemen Struktur.....	47
3.5.2 Diagram Interaksi Elemen Struktur.....	70
3.5.3 Desain dan Detail Elemen Struktur.....	71
3.6 Analisis Statik Non-linier <i>Pushover</i>	74
3.7 Diagram Alir Penelitian.....	75
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	77
4.1 Detail Pemodelan Struktur.....	77
4.2 Perhitungan Berat Struktur.....	82
4.2.1 Berat Jenis Material.....	82
4.2.2 Perbandingan Berat Struktur.....	83
4.3 Performa Struktur Terhadap Beban Gempa.....	85
4.3.1 Perbandingan Karakteristik Dinamika Struktur.....	85
4.3.2 Perbandingan Kurva Kapasitas.....	94
4.3.3 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Struktur.....	96
4.4 Respon Spektrum Rencana.....	103
4.4.1 Klasifikasi Situs.....	103
4.4.2 Perhitungan Desain Respon Spektrum Kota Malang.....	108
4.4.3 Respon Spektrum Elastis Tereadam 5%.....	110
4.5 Analisis Statik Non-Linier <i>Pushover</i> Berdasarkan ATC-40.....	112
4.5.1 Analisis Statik Non-Linier Pushover Berdasarkan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A- ATC40.....	112
4.5.2 Analisis Statik Non-Linier Pushover Berdasarkan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur B- ATC40.....	141

4.6 Penentuan Tingkat Kinerja.....	149
4.6.1 Tingkat Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD).....	149
4.6.2 Tingkat Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND).....	152
4.6.3 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	156
4.6.4 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B).....	159
4.6.5 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C).....	162
4.6.6 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D).....	165
4.6.7 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E).....	168
4.6.8 Perbandingan Tingkat Kinerja Antara Prosedur A dan B – ATC 40...	171
4.7 Daktilitas Struktur.....	172
4.7.1 Daktilitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD).....	172
4.7.2 Daktilitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND).....	173
4.7.3 Daktilitas Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	173
4.7.4 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B).....	174
4.7.5 Daktilitas Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C).....	174
4.7.6 Daktilitas Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D).....	175
4.7.7 Daktilitas Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E).....	175
4.7.8 Perbandingan Daktilitas Struktur.....	176
BAB V PENUTUP	177
5.1 Kesimpulan.....	177
5.2 Saran.....	178
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

No	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Nilai Faktor Modifikasi Viscous Damping Ekuivalen, K	23
Tabel 2.2	Nilai Minimum S_{RA} dan S_{RV}	24
Tabel 2.3	Tipe-tipe Perilaku Struktural.....	24
Tabel 2.4	Faktor Reduksi Respon Spektrum.....	25
Tabel 2.5	Klasifikasi Kelas Situs.....	30
Tabel 2.6	Koefisien Situs, F_a	31
Tabel 2.7	Koefisien Situs, F_v	31
Tabel 2.8	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	33
Tabel 2.9	Simpangan Antar Lantai Ijin.....	35
Tabel 3.1	Mutu Bahan.....	41
Tabel 3.2	Kombinasi Pembebanan Pada Model Struktur.....	47
Tabel 3.3	Berat Dinding Tiap Tingkat.....	68
Tabel 4.1	Perbandingan Berat Struktur Masing-masing Tipe Struktur.....	83
Tabel 4.2	Perbandingan Periode Getar Alami.....	87
Tabel 4.3	Perbandingan Frekuensi Natural.....	88
Tabel 4.4	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe OD.....	90
Tabel 4.5	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe OND.....	90
Tabel 4.6	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe A.....	91
Tabel 4.7	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe B.....	91
Tabel 4.8	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe C.....	92
Tabel 4.9	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe D.....	92
Tabel 4.10	Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe E.....	93
Tabel 4.11	Simpangan Antar Lantai Struktur OD.....	98
Tabel 4.12	Simpangan Antar Lantai Struktur OND.....	98
Tabel 4.13	Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe A.....	99
Tabel 4.14	Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe B.....	99
Tabel 4.15	Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe C.....	100
Tabel 4.16	Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe D.....	100
Tabel 4.17	Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe E.....	101
Tabel 4.18	Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-1.....	104
Tabel 4.19	Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-2.....	105

Tabel 4.20	Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-3.....	106
Tabel 4.21	<i>Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-4.....</i>	107
Tabel 4.22	Rekapitulasi Penentuan Klasifikasi Situs.....	108
Tabel 4.23	Periode dan Geser Dasar Seismik.....	109
Tabel 4.24	Respon Spektrum Elastis Teredam 5% untuk Tanah Sedang (SD).....	111
Tabel 4.25	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur OD.....	112
Tabel 4.26	Spektrum Kapasitas Struktur OD.....	113
Tabel 4.27	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur OND.....	117
Tabel 4.28	Spektrum Kapasitas Struktur OND.....	117
Tabel 4.29	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe A.....	121
Tabel 4.30	Spektrum Kapasitas Struktur Tipe A.....	121
Tabel 4.31	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe B.....	125
Tabel 4.32	Spektrum Kapasitas Struktur Tipe B.....	125
Tabel 4.33	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe C.....	129
Tabel 4.34	Spektrum Kapasitas Struktur Tipe C.....	129
Tabel 4.35	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe D.....	133
Tabel 4.36	Spektrum Kapasitas Struktur Tipe D.....	133
Tabel 4.37	Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe E.....	137
Tabel 4.38	Spektrum Kapasitas Struktur Tipe E.....	137
Tabel 4.39	Rekapitulasi Titik Kinerja Struktur Berdasarkan Prosedur A - ATC 40.....	141
Tabel 4.40	Titik Kinerja Struktur OD.....	150
Tabel 4.41	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur OD.....	150
Tabel 4.42	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur OD.....	151
Tabel 4.43	Titik Kinerja Struktur OND.....	153
Tabel 4.44	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur OND.....	153
Tabel 4.45	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur OND....	154
Tabel 4.46	Titik Kinerja Struktur Tipe A.....	157
Tabel 4.47	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe A.....	157
Tabel 4.48	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe A...	158
Tabel 4.49	Titik Kinerja Struktur Tipe B.....	160
Tabel 4.50	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe B.....	160

Tabel 4.51	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe B...	161
Tabel 4.52	Titik Kinerja Struktur Tipe C.....	163
Tabel 4.53	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe C.....	163
Tabel 4.54	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe C...	164
Tabel 4.55	Titik Kinerja Struktur Tipe D.....	166
Tabel 4.56	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe D.....	166
Tabel 4.57	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe D...	167
Tabel 4.58	Titik Kinerja Struktur Tipe E.....	169
Tabel 4.59	Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe E.....	169
Tabel 4.60	Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe E...	170
Tabel 4.61	Perbandingan Tingkat Kinerja Struktur Antara Prosedur A dan B – ATC 40.....	171
Tabel 4.62	Perbandingan Daktilitas Struktur.....	176



DAFTAR GAMBAR

No	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Perbandingan Keefektifan Perkuatan Struktur.....	7
Gambar 2.2	Concentrically Braced Frame.....	8
Gambar 2.3	Eccentrically Braced Frame.....	9
Gambar 2.4	Tipe Kofigurasi Bresing.....	9
Gambar 2.5	Kurva Demand dan Capacity.....	12
Gambar 2.6	Rekomendasi Minimum Untuk Desain Kinerja Gempa Untuk Bangunan.....	13
Gambar 2.7	Prosedur Analisis Kinerja (ATC 40, 1997).....	17
Gambar 2.8	Contoh Faktor Partisipasi Massa dan Koefisien Modal Massa...	20
Gambar 2.9	Equal Displacement Approximation.....	21
Gambar 2.10	Representasi Bi-Linear Pada Metode Spektrum Kapasitas.....	21
Gambar 2.11	Damping Untuk Reduksi Spektral.....	22
Gambar 2.12	Energi yang Dipancarkan Oleh Damping.....	22
Gambar 2.13	Kelompok Respon Spektrum.....	25
Gambar 2.14	Kelompok Respon Spektrum dan Spektrum Kapasitas.....	26
Gambar 2.15	Representasi Bilinear.....	26
Gambar 2.16	Plot Nilai d_{pi} dan β_{eff}	27
Gambar 2.17	Performance Point.....	28
Gambar 2.18	S_S , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB.....	29
Gambar 2.19	S_S , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB.....	30
Gambar 2.20	Respon Spektrum Desain.....	32
Gambar 2.21	Penentuan Simpangan Antar Lantai.....	34
Gambar 2.22	Hubungan Beban dengan Lendutan.....	35
Gambar 2.23	Definisi Curvature Ductility.....	36
Gambar 2.24	Interprestasi Defleksi Maksimum.....	37
Gambar 2.25	Interprestasi Defleksi Leleh.....	38
Gambar 2.26	Sendi Plastis Pada Balok (a) dan Kolom (b).....	39
Gambar 3.1	Denah Balok Lantai Dasar GPB FK UB.....	42
Gambar 3.2	Denah Balok Lantai 1 GPB FK UB.....	43

Gambar 3.3	Denah Balok Tipikal Lantai 2 - 4 GPB FK UB.....	44
Gambar 3.4	Denah Balok Tipikal Lantai 5 - 9 GPB FK UB.....	45
Gambar 3.5	Denah Balok Lantai Atap GPB FK UB.....	46
Gambar 3.6	Kotak Dialog Define Grid System Data.....	48
Gambar 3.7	Kotak Dialog Define Material.....	48
Gambar 3.8	Input Mutu Beton K-350 pada SAP2000 v18.....	49
Gambar 3.9	Input Tulangan BJTS 40 pada SAP2000 v18.....	50
Gambar 3.10	Input Tulangan BJTP 24 pada SAP2000 v18.....	51
Gambar 3.11	Input Material Baja BJ55 pada SAP2000 v18.....	52
Gambar 3.12	Input Penampang Balok, Kolom, dan Profil Baja Bresing.....	52
Gambar 3.13	Section Designer Profil Balok 40 x 80 cm ²	53
Gambar 3.14	Section Designer Profil Kolom 60 x 80 cm ²	53
Gambar 3.15	Pemodelan Pelat Lantai.....	54
Gambar 3.16	Input Beban yang Bekerja pada Struktur.....	55
Gambar 3.17	Konfigurasi Modal.....	56
Gambar 3.18	Konfigurasi Beban Mati (DEAD).....	56
Gambar 3.19	Konfigurasi Beban Hidup (LIVE).....	57
Gambar 3.20	Konfigurasi Beban Hidup Ditambah Beban Mati (GRAVNL)...	57
Gambar 3.21	Konfigurasi Beban Push 30%UX 100%UY.....	58
Gambar 3.22	Input Fungsi Respon Spektrum Tanah Sedang.....	59
Gambar 3.23	Konfigurasi Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 1726:2012.....	60
Gambar 3.24	Kombinasi Pembebanan.....	60
Gambar 3.25	Pemodelan Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	61
Gambar 3.26	Pemodelan Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	62
Gambar 3.27	Pemodelan Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	63
Gambar 3.28	Pemodelan Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)....	64
Gambar 3.29	Pemodelan Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C).....	64
Gambar 3.30	Pemodelan Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D).....	65
Gambar 3.31	Pemodelan Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E).....	65
Gambar 3.32	Pendefinisian Tumpuan Pada Struktur.....	66
Gambar 3.33	Pendefinisian <i>Joint Constrains</i> pada Model Struktur.....	66
Gambar 3.34	Pemodelan Beban Dinding pada Model Struktur.....	67

Gambar 3.35	Pendefinisian Beban pada Pelat Lantai.....	68
Gambar 3.36	Analisis Model Struktur.....	69
Gambar 3.37	Daftar Hasil Analisis yang Akan Ditampilkan.....	70
Gambar 3.38	Diagram interaksi Balok 40 x 80 cm ²	71
Gambar 3.39	Diagram interaksi Kolom 60 x 80 cm ²	71
Gambar 3.40	Detail Penampang Kolom.....	72
Gambar 3.41	Detail Penampang Balok.....	73
Gambar 3.42	Detail Penampang Bresing.....	73
Gambar 3.43	Diagram Alir Penelitian.....	76
Gambar 4.1	Pemodelan Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	77
Gambar 4.2	Pemodelan Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	78
Gambar 4.3	Dimensi Kolom Portal Sayap Asli (a) dan Alternatif (b).....	79
Gambar 4.4	Pemodelan Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	79
Gambar 4.5	Pemodelan Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)....	80
Gambar 4.6	Pemodelan Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C).....	81
Gambar 4.7	Pemodelan Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D).....	82
Gambar 4.8	Pemodelan Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E).....	82
Gambar 4.9	Perbandingan Berat Bangunan.....	84
Gambar 4.10	Tipikal Mode Shape ke-1 Setiap Tipe Struktur.....	85
Gambar 4.11	Tipikal Mode Shape ke-2 Setiap Tipe Struktur.....	85
Gambar 4.12	Tipikal Mode Shape ke-3 Setiap Tipe Struktur.....	85
Gambar 4.13	Tipikal Mode Shape ke-4 Setiap Tipe Struktur.....	86
Gambar 4.14	Tipikal Mode Shape ke-5 Setiap Tipe Struktur.....	86
Gambar 4.15	Tipikal Mode Shape ke-6 Setiap Tipe Struktur.....	86
Gambar 4.16	Grafik Hubungan <i>Mode Shape</i> dan Periode Getar Alami.....	87
Gambar 4.17	Grafik Hubungan Mode Shape dan Frekuensi Natural.....	88
Gambar 4.18	Perbandingan Kurva Kapasitas.....	94
Gambar 4.19	Perbandingan Besarnya Simpangan Akibat Gaya Geser Dasar...	95
Gambar 4.20	Perbandingan Gaya Geser Dasar Pada Drift 1% (Simpangan 0,48 m).....	96
Gambar 4.21	Tabel Simpangan Antar Lantai Ijin.....	97
Gambar 4.22	Portal Arah Sumbu Y yang Ditinjau.....	97
Gambar 4.23	Perbandingan Simpangan Antar Lantai Menurut SNI 1726:	101

	2012.....	
Gambar 4.24	Skema Dimensi Kolom Lantai 1 – 5 Pada Portal yang Ditinjau..	102
Gambar 4.25	Respon Spektrum Desain Kota Malang.....	110
Gambar 4.26	Respon Spektrum Elastis Terdam 5% Tanah Sedang.....	112
Gambar 4.27	Spektrum Kapasitas Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	114
Gambar 4.28	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	114
Gambar 4.29	Titik Kinerja Struktur Asli dengan Diltasi (OD).....	116
Gambar 4.30	Spektrum Kapasitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	118
Gambar 4.31	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	118
Gambar 4.32	Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Diltasi (OND).....	120
Gambar 4.33	Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	122
Gambar 4.34	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	122
Gambar 4.35	Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	124
Gambar 4.36	Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B).....	126
Gambar 4.37	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B).....	126
Gambar 4.38	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B).....	128
Gambar 4.39	Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan X - Brace (Tipe C).....	130
Gambar 4.40	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan X - Brace (Tipe C).....	130
Gambar 4.41	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X - Brace (Tipe C).....	132
Gambar 4.42	Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan V - Brace (Tipe D).....	134
Gambar 4.43	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan V - Brace (Tipe D).....	134

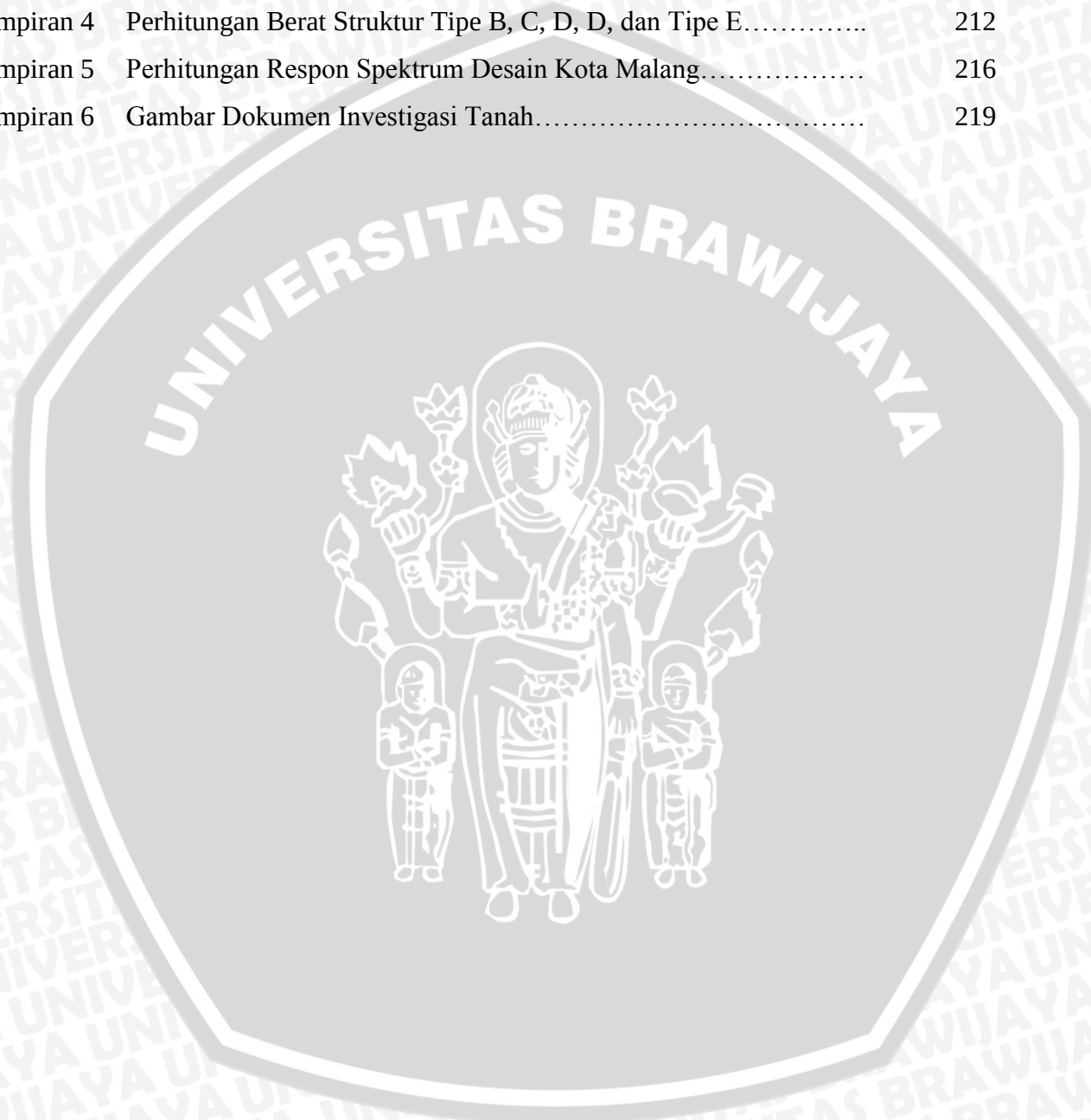
Gambar 4.44	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V - Brace (Tipe D).....	136
Gambar 4.45	Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan A - Brace (Tipe E).....	138
Gambar 4.46	Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan A - Brace (Tipe E).....	139
Gambar 4.47	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A - Brace (Tipe E).....	141
Gambar 4.48	Penentuan Parameter untuk Mendapatkan Titik Kinerja Struktur	142
Gambar 4.49	Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	143
Gambar 4.50	Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	144
Gambar 4.51	Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	145
Gambar 4.52	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)..	146
Gambar 4.53	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C).....	147
Gambar 4.54	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D).....	148
Gambar 4.55	Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E).....	149
Gambar 4.56	Sendi Plastis pada Step 3.....	151
Gambar 4.57	Sendi Plastis pada Step 4.....	152
Gambar 4.58	Sendi Plastis pada Step 2.....	154
Gambar 4.59	Sendi Plastis pada Step 3.....	155
Gambar 4.60	Sendi Plastis yang Terjadi pada Kolom.....	155
Gambar 4.61	Sendi Plastis pada Step 2.....	158
Gambar 4.62	Sendi Plastis pada Step 3.....	159
Gambar 4.63	Sendi Plastis pada Step 2.....	161
Gambar 4.64	Sendi Plastis pada Step 3.....	162
Gambar 4.65	Sendi Plastis pada Step 2.....	164
Gambar 4.66	Sendi Plastis pada Step 3.....	165
Gambar 4.67	Sendi Plastis pada Step 2.....	167
Gambar 4.68	Sendi Plastis pada Step 3.....	168
Gambar 4.69	Sendi Plastis pada Step 2.....	170
Gambar 4.70	Sendi Plastis pada Step 3.....	171
Gambar 4.71	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh struktur OD.....	172
Gambar 4.72	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh struktur OND.....	173

Gambar 4.73	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe A.....	173
Gambar 4.74	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe B.....	174
Gambar 4.75	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe C.....	174
Gambar 4.76	Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe D.....	175
Gambar 4.77	Defleksi Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe E.....	175
Gambar 4.78	Perbandingan Daktilitas Struktur.....	176



DAFTAR LAMPIRAN

No	Judul	Halaman
Lampiran 1	Perhitungan Berat Struktur Asli dengan Dilatasi (OD).....	179
Lampiran 2	Perhitungan Berat Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND).....	190
Lampiran 3	Perhitungan Berat Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A).....	201
Lampiran 4	Perhitungan Berat Struktur Tipe B, C, D, D, dan Tipe E.....	212
Lampiran 5	Perhitungan Respon Spektrum Desain Kota Malang.....	216
Lampiran 6	Gambar Dokumen Investigasi Tanah.....	219



RINGKASAN

I Made Surya Wisnu Pangestu, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Maret 2017, *Analisis Statik Non-Linier Pushover pada Optimalisasi Desain Gedung Pendidikan Bersama FKUB dengan Variasi Konfigurasi Bresing Baja*, Ari Wibowo dan Ming Narto Wijaya.

Fenomena gempa bumi merupakan salah satu penyebab kerusakan pada struktur bangunan. Untuk mengurangi dampak kerusakan bangunan akibat gempa bumi, maka diperlukan struktur penahan gempa untuk memperkuat bangunan tersebut. Bresing baja merupakan salah satu komponen struktur penahan beban gempa yang sering digunakan pada struktur bangunan tinggi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh variasi penggunaan bresing baja pada model gedung. Pengaruh yang dimaksud antara lain *deformasi lateral*, tingkat pelayanan, waktu getar alami, serta simpangan antar lantai.

Penelitian ini menggunakan Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya sebagai objek kajian, yang dimodelkan dengan program SAP 2000 v18 secara tiga dimensi menjadi tujuh model yaitu Struktur Asli dengan Dilatasi (OD), Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND), Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A), Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B), Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C), Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D), dan Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E). Elemen balok, kolom, plat, dan bresing baja dimodelkan sesuai dengan mutu bahan dan dimensi dari masing-masing elemen struktur. Serta pondasi struktur dimodelkan dengan tumpuan jepit. Untuk mengevaluasi kinerja dari masing-masing struktur, dilakukan analisis dengan metode statik non-linier *pushover*. Metode analisis ini mengacu kepada ATC 40, serta SNI 03-1726-2012. analisis dilakukan dengan menganalisis Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A) kemudian dari hasil analisis tersebut dapat direncanakan lokasi penempatan perkuatan diagonal (bresing) berdasarkan sendi plastis yang terjadi pada struktur kolom. Setelah itu analisis dilakukan kembali pada bangunan dengan kombinasi perkuatan diagonal (bresing) untuk Tipe B, C, D, dan E.

Hasil analisis menunjukkan bahwa penggunaan X Brace pada struktur alternatif dapat meningkatkan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar karena struktur ini mampu menerima gaya geser dasar paling besar (51.500 tf) untuk menghasilkan simpangan yang sama (0,599 m). Tingkat pelayanan struktur untuk semua jenis struktur adalah B-IO (*imaditte occupancy*), sehingga penggunaan variasi bresing baja tidak berpengaruh besar terhadap perubahan tingkat pelayanan struktur. Periode getar alami yang seragam antara struktur OND, Tipe A, Tipe B, Tipe C, Tipe D, dan Tipe E, menunjukkan penggunaan variasi bresing tidak berpengaruh besar terhadap periode getar alami struktur. Namun terjadi perbedaan pada struktur OD yang memiliki periode getar alami lebih besar yang disebabkan karena struktur OD memiliki berat struktur paling besar. Serta penggunaan X Brace pada struktur alternatif dapat menghasilkan simpangan antar lantai paling kecil dibandingkan dengan penggunaan variasi bresing jenis lainnya.

Kata kunci : bresing baja, analisis *pushover*, *performance point*, tingkat kinerja

SUMMARY

I Made Surya Wisnu Pangestu, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, March 2017, Nonlinear Static Pushover Analysis on Design Optimization of FKUB College Building Using Variation of Steel Brace Configuration , Ari Wibowo and Ming Narto Wijaya.

The phenomenon of earthquakes is one of the causes of damage to building structures. To reduce the impact of damage to buildings due to earthquake, then the retaining structure required for strengthening the building of the earthquake. Steel Bracing is one of the components of the structure of the earthquake burden bearer that is often used on high structures. This research aims to know the influence of variations in the use of steel bracing on the model of the building. The influence is, among others, the lateral deformation, level of service, time of the vibrating natural, as well as the junction between the floor.

This research uses the college building of The Faculty of Medicine University of Brawijaya as an object of study, which modeled the program of SAP 2000 v18 in three dimensions into seven model i.e. The Original Structure with Dilation (OD), The Original Structure Without Dilation (OND), an Alternative Structure Without Bracing (Type A), an Alternative Structure with Single Brace (Type B), an Alternative Structure with X Brace (Type C), Alternative Structures with The V Brace (Type D) , and Alternative Structures with A Brace (Type E). Elements of beams, columns plates, and steel bracing modeled in accordance with the quality of the materials and dimensions of each element of the structure. As well as the Foundation of the structure is modeled with the object of flops. To evaluate the performance of each structure, conducted the analysis with the method of non-linear static pushover. This method of analysis refer to ATC 40, and SNI 03-1726-2012. The analysis is done by analyzing the Structure of the Alternatives Without Bracing (Type A) then from the analysis results can be planned placement location of the diagonal reinforcement purposes (bracing) based on the plastic joint which popped on the structure column. After that, the analysis was done back in the building with a combination of retaining the diagonal (bracing) for Type B, C, D, and E.

The results of the analysis showed that the use of an alternative on the structure of Brace X can improve the ability of the structure to receive the base shear force because this structure is able to receive the most base shear force (51,500 tf) to produce the same junction (0.599 m). Level of service structure for all types of structures is B-IO (immediate occupancy), so the use of steel bracing variation has no effect on the changes in the level of service structure. The natural vibration period is uniform between the structure of the OND, type A, type B, Type C, Type D and Type E, this shows the use of the bracing variation has no effect on the natural period of vibration of the structure. But the difference in the structure of OD that have greater natural period of vibration because the structure OD has the most weight of the structure. As well as the use of an alternative structure X Brace can proceeds the most small junction between floor, compared to other types of use of bracing variations.

Keywords: steel brace, pushover analysis, performance point, performance levels



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indikator kemajuan sebuah bangsa dapat dilihat dengan dibangunnya struktur bangunan bertingkat tinggi. Lebih dari sekedar indikator kemajuan sebuah bangsa, bangunan tinggi bahkan dapat menjadi ukuran kemampuan sumber daya manusia yang dimiliki sebuah bangsa. Tidak jarang bangunan tinggi menjadi ikon dari sebuah negara, seperti Menara Kembar Petronas di Malaysia, sampai Burj Khalifa di Uni Emirat Arab. Pembangunan gedung bertingkat juga merupakan salah satu cara untuk memenuhi kebutuhan ruang aktivitas yang semakin berkurang akibat pembangunan secara horisontal. Dengan bangunan bertingkat pemanfaatan lahan dapat dilakukan dengan maksimal dengan cara penambahan lantai secara vertikal.

Dalam perencanaan bangunan bertingkat tinggi, kemampuan struktur dalam menahan beban lateral harus diperhitungkan dengan tepat agar struktur mampu menahan beban tersebut. Beban gempa dan beban angin merupakan beban lateral yang umum dimasukkan dalam perencanaan struktur. Pada wilayah rawan gempa beban gempa berpengaruh lebih besar terhadap struktur bangunan dibandingkan beban angin maupun beban grafitasi yang bekerja padanya.

Fenomena gempa bumi tidak jarang mengakibatkan kerusakan pada bangunan. Selain kerusakan bangunan, kerugian berupa korban jiwa akibat tertimpa puing bangunan juga sering terjadi. Oleh karena itu perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa dipandang penting karena Indonesia berada dalam wilayah rawan gempa dimana Indonesia diapit dua jalur gempa yaitu jalur gempa Pasifik dan jalur gempa Mediterania.

Untuk mengurangi dampak kerusakan bangunan akibat gempa bumi, maka diperlukan struktur penahan gempa untuk memperkuat bangunan tersebut. Bresing baja merupakan salah satu komponen struktur penahan beban gempa yang sering digunakan pada struktur bangunan tinggi. Dengan penggunaan bresing baja dalam struktur bangunan tinggi diharapkan dapat mengurangi dampak kerusakan akibat beban gempa. Penggunaan bresing baja juga mengakibatkan perubahan *shape mode* bangunan asli, sehingga dalam penelitian ini dapat dilihat pola perubahan *shape mode* yang terjadi akibat penambahan bresing baja pada struktur bangunan.

Konsep perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) dapat digunakan dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa. Dimana dalam konsep ini, kinerja bangunan terhadap beban lateral (beban gempa) serta pola keruntuhannya dinyatakan dalam bentuk kurva. Untuk mengetahui perilaku struktur bangunan terhadap beban gempa maka digunakan analisis *pushover*, yaitu bangunan dibebani ke arah horisontal secara bertahap hingga bangunan mengalami keruntuhan pada elemen strukturnya atau bangunan melampaui batas *displacement*-nya.

Dalam penelitian ini, digunakan Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya sebagai objek kajian dimana gedung ini merupakan struktur gedung 10 lantai. Gedung ini dianalisis dengan bantuan aplikasi SAP 2000 v18 untuk mengetahui responnya terhadap beban gempa.

1.2 Identifikasi Masalah

Gempa bumi merupakan salah satu ancaman yang patut diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan tinggi. Sehingga perlu diperhitungkan struktur penahan gempa yang mampu menahan beban gempa agar keruntuhan bangunan dapat diminimalkan.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian diatas, adapun permasalahan yang akan dianalisis dalam tugas akhir ini dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Bagaimanakah pengaruh variasi penggunaan bresing baja terhadap besarnya simpangan lateral (*drift*) struktur ?
2. Bagaimanakah pengaruh variasi penggunaan bresing baja terhadap tingkat pelayanan struktur ?
3. Bagaimanakah pengaruh variasi penggunaan bresing baja terhadap waktu getar alami efektif struktur ?
4. Bagaimanakah pengaruh variasi penggunaan bresing baja terhadap besarnya simpangan antar lantai struktur ?

1.4 Batasan Masalah

Dalam analisis struktur gedung digunakan analisis 3 dimensi dimana dalam analisis tersebut mencakup berbagai macam masalah yang tidak dapat ditampung secara keseluruhan di dalam tugas akhir ini, oleh karena itu penyusun membatasi pembahasan pada analisis struktur bangunan gedung dengan komponen penahan gempa bresing baja dengan metode *pushover*.

Batasan masalah lain yang digunakan antara lain :

1. Model gedung yang digunakan adalah Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya
2. Data perencanaan berupa denah, dimensi elemen struktural, mutu bahan, serta detail penulangan berdasarkan DED (*Detailed Engineering Drawing*)
3. Mutu material seperti mutu beton dan tulangan yang digunakan dalam pemodelan disesuaikan dengan mutu material struktur eksisting yaitu mutu beton K-350, tulangan ulir $f_y = 390$ Mpa dan tulangan polos $f_y = 240$ Mpa
4. Hanya memodifikasi bangunan bagian atas dengan mengganti manfaat dilatasi struktur agar dapat menganalisis perilaku bangunan eksisting secara utuh
5. Desain gedung divariasikan dengan penambahan bresing baja
6. Tipe konfigurasi bresing baja yang digunakan yaitu; *single diagonal*, *X-shape*, *V-shape*, dan *chevron shape braced frame*.
7. Perencanaan struktur tahan gempa menggunakan acuan SNI 03-1726-2012
8. Pembebanan mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987
9. Sambungan tidak diperhitungkan (diabaikan)
10. Pembebanan dalam analisis *pushover* dilakukan secara dua arah yaitu beban sebesar 100% terhadap sumbu lemah struktur dan beban sebesar 30% terhadap sumbu kuat struktur
11. Beban lateral yang ditinjau hanya beban gempa
12. Pemodelan dan analisis model gedung dilakukan dengan program SAP 2000 v18.

1.5 Tujuan Penelitian

Maksud dan tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui pengaruh variasi penggunaan komponen penahan beban gempa, yaitu bresing baja pada model gedung. Pengaruh yang dimaksud antara lain simpangan lateral, tingkat pelayanan, waktu getar alami, serta simpangan antar lantai.

1.6 Manfaat Penelitian

Hasil dari penelitian ini diharapkan dapat meningkatkan pemahaman mengenai struktur bangunan gedung tahan gempa, perencanaan komponen penahan beban gempa, serta pengaruh penggunaan komponen penahan gempa terhadap kinerja struktur gedung.

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain (Taranath, 1998: 1-2).

Banyak metode yang dapat digunakan guna meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur. Penelitian tentang metode perkuatan untuk menahan gaya gempa telah banyak dilakukan oleh peneliti di seluruh dunia. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah bresing (bracing). Bresing merupakan metode perkuatan yang sangat efisien dan ekonomis untuk menahan gaya horisontal pada struktur rangka. Bresing menjadi efisien karena bekerja diagonal pada tegangan aksial dan karena itu kebutuhan untuk ukuran batang bresing kecil, dalam memberikan kekakuan dan kekuatan terhadap gaya geser horisontal (Smith and Coull, 1991).

2.2 Gempa Bumi

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi. Gempa bumi dapat 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 bangunan karena struktur cenderung mempunyai gaya untuk mempertahankan dirinya dari gerakan (Schodek, 1999).

Secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

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

2. Gempa Bumi Tektonik

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

3. Gempa Bumi Runtuhan

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

4. Gempa Bumi Buatan

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

Diantara keempat jenis gempa di atas, gempa bumi tektonik merupakan gempa bumi yang paling sering terjadi, serta merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan secara massif dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa (Budiono & Supriatna, 2011).

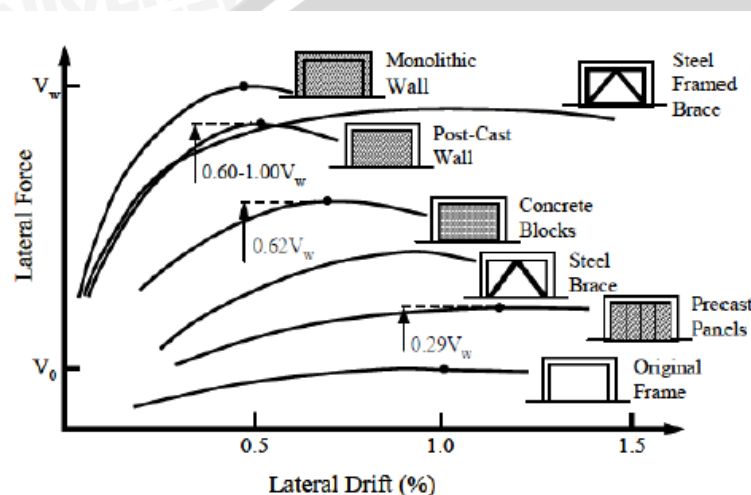
2.3 Sistem Struktur Tahan Gempa

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan dari berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari beban vertikal, horisontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya. Dalam berbagai sistem struktur, baik yang menggunakan beton bertulang, baja, maupun komposit, selalu ada komponen (subsistem) yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan yang

digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral (Jimmy S. Juwana, 2005: 21).

2.4 Perkuatan Struktur

Terdapat berbagai macam metode perkuatan yang umum digunakan pada struktur beton bertulang, antara lain penambahan dinding geser (*shear wall*), bresing (*bracing*), *column jacketing* dan *beam jacketing*. Metode ini merupakan metode-metode yang umumnya diterapkan untuk perkuatan struktur beton bertulang. Keefektifan dari beberapa metode perkuatan struktur dapat dilihat pada gambar 2.1.



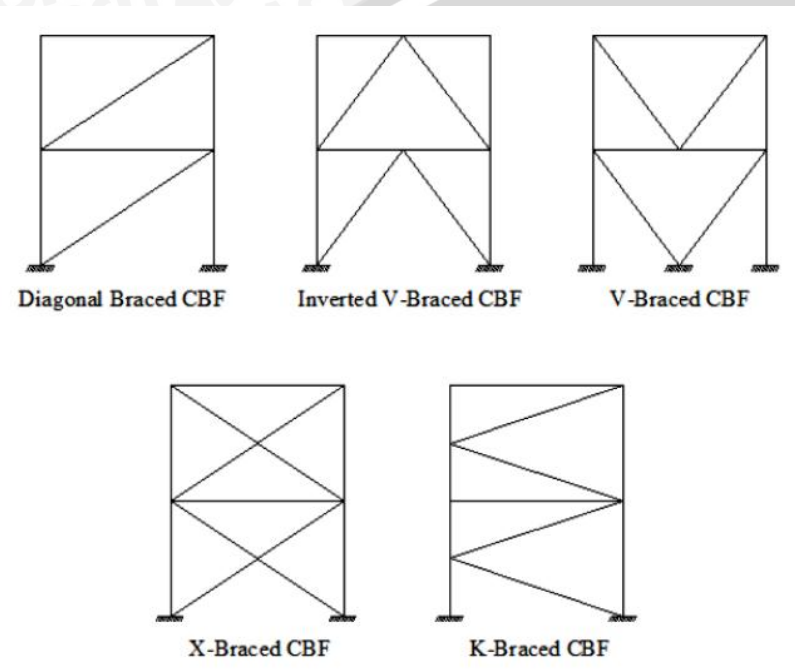
Gambar 2.1 Perbandingan Keefektifan Perkuatan Struktur

Sumber: Sugano (1989); CEB (1997).

2.5 Sistem Struktur Pengaku Diagonal (Bresing)

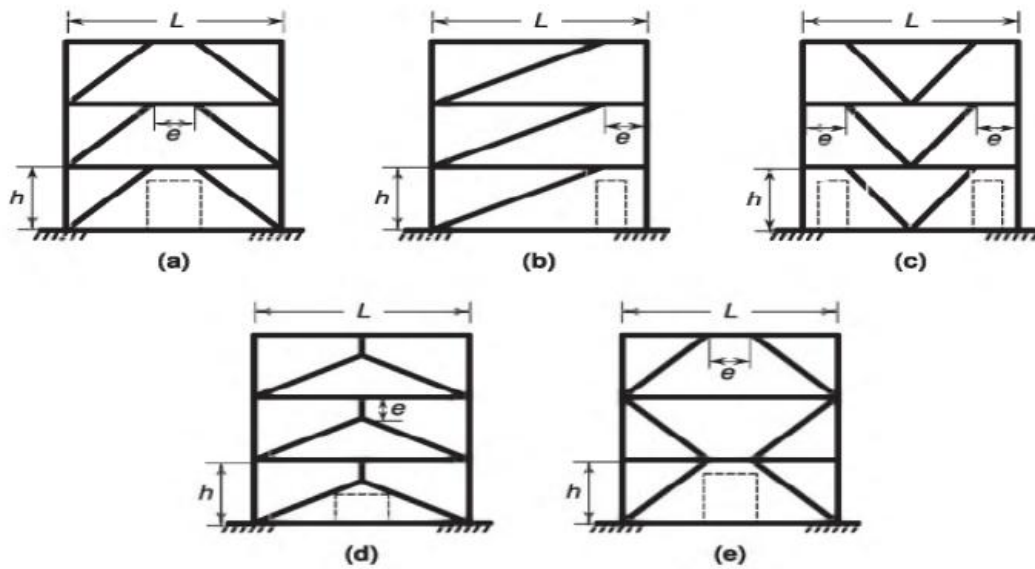
Sistem struktur pengaku diagonal (*braced frame*) memiliki elemen bresing atau pengaku untuk meningkatkan kekakuan strukturnya. Sistem struktur *braced frame* didesain untuk meminimalisir masalah kekakuan yang terdapat pada jenis sistem portal *Momen Resisting Frame* (MRF). Sistem struktur *braced frame* terbagi menjadi dua yaitu, jenis sistem struktur rangka berpengaku konsentris *Centrically Braced Frame* (CBF) dan sistem struktur rangka berpengaku eksentris atau *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Sistem struktur CBF merupakan sistem struktur untuk menahan beban lateral dengan kekakuan struktur yang tinggi. Kekakuan yang tinggi pada sistem struktur ini dihasilkan dari bresing diagonal yang berfungsi untuk menahan beban lateral pada struktur. Pengaku pada sistem CBF berfungsi untuk memperbesar kekakuan struktur. Karena dengan adanya pengaku pada struktur, deformasi struktur akan menjadi lebih kecil namun kekakuan strukturnya meningkat. Secara umum, sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang lebih

tinggi dibandingkan dengan struktur MRF karena adanya pengaku pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada sistem CBF mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur CBF lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur MRF. Disisi lain, bila bresing atau pengaku pada struktur CBF mengalami tekuk karena beban lateral berlebih, maka kekakuan struktur dan kapasitas penyerapan energinya akan hilang. Berikut adalah beberapa contoh gambar sistem CBF.



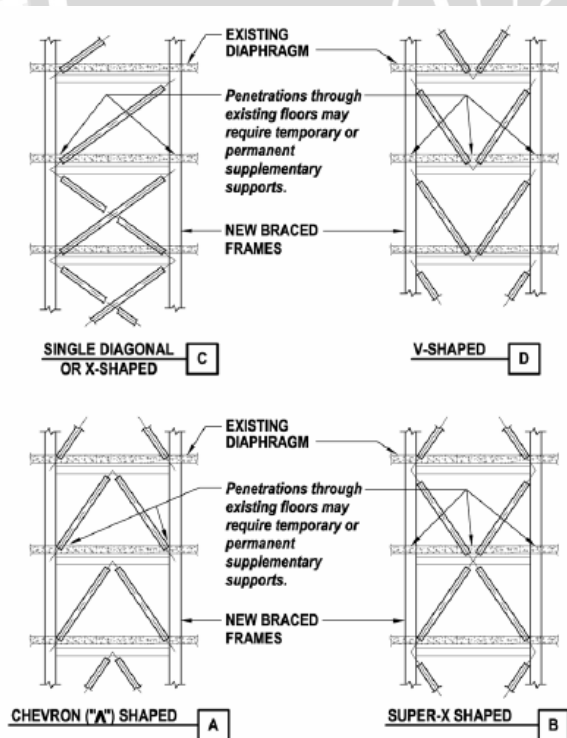
Gambar 2.2 Concentrically Braced Frame

Sistem struktur EBF merupakan struktur portal baja penahan gaya lateral yang merupakan kombinasi dari keunggulan sistem struktur MRF dan CBF berupa daktilitas dan kekakuan lateral yang serta meminimalisir kekurangan yang terdapat pada sistem struktur MRF dan CBF dengan mengurangi perilaku inelastik dan mampu menjaga pangaku atau bresing tetap elastis tanpa mengalami tekuk serta memiliki kekakuan lateral yang besar pada saat terjadi gempa. Pada sistem struktur EBF terdapat elemen penting yang berpengaruh pada karakteristik EBF yang berupa elemen balok pendek yang disebut link. Link merupakan elemen struktur yang yang direncanakan untuk berperilaku inelastik serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral (gempa). Bagian link ini berfungsi menyerap energi pada saat terjadi beban lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen link direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastik pada saat terjadinya beban lateral (gempa). Berikut contoh gambar sistem EBF.



Gambar 2.3 Eccentrically Braced Frame

Penambahan bresing baja diagonal pada struktur rangka momen eksisting merupakan salah satu metode untuk meningkatkan kekuatan dan kekakuan sistem struktur. Bresing baja dapat ditambahkan tanpa meningkatkan berat struktur secara signifikan. Bresing yang umum digunakan adalah tipe bresing konsentrik, karena bresing eksentrik mahal dan sulit dalam pelaksanaannya karena menggunakan mekanisme link (FEMA 547, 2006).



Gambar 2.4 Tipe Konfigurasi Bresing

Sumber: FEMA 547

Pemasangan bresing baja dapat dilakukan pada bagian dalam maupun bagian luar gedung. Pemasangan pada eksterior gedung umumnya memungkinkan untuk akses yang lebih mudah pada gedung dan biaya yang lebih ekonomis (FEMA 547, 2006). Penambahan bresing pada gedung akan selalu berdampak pada arsitektur dan fungsi bangunan, sehingga pemilihan lokasi pemasangan bresing harus dipertimbangkan, mengingat adanya tata ruang, lokasi koridor, pintu, jendela, MEP, dan perhitungan struktural atau konstruksi lain.

2.6 Konsep Perencanaan Tahan Gempa

2.6.1 Perencanaan Berbasis Kekuatan (*Strength Based Design* atau BSD)

Konsep ini diterjemahkan dalam suatu metode desain kapasitas, dimana pengendalian pola keruntuhan struktur dilakukan melalui pemanfaatan sifat daktil dari struktur secara maksimal. Pendekatan ini mengandalkan kekuatan, kekakuan, dan daktilitas struktur. Metode desain kapasitas mengontrol pola keruntuhan struktur daktil dengan merencanakan lokasi dan tipe sendi plastis yang boleh terjadi pada struktur, sehingga tidak membahayakan komponen struktur yang lain yang dianggap lebih penting.

Analisis struktur pada metode perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) bekerja pada daerah elastis dari elemen struktur yang biasa dikenal dengan analisis linier. Pada analisis struktur linier tidak dapat menghasilkan fenomena-fenomena penting yang mengontrol daya guna suatu struktur terhadap kejadian gempa kuat yang mengakibatkan struktur tidak bersifat elastik lagi. Perilaku non-linier ini yang menyebabkan penyebaran energi dari gerakan gempa, karena pada titik tersebut sudah mencapai kapasitasnya atau telah, muncul sendi plastis yang kemudian akan hancur (*collapse*).

Dua macam batasan kinerja struktur dalam konsep perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) (Paulay, 1992) adalah sebagai berikut :

1. *Serviceability Limite State*

Titik berat dari kriteria ini adalah pengontrolan dan pembatasan *displacement* yang terjadi selama gempa berlangsung. Kerusakan-kerusakan minor pada elemen non-struktural masih diijinkan, tetapi tidak diperkenankan terjadi kelelahan tulangan elemen struktur.

2. Survival Limit State

Prinsip utama dari kriteria ini adalah sedapat mungkin mencegah kehilangan nyawa manusia, ketika terjadi gempa yang paling kuat. Struktur yang mengalami perpindahan lateral yang besar harus tetap mampu menahan beban gravitasi dengan mempertahankan kehilangan kekuatannya, sehingga perpindahan lateralnya sekecil mungkin.

Dari penjelasan diatas dapat diketahui bahwa konsep perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) tidak memperhatikan tingkat kinerja struktur, tetapi hanya terbatas pada kondisi elastis yang kemudian runtuh. Hal ini tidak dapat menggambarkan tingkat kinerja struktur pada waktu terjadi gempa kuat yang akan menghasilkan kondisi inelastik sebelum mengalami keruntuhan (*collapse*). Tingkat kinerja struktur non-linier pada bangunan tahan gempa dapat diketahui dengan suatu konsep pendekatan baru yang dinamakan perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*).

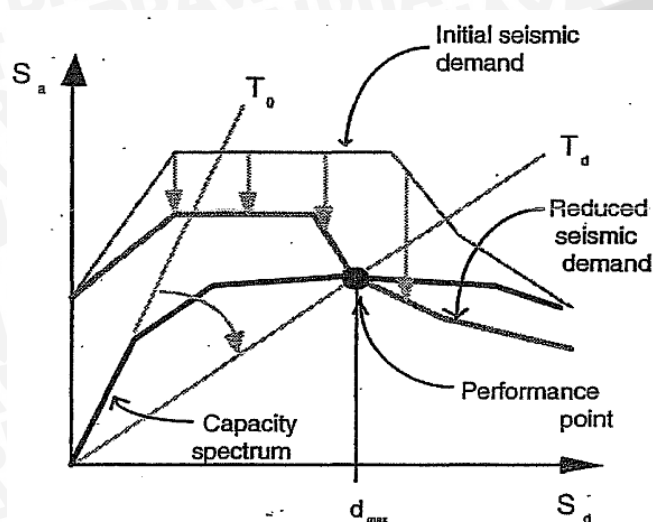
2.6.2 Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance Based Design* atau PBD)

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance based design*) merupakan metode yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru, maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistik terhadap resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Metodologi yang berdasarkan *performance based design* ini merupakan kriteria desain dan evaluasi yang diekspresikan sebagai obyektivitas dari daya guna struktur. Hal tersebut dapat menetapkan berbagai tingkatan kinerja struktur (*multiple performance design level*), dimana tingkatan kinerja (*performance*) dari struktur bangunan merupakan pilihan yang dapat direncanakan pada tahap awal dengan berbagai kondisi batas. Kondisi batas ini bersifat *fleksibel*, karena merupakan kesepakatan dari pihak pemilik bangunan (*owner*) dan perencana. Tujuan utama dari *performance based design* ialah menciptakan bangunan tahan gempa yang daya gunanya dapat diperkirakan.

Performance based design mempunyai dua elemen utama dalam perencanaannya yaitu kapasitas struktur (*capacity*) dan beban (*demand*). Beban (*demand*) merupakan representasi dari gerakan tanah akibat gempa bumi, dimana yang digambarkan sebagai kurva respon spektrum. Kapasitas struktur adalah kemampuan dari struktur untuk menanggulangi gaya gempa tanpa mengalami kerusakan. Salah satu analisis yang dapat menggambarkan

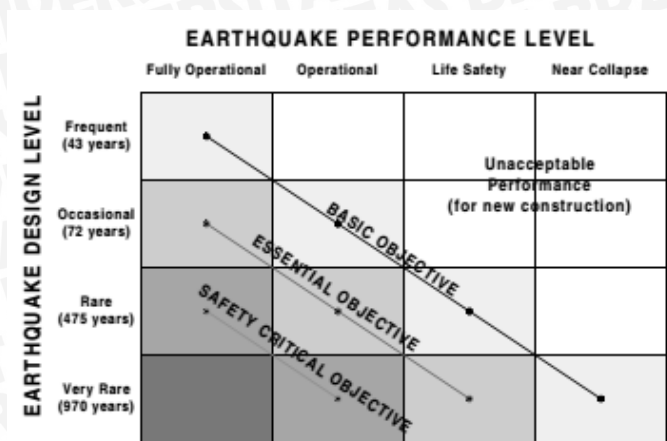
kapasitas struktur secara keseluruhan adalah analisis *Pushover*. Dari analisis *pushover* didapatkan suatu *performance point* yang merupakan perpotongan antara kurva *demand* dan *capacity*. *Performance point* merupakan estimasi dimana kapasitas struktur mampu menahan beban (*demand*) yang diberikan. Dari titik kinerja (*performance point*) ini dapat diketahui tingkat kerusakan struktur berdasarkan perpindahan lateralnya (*drift*).



Gambar 2.5 Kurva Demand dan Capacity (ATC 40, 1997)

Proses perencanaan tahan gempa berbasis kinerja dimulai dengan membuat model rencana bangunan kemudian melakukan simulasi kinerjanya terhadap berbagai kejadian gempa. Setiap simulasi memberikan informasi tingkat kerusakan (*level of damage*), ketahanan struktur, sehingga dapat diperkirakan berapa besar tingkat keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang akan terjadi. Perencana selanjutnya dapat mengatur ulang resiko kerusakan yang dapat diterima sesuai dengan resiko biaya yang dikeluarkan (Wiryanto Dewobroto, 2005).

Tingkat kinerja merupakan pembeda dalam spektrum kerusakan struktural dan elemen non-struktural beserta isinya, juga mempertimbangkan konsekuensi dari kerusakan bagi penghuni serta fasilitasnya. Empat tingkatan kinerja yang digambarkan pada Gambar 2.6. Bahaya gempa ditempat – tempat tertentu diwakilkan sebagai suatu pergerakan tanah akibat gempa dan bahaya yang terkait dengan spesifikasi probabilitas terjadinya. Misalnya istilah ‘gempa langka’ mengacu pada potensi pergerakan tanah yang dapat menghasilkan tingkat kerusakan dengan spesifikasi tertentu pada frekuensi tahunan.



Gambar 2.6 Rekomendasi Minimum Untuk Desain Kinerja Gempa Untuk Bangunan

ATC 40 menjelaskan detail tentang kinerja objek gempa dan bagaimana terbentuknya. Definisi atau deskripsi pada daerah kerusakan permanen dengan termasuk penjelasan desain berbasis kinerja yang dibagi dalam enam level kinerja pada elemen struktural, yaitu:

- ❖ SP – 1 Immediate Occupancy
- ❖ SP – 2 Damage Control
- ❖ SP – 3 Life Safety
- ❖ SP – 4 Limited Safety
- ❖ SP – 5 Collapse Prevention
- ❖ SP – 6 Not Considered

Level kinerja untuk bangunan telah dibentuk dengan kombinasi elemen struktural dan elemen non-struktural level kinerjanya menjelaskan sebuah bangunan utuh dengan daerah kerusakannya. Kinerja objek adalah dibuat dengan kombinasi level kinerja bangunan yang diinginkan serta pergerakan tanahnya. Pada bagian ini dijelaskan proses dari pemilihan tujuan kinerja yang sesuai dan satu standart kinerja objek, yang biasa disebut keselamatan tujuan dasar yang telah disebutkan.

2.6.2.1 SP – 1 Immediate Occupancy

Kinerja struktur level S – 1 adalah *immediate occupancy* atau segera huni, yang didefinisikan setelah gempa berlangsung daerah kerusakan masih tetap aman untuk ditempati, pada dasarnya mempertahankan kekuatan desain setelah gempa dan kekauan struktur sesuai dengan kriteria yang telah ditetapkan. Pada dasarnya gaya verikal dan gaya horisontal menolak sistem yang cenderung mempertahankan kekakuannya setelah gempa. Risiko cedera yang mengancam akibat dari kerusakan struktural sangat rendah, meskipun

beberapa perbaikan kecil pada struktural mungkin dibutuhkan, ini biasanya tidak diperlukan karena bangunan sudah bisa langsung dihuni kembali.

2.6.2.2 SP – 2 Damage Control

Kinerja struktural di level S – 2 adalah *damage control* atau kontrol kerusakan, yang didefinisikan sebagai kerusakan antara level kinerja S – 3 *Life Safety* atau keselamatan hidup dan level kinerja S – 1 *Immediate Occupancy* atau segera huni. Desain untuk kontrol kerusakan adalah kisaran yang mungkin diinginkan untuk meminimalkan waktu perbaikan dan gangguan operasi sebagai sarana parsial untuk melindungi peralatan berharga beserta isinya, atau untuk melestarikan fitur bersejarah penting ketika biaya desain untuk dihuni kembali cukup besar.

2.6.2.3 SP – 3 Life Safety

Kinerja struktural di level S – 3 adalah *life safety* atau keselamatan hidup, yang didefinisikan setelah gempa terjadi termasuk kerusakan komponen struktural tetapi masih mempertahankan batas terhadap timbulnya keruntuhan parsial atau keruntuhan total yang masih dalam batas yang ditetapkan dalam standart untuk level kinerja struktural ini.

Kinerja struktur level S – 3 atau keselamatan hidup berarti kerusakan pasca gempa adalah kerusakan dalam struktur telah terjadi tetapi beberapa batas keruntuhan total atau keruntuhan parsial masih dapat diterima. Beberapa elemen struktur rusak berat tetapi tidak mengakibatkan jatuhnya puing – puing besar baik diluar bangunan maupun di dalam bangunan. Cedera dapat terjadi selama gempa namun risiko yang mengancam jiwa akibat dari kerusakan struktur menjadi sangat rendah. Dengan begitu mungkin dibutuhkan perbaikan struktur namun hal ini tidaklah praktis. Selagi struktur yang rusak bukanlah risiko runtuh akan lebih baik jika menggunakan bracing sementara sebelum kembali dihuni.

2.6.2.4 SP – 4 Limited Safety

Kinerja struktur level S – 4 adalah *limited safety* atau keamanan terbatas, yang didefinisikan sebagai kerusakan antara level S – 3 *Life Safety* atau keselamatan hidup dan S – 5 *Collapse Prevention* atau pencegahan runtuh.

2.6.2.5 SP – 5 Collapse Prevention

Kinerja struktur level S – 5 adalah pencegahan keruntuhan, yang didefinisikan sebagai keadaan pasca gempa yang meliputi kerusakan pada komponen struktural seperti struktur

yang berfungsi sebagai penahan beban gravitasi tetapi tetap ada batasan runtuhnya sesuai dengan standart yang telah ditetapkan Level Kinerja Struktur.

Kinerja struktur level S – 5 yaitu pencegahan keruntuhan berarti kerusakan pasca gempa dinyatakan dalam batas runtuh parsial atau runtuh total. Kerusakan besar pada struktur mungkin terjadi termasuk penurunan yang signifikan pada kekuatan dan kekakuan penahan gaya lateral, besar deformasi lateral struktur sudah sampai batas yang telah diijinkan dalam menahan beban vertikal. Risiko cedera karena jatuhnya puing – puing struktural mungkin ada. Struktur tidak mungkin dapat diperbaiki dan tidak aman untuk kembali dihuni, seperti aktivitas gempa susulan yang bisa menginduksi runtuhnya.

2.6.2.6 SP – 6 Not Considered

Kinerja bangunan yang tidak membahas struktur harus diklsifikasikan sebagai kinerja strktur yang tidak dipertimbangkan. Beberapa pemilik mungkin ingin mengatasi kerentanan non-struktural dengan program rehabilitasi seperti menguatkan parapet untuk penyimpanan bahan berbahaya tanpa menyikapi kinerja itu sendiri. Program rehabilitasi mendapatkan penurunan yang signifikan dalam risiko gempa dengan biaya yang relatif murah.

2.7 Analisis Statik Non-linier (Pushover)

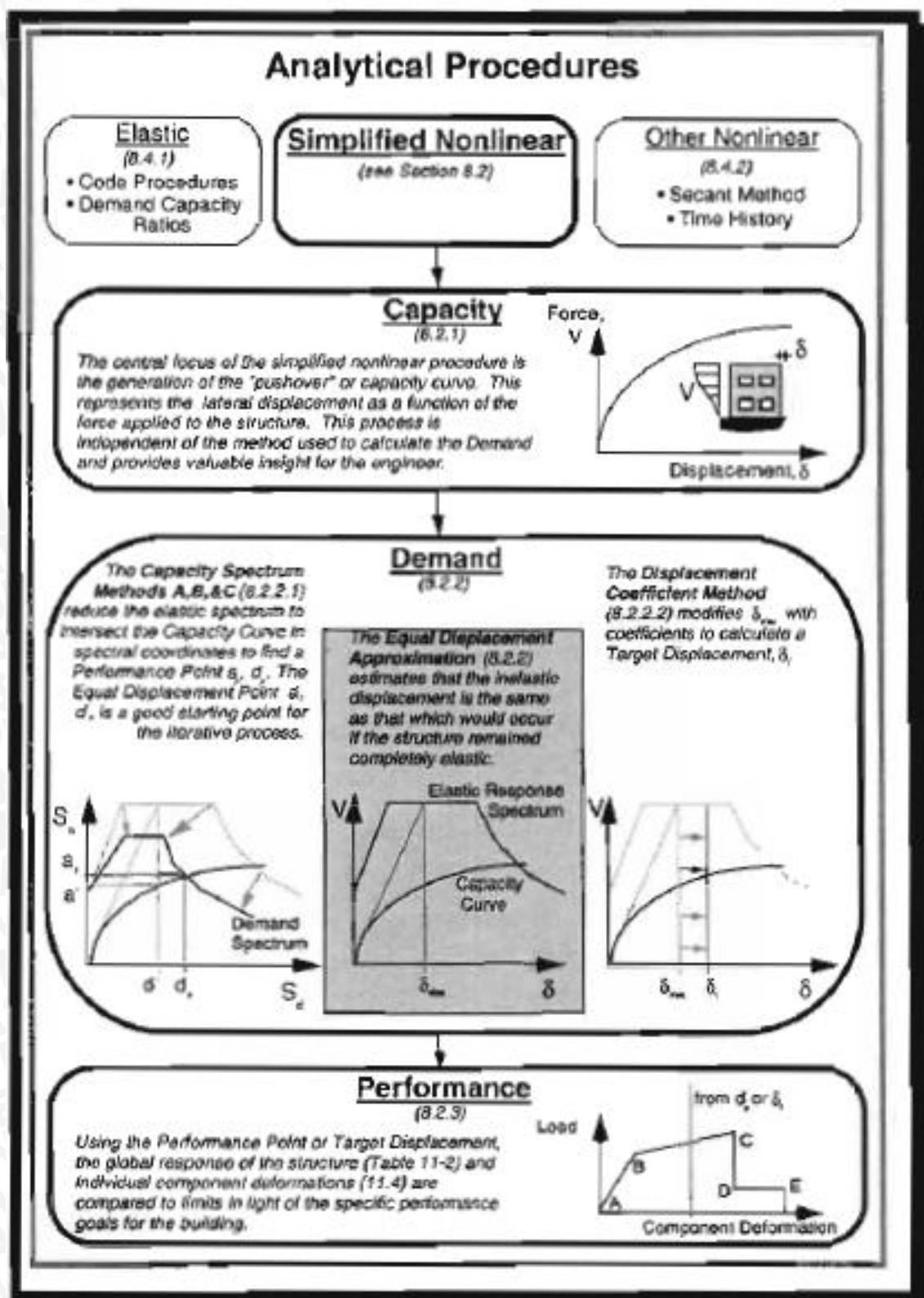
Analisis statik *non-linier pushover* (ATC 40, 1997) merupakan salah satu komponen *Performance Based Design* yang menjadi sarana dalam mencari kapasitas dari suatu struktur. Dasar analisis dilakukan dengan peningkatan beban statik tertentu dalam arah lateral yang nilainya ditingkatkan secara bertahap (*incremental*) secara proporsional pada struktur sehingga mencapai target *displacement* atau mencapai mekanisme diambang keruntuhan. Dari hasil analisis tersebut dapat diketahui nilai-nilai gaya geser dasar untuk perpindahan lantai atap tertentu. Nilai-nilai yang didapat tersebut kemudian ditetapkan menjadi suatu kurva kapasitas dari suatu struktur. Selain itu, analisis pushover juga dapat memperlihatkan secara visual perilaku struktur pada saat kondisi elastis, plastis, dan sampai terjadinya keruntuhan elemen-elemen strukturnya.

Prosedur perhitungan dengan anlisis *pushover* berdasarkan ATC 40 (1997) adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model 3 dimensi dengan program SAP 2000
2. Penentuan suatu kriteria *performance* seperti batas ijin simpangan pada atap.

3. Pembebanan struktur dengan gaya gravitasi.
4. Pembebanan struktur dengan beban gempa statik tertentu yang didapatkan dari standar yang berlaku di masing – masing negara.
5. Penentuan titik kontrol (control joint) untuk memantau perpindahan, biasanya pada puncak struktur.
6. Struktur didorong (*push*) dengan pola pembebanan yang telah ditentukan sebelumnya secara bertahap (*incremental*) sampai mencapai keruntuhan suatu target perpindahan tertentu.
7. Penggambaran kurva kapasitas, yaitu kurva hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan besarnya perpindahan lateral (*displacement*).





Gambar 2.7 Prosedur Analisis Kinerja (ATC 40, 1997)

Langkah – langkah analisis *pushover* :

2.7.1 Prosedur Menentukan *Capacity*

Seperti yang dijelaskan diatas bahwa kapasitas struktur terhadap pembebanan arah lateral digambarkan lewat kura kapasitas yang merupakan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan simpangan lateral atap (*roof displacement*). Kurva kapasitas didapatkan dengan melakukan *running* program SAP 2000 sebanyak 2 kali. Yaitu *running* analisis statik dan *running* analisis *pushover*.

Langkah – langkah analisis pada program SAP 2000 adalah sebagai berikut :

- a. Memberi pembebanan lateral tiap tingkat pada struktur yang polanya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Menghitung gaya – gaya dalam pada elemen – elemen struktur (beban gravitasi ikut dimasukan)
- c. Memperbesar beban lateral tersebut secara terus – menerus (*incremental*) sampai beberapa elemen atau kelompok elemen mencapai 10% tegangan lelehnya.
- d. Mencatat besarnya *base shear* dan simpangan lateral atap yang terjadi.
- e. Merevisi model struktur dengan memberikan perkuatan diagonal (bresing) untuk elemen – elemen yang leleh.
- f. Memberikan beban lateral dengan increment yang baru pada struktur yang sudah direvisi sedemikian hingga ada elemen atau grup elemen lain yang leleh.

2.7.2 Prosedur Menentukan *Demand*

Berdasarkan ATC 40 terdapat dua metode untuk menentukan demand, yaitu :

a. *Capacity spektrum method*

- Merupakan metode *iterative* yang bertujuan untuk menentukan lokasi titik performance struktur dengan kapasitas yang ada dan demand yang diminta.
- Lokasi performance point harus memenuhi dua kriteria, yaitu :
 1. Berada pada kurva spektrum kapasitas.
 2. Berada pada kurva demand spektral yang telah direduksi dari keadaan elastis (*damping* 5%).
- Ada tiga macam prosedur yang dapat dipilih dalam metode ini :

1. Prosedur A : digunakan oleh pemula karena paling mudah digunakan dalam *spreadsheet* dan paling mudah dipahami, merupakan cara analisis berdasarkan rumusan – rumusan tertentu.
2. Prosedur B : melakukan penyederhanaan bilinear pada kurva kapasitas sehingga cara ini relatif sedikit iterasinya.
3. Prosedur C : murni grafis sehingga paling tepat untuk penyelesaian manual tanpa *spreadsheet*.

b. *Displacement coefficient method*

- Metode dengan proses numerik langsung dalam menghitung *displacement demand* sehingga tidak perlu mengkonversi kapasitas kedalam koordinat spektral.

Dalam penulisan ini digunakan **Metode Spektrum Kapasitas (Capacity Spektrum Method) Prosedur B**. *Performance point* yang diperoleh pada metode B bisa langsung didapatkan dalam program SAP 2000, dimana prosedur ini akan dibahas setelah Prosedur A yang mempunyai pemahaman lebih mudah. Prosedur A digunakan sebagai kontrol dari pemakaian Prosedur B dengan program SAP 2000.

A. Langkah – langkah yang harus dilakukan pada prosedur A adalah sebagai berikut :

1. Mengubah kurva kapasitas kedalam koordinat spektral menjadi kurva spektrum kapasitas dengan rumus :

$$S_a = \frac{v}{\alpha_1} \dots\dots\dots (2-1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{P F1 \phi_{roof}} \dots\dots\dots (2-2)$$

Dengan :

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}^2}{g} \right]} \dots\dots\dots (2-3)$$

$$PF_i = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}^2}{g}} \dots\dots\dots (2-4)$$

Dengan :

Sa = percepatan spektral (*spektral acceleration*)

S_d = perpindahan spektral (*spektral displacement*)

PF1 = faktor partisipasi moda (*modal participation faktor*) untuk moda pertama

αI = koefisien massa moda (*modal mass coefficient*) untuk moda pertama

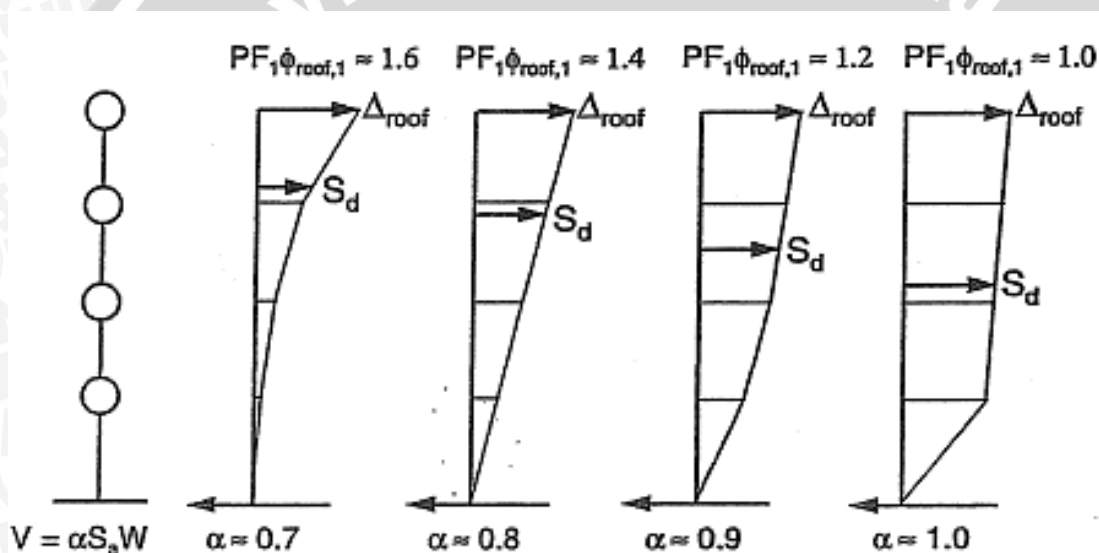
ϕ_{li} = amplitudo moda (*amplitude of mode*) pertama pada level i

V = gaya geser dasar (*base shear*)

W = beban gravitasi

Δ_{roof} = perpindahan pada atap (*roof displacement*)

W_i/g = massa pada level i



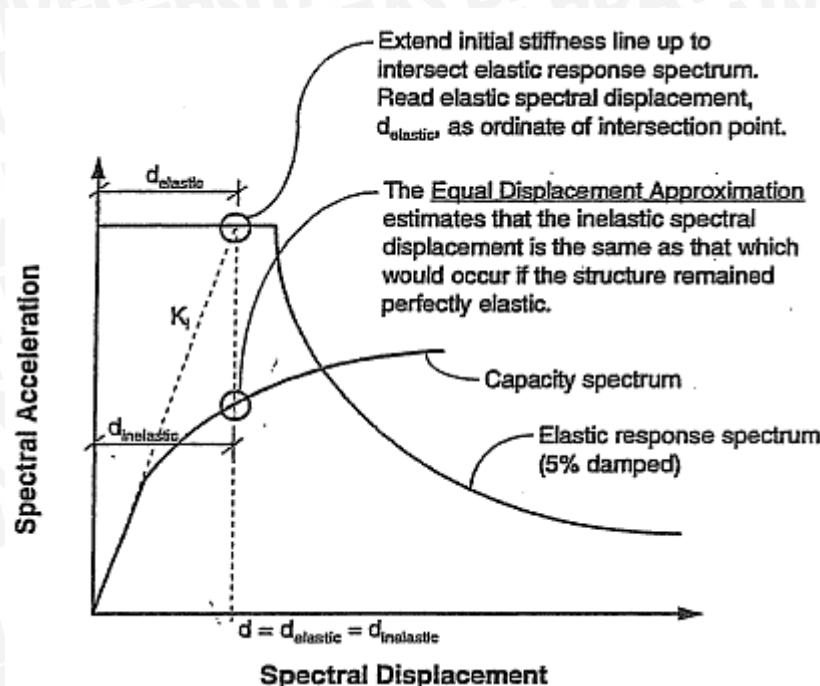
Gambar 2.8 Contoh Faktor Partisipasi Massa dan Koefisien Modal Massa

2. Menentukan spektrum respon elastis (*damping 5%*) sesuai dengan peraturan yang berlaku, kemudian mengkonversi dalam koordinat spektral dengan rumus :

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \dots\dots\dots (2-5)$$

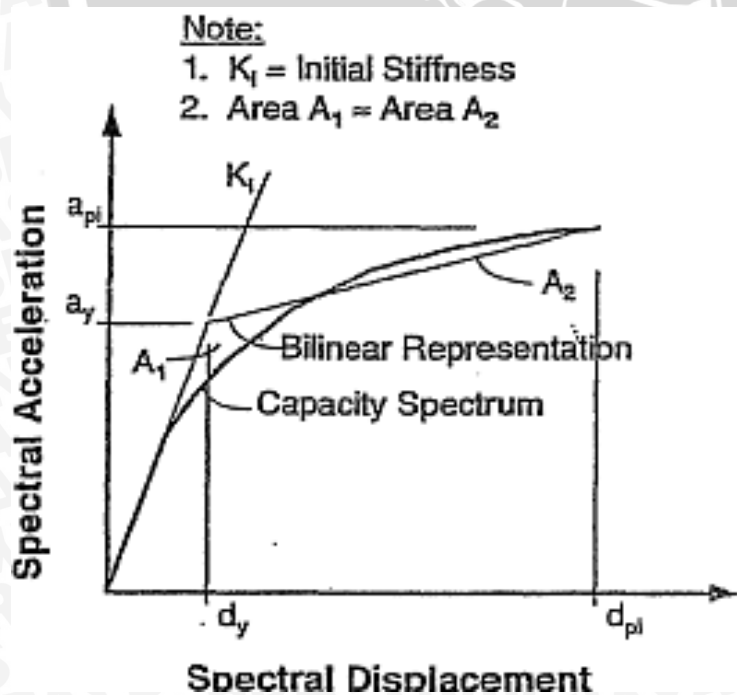
Menentukan titik trial pertama (dp_1 , ap_1) (pendekatan *equal displacement*) :

- a. Perpanjangan garis *stiffness* awal pada kurva spektrum kapasitas sampai memotong *demand* spektral.
- b. *Equal displacement approximation* memperkirakan bahwa *displacement* spektral inelastik sama dengan yang terjadi pada struktur jika struktur tetap elastis sempurna. Langkah 1 – 3 digambarkan dalam Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Equal Displacement Approximation

- Menentukan representasi Bi – Linear guna memprakirakan besarnya *damping* efektif dan reduksi yang tepat untuk *demand* spektral dengan cara menarik garis trial pertama (dp_1 , ap_1) memotong *initial stiffness* (dy , ay) sehingga luasan daerah A_1 sama dengan A_2 .



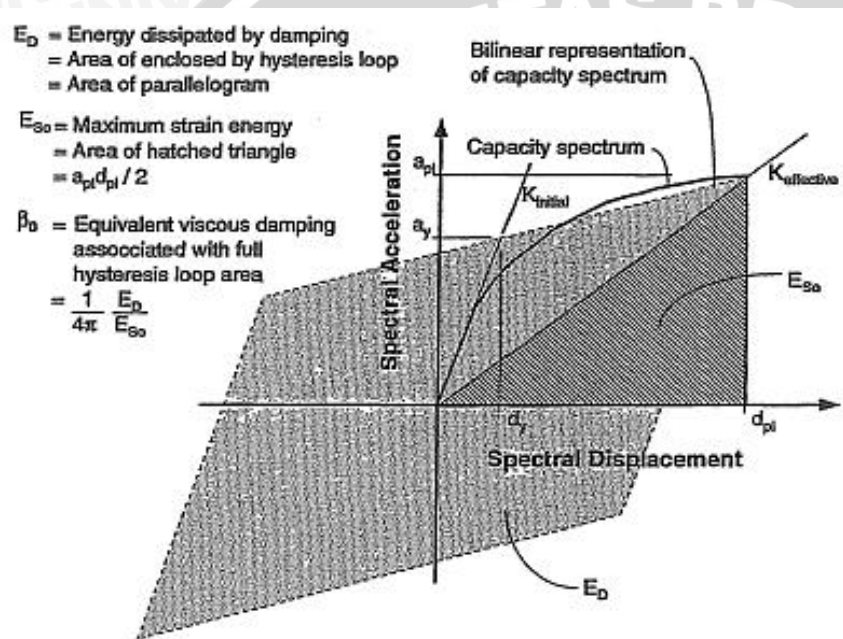
Gambar 2.10. Representasi Bi-Linear Pada Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, 1997)

4. Menentukan besarnya *viscous damping* efektif :

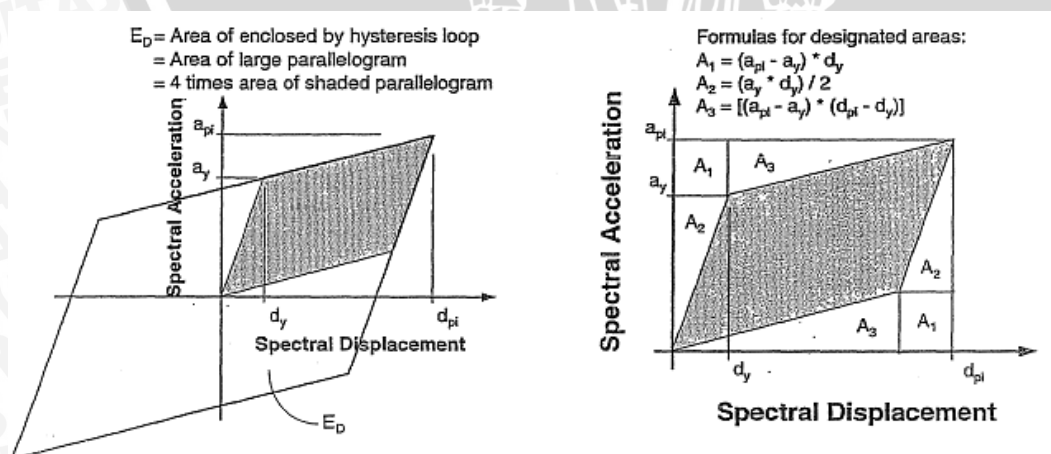
$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_o + 5 \dots \dots \dots (2-6)$$

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}} \dots \dots \dots (2-7)$$

Dengan E_D adalah energi yang dipancarkan oleh *damping* dan E_{SO} adalah energi regangan maximum (pada gambar 2.11 dan 2. 12).



Gambar 2. 11. Damping Untuk Reduksi Spektral



Gambar 2.12. Energi yang Dipancarkan Oleh Damping

Pada Gambar 2.11 dan 2.12 *hysteresis loop*-nya merupakan suatu pendekatan yang rasional untuk bangunan yang daktail penuh jika dikenai gempa periode pendek dan *viscous ekuivalen*-nya lebih kecil dari 30%. Untuk kondisi luar ini, *hysteresis loop* tersebut akan meng-*overestimate* besarnya *viscous damping ekuivalen*.

$$E_D = 4 \times \text{daerah yang diarsir pada gambar 2. 12} \dots \dots \dots (2-8)$$

$$= 4 \times (a_{pi} \cdot d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$= 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_{so} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \dots \dots \dots (2-9)$$

Angka 5 pada persamaan (2.4a) merupakan *viscous damping* pada struktur sebesar 5% yang dianggap konstan. Nilai K merupakan faktor modifikasi *viscous damping ekuivalen* yang tergantung pada perilaku struktural bangunan. Untuk kesederhanaan ATC 40 menggolongkan tiga kategori perilaku struktural seperti Tabel 2.1

Tabel 2.1 Nilai Faktor Modifikasi Viscous Damping Ekuivalen, K

<i>Structural Behavior Type</i>	β_p (percent)	K
Type A ²	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$\frac{0.845 - 0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

5. Menentukan besarnya reduksi spektrum respon relatif :

$$S_{RA} = \left[\frac{3,21 - (0,68 \ln(\beta_{eff}))}{2,12} \right] \dots \dots \dots (2-10)$$

$$S_{RV} = \left[\frac{2,31 - (0,41 \ln(\beta_{eff}))}{1,65} \right] \dots \dots \dots (2-11)$$

Nilai SRA dan SR_v tersebut harus lebih besar dari nilai pada Tabel 2.2, sedangkan tipe – tipe perilaku struktur dapat dilihat pada Tabel 2.3, Gambar 2.12 memperlihatkan reduksi pada respon spektrum yang dilakukan pada penulisan ini.

Tabel 2.2 Nilai Minimum SRA dan SR_v

<i>Structural Behavior Type²</i>	<i>SR_A</i>	<i>SR_v</i>
Type A ²	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Tabel 2.3 Tipe – tipe Perilaku Struktural

<i>Shaking Duration¹</i>	<i>Essentially New Building²</i>	<i>Average Existing Building³</i>	<i>Poor Existing Building⁴</i>
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

6. Menentukan besar masing – masing S_d dan S_a tereduksi dengan menggunakan persamaan :

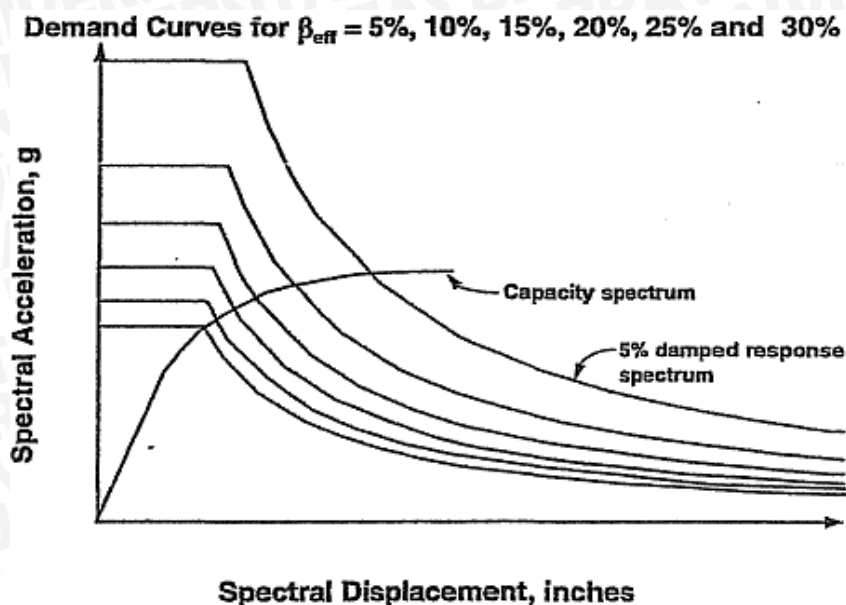
$$S_a = 2,5 \times S_{RA} \times C_A \dots\dots\dots (2-12)$$

$$T_s = \frac{SR_v \times C_v}{2,5 \times S_{RA} \times C_A} \dots\dots\dots (2-13)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots (2-14)$$

B. Langkah – langkah yang harus dilakukan pada Prosedur B adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan respon spektrum dengan redaman 5% sesuai dengan keadaan tanah setempat.
2. Gambarkan respon spektrum dengan redaman 5% dan gambarkan juga respon spektrum dengan redaman efektif antara 5% hingga nilai redaman maksimum yang diijinkan untuk tiap – tiap tipe perilaku struktur bangunan seperti Tabel 2. 4.

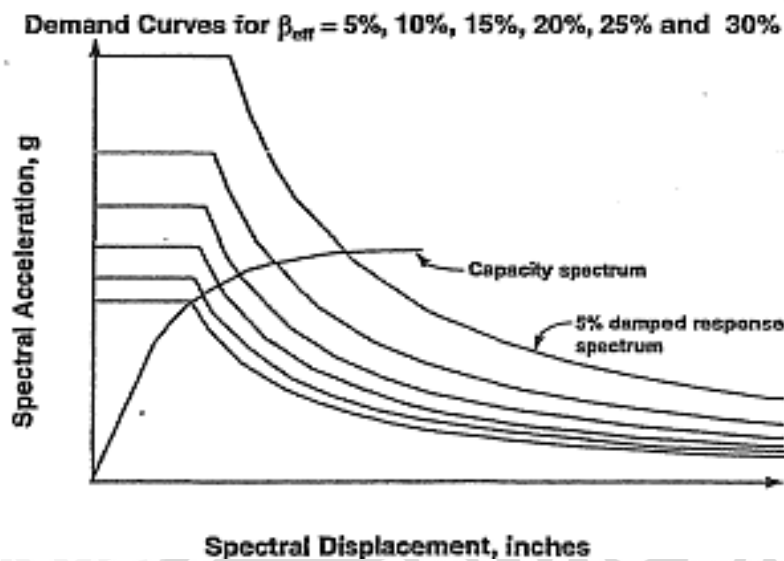


Gambar 2.13 Kelompok Kespon Spektrum

Tabel 2.4 Faktor Reduksi Respon Spektrum

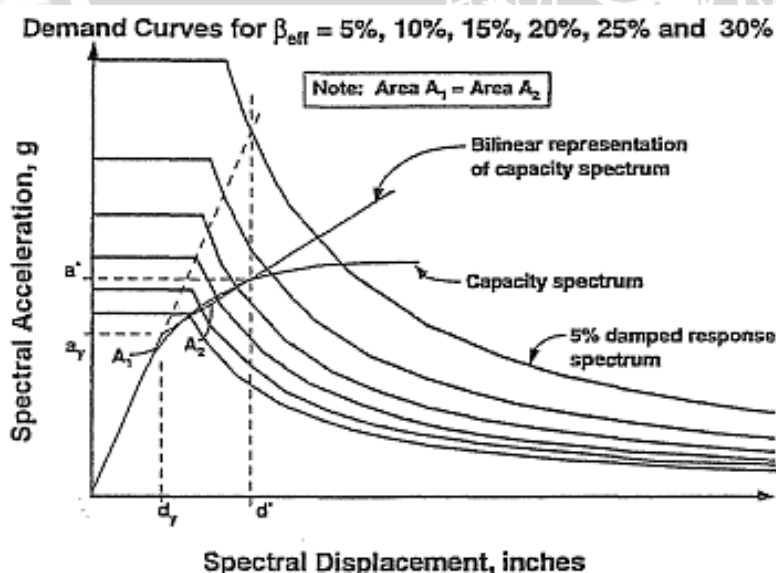
	Behavior Type A ¹			Behavior Type B ²			Behavior Type C ³		
β_0 (percent)	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥ 45	40	0.33	0.50 ²	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67 ²

- Plot kurva kapasitas dengan kelompok spektrum *demand* pada suatu grafik (Gambar 2.13). Kurva kapasitas harus diubah kedalam koordinat spektral menjadi kurva spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 2-1 dan 2-2.



Gambar 2.14 Kelompok Respon Spektrum dan Spektrum Kapasitas

4. Buat hubungan bilinear pada spektrum kapasitas seperti Gambar 2.15. *initial slope* dari kurva bilinear adalah sama dengan *initial stiffness* dari bangunan. Bagian dari kurva bilinear khususnya segmen leleh harus melalui spektrum kapasitas pada perpindahan sama dengan perpindahan spektral respon spektrum dengan redaman 5% pada kekakuan sebelum leleh (*pre-initial stiffness*), sehingga didapatkan titik (S^* , d^*). Kurva bilinear ini harus memperhatikan bahwa luasan daerah yang dibentuk yaitu A_1 dan A_2 harus sama.



Gambar 2.15. Representasi Bilinear

5. Hitung nilai perpindahan untuk tiap perpindahan di dekat titik (a^* , d^*) disesuaikan dengan nilai redaman efektif :

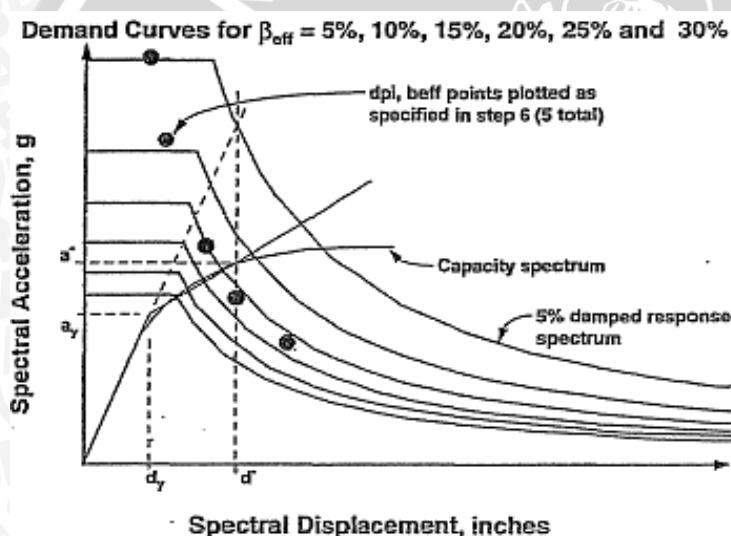
$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \dots \dots \dots (2-15)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63,7K(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{(a_{pi} \cdot d_{pi})} + 5 \dots \dots \dots (2-16)$$

dengan nilai K didapatkan dalam tabel 2.1 dengan nilai β_0 :

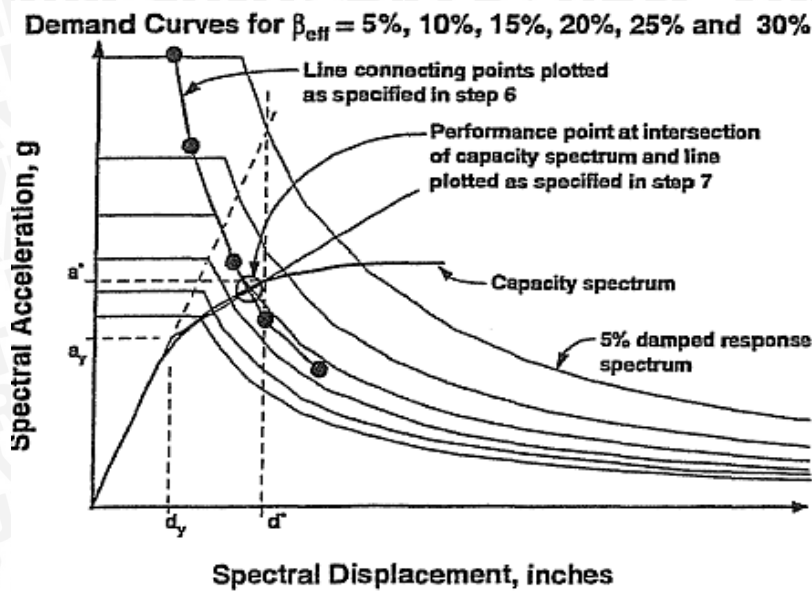
$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{(a_{pi} \cdot d_{pi})} \dots \dots \dots (2-17)$$

6. Untuk setiap nilai d_{pi} yang didapatkan dari langkah 5 diplotkan bersama dengan kelompok spektrum *demand* yang sesuai.



Gambar 2.16 Plot Nilai d_{pi} dan β_{eff}

7. Hubungkan titik – titik yang didapatkan dari langkah 6 hingga membentuk sebuah garis seperti Gambar 2.17. Perpotongan garis ini dengan spektrum kapasitas di definisikan sebagai *performance point*.



Gambar 2. 17 Performance Point

2.7.3 Prosedur Menentukan Titik Kinerja (Performance Point)

2.7.3.1 Prosedur A

Pada trial yang pertama didapatkan titik (d_{pi}, a_{pi}) yang merupakan perpotongan antara kurva kapasitas dan kurva respon spektrum tereduksi. Dengan melakukan pengamatan diratik garis bilinear hingga bertemu dengan garis *initial stiffness* ($K_{initial}$) yang didapatkan titik (d_{pi}, a_{pi}) .

Jika nilai tersebut pada range diantara $0,95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05d_{pi}$ maka titik (d_{pi}, a_{pi}) adalah titik kinerja (*performance point*). Namun, jika di tidak berada dalam *range* tersebut maka prosedur A diulangi dari langkah 3 dengan titik trial (d_i, a_i) dan seterusnya sampai titik perpotongan memenuhi syarat *range* diatas.

2.7.3.2 Prosedur B

Performance point didapatkan dari perpotongan antara kurva spektrum kapasitas dengan garis yang didapat dari titik-titik (d_{pi}, a_{pi}) dengan masing – masing nilai *damping* efektif (β_{eff}). Prosedur ini menghasilkan suatu nilai yang sama dengan prosedurnya lainnya, jika *performance point* didapatkan pada titik (a^*, d^*) . Apabila *performance point* yang didaapatkan jauh dari titi (a^*, d^*) , maka harus dibuktikan dengan menggunakan prosedur A atau prosedur C.

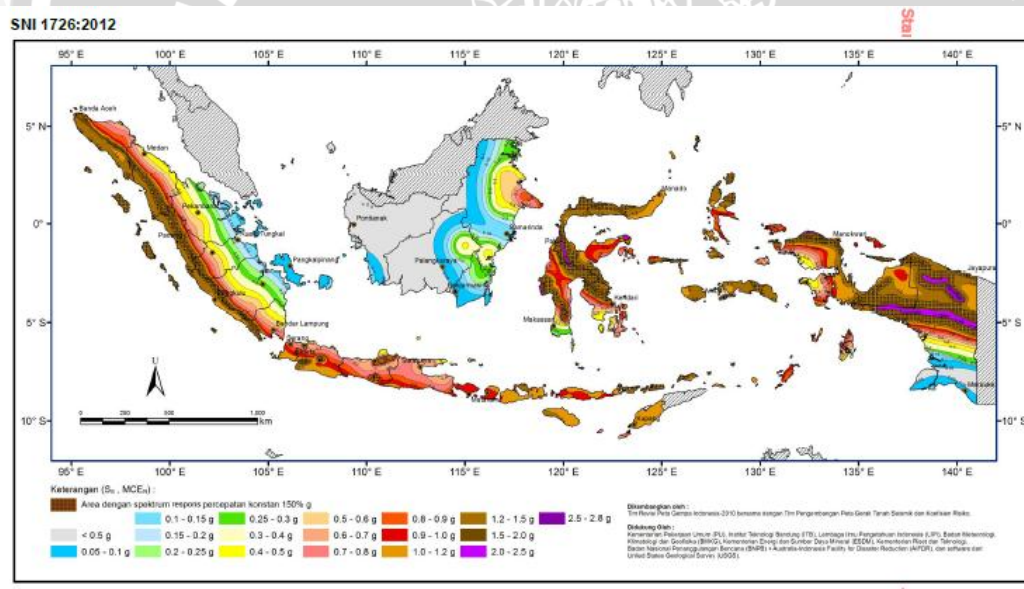
2.8 Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 1726: 2012

2.8.1 Desain Respon Spektra Berdasarkan SNI 1726: 2012

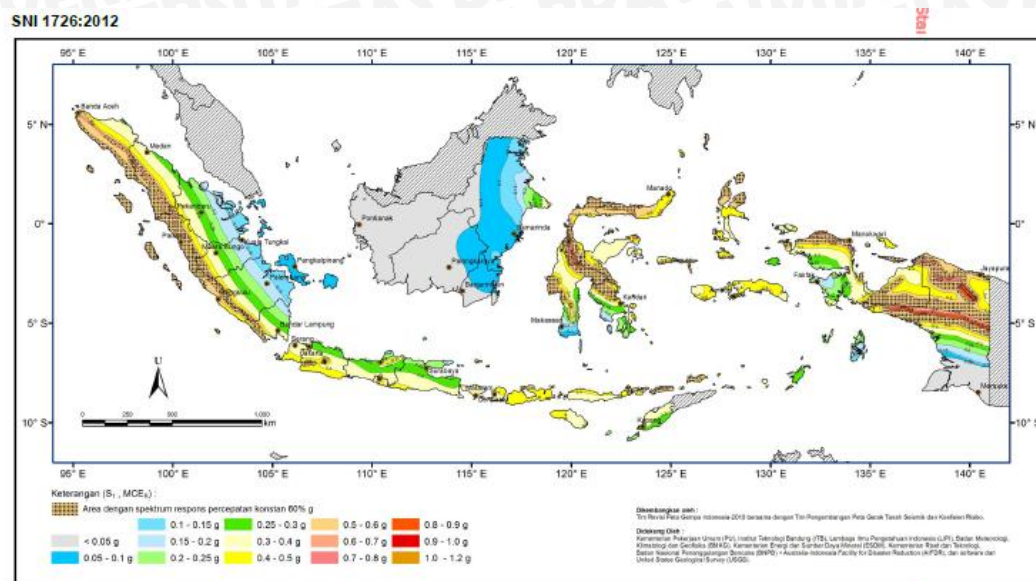
Langkah-langkah menentukan desain respon spektra berdasarkan SNI 1726: 2012 adalah sebagai berikut:

- Menentukan nilai parameter respon spektra pendek (0,2 detik) dan periode 1 detik (S_s dan S_1)

Menurut SNI 1726: 2012 (Departemen Permukiman Dan Prasarana Wilayah) parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing – masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun , dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 2.18 S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB



Gambar 10 - S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_R), kelas situs SB

Gambar 2.19 S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB

b. Menentukan kelas situs (kelas tanah)

Berdasarkan sifat – sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE atau SF. Bila sifat – sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan.

Tabel 2.5 Klasifikasi Kelas Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5 \text{ m}$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $\bar{s}_u < 50 \text{ kPa}$		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber: Tabel 3 Klasifikasi kelas situs (SNI 03-1726-2012, hal. 17-18)

c. Menentukan koefisien F_a dan F_v

Nilai koefisien F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel berikut.

Tabel 2.6 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 2.7 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

Sumber: SNI 03-1726-2012, hal. 22

d. Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1}

Nilai S_{MS} dan S_{M1} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots (2-18)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots(2-19)$$

e. Menghitung nilai S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2-20)$$

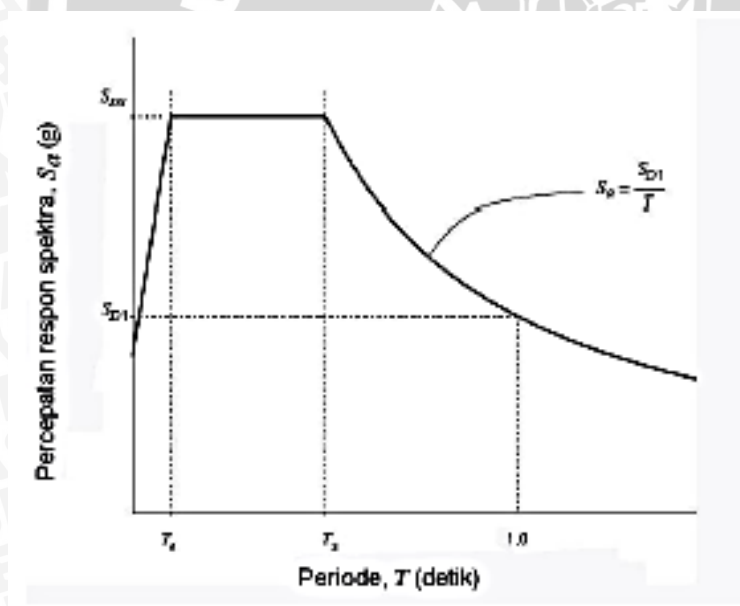
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2-21)$$

f. Menghitung Nilai T_0 dan T_s

Nilai S_{DS} dan S_{D1} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2-22)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2-23)$$



Gambar 2.20 Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respon percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2-24)$$

2.9 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut;

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots \dots \dots (2-25)$$

Dimana h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel berikut.

Tabel 2.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

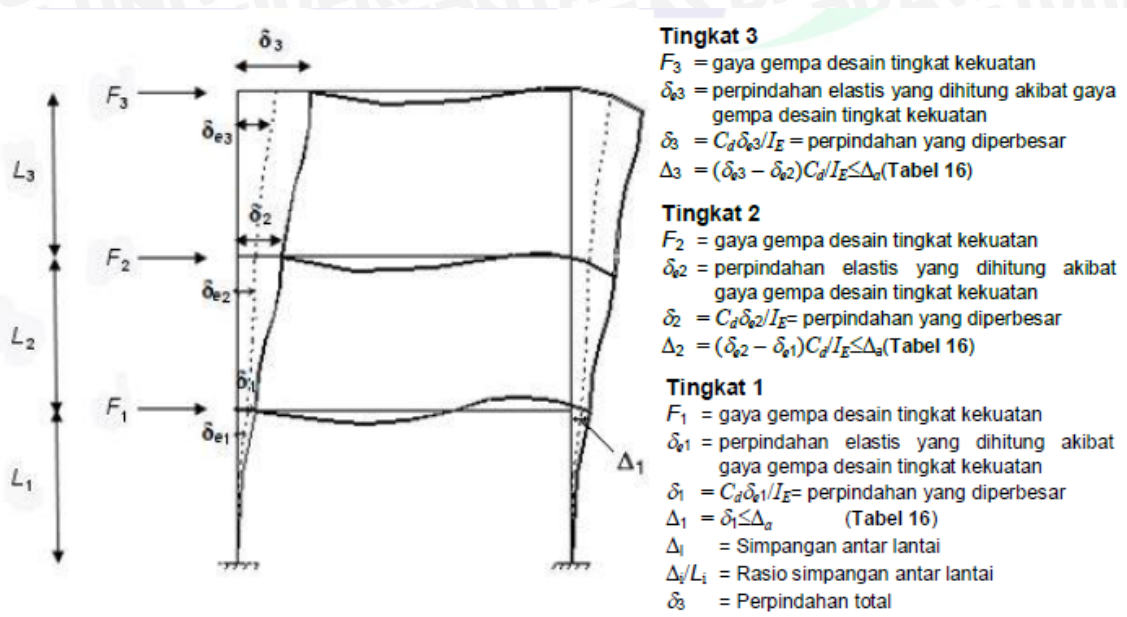
Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sebagai alternatif, diijinkan menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m

$$T_a = 0,1N \dots \dots \dots (2-26)$$

dimana N adalah jumlah tingkat.

2.10 Simpangan Antar Lantai Struktur



Gambar 2. 21 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai diperhitungkan berdasarkan SNI 1726: 2012 dimana pada Pasal 7.8.6 disebutkan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_x}{I_e} \dots \dots \dots (2-27)$$

dimana:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_x = defleksi pada lokasi yang ditinjau

I_e = faktor keutamaan gempa

Sedangkan simpangan antar lantai (Δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta_x = \frac{(\delta_x - \delta_{x-1}) C_d}{I_e} \leq \Delta_a \dots \dots \dots (2-28)$$

dimana Δ_a adalah simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan sebagai berikut:

Tabel 2.9 Simpangan Antar Lantai Ijin

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

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

2.11 Daktilitas

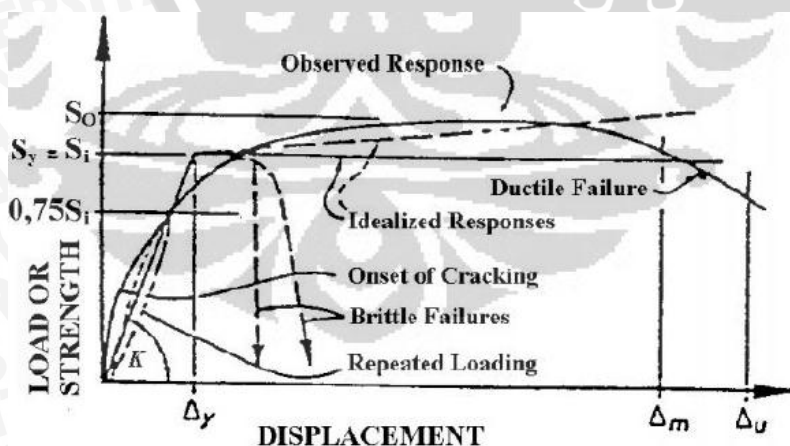
Daktilitas merupakan kemampuan suatu elemen struktur untuk mengalami deformasi sebesar-besarnya tanpa menyebabkan kegagalan daya layan, walaupun telah berada pada kondisi plastis. Secara garis besar daktilitas terbagi menjadi beberapa jenis yang ditinjau berdasarkan metode analisisnya. Daktilitas dapat ditinjau menggunakan analisis regangan (*strain ductility*), metode lengkungan (*curvature ductility*), dan berdasarkan lendutan/ defleksi (*displacement ductility*).

2.11.1 Daktilitas Regangan (*Strain Ductility*)

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/ struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Pada Gambar 2.22 dapat dilihat daktilitas tegangan dapat diberikan dengan persamaan sebagai berikut;

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \dots \dots \dots (2-27)$$

Dimana ε adalah tegangan total yang terjadi dan ε_y adalah tegangan pada saat leleh. Daktilitas tegangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.



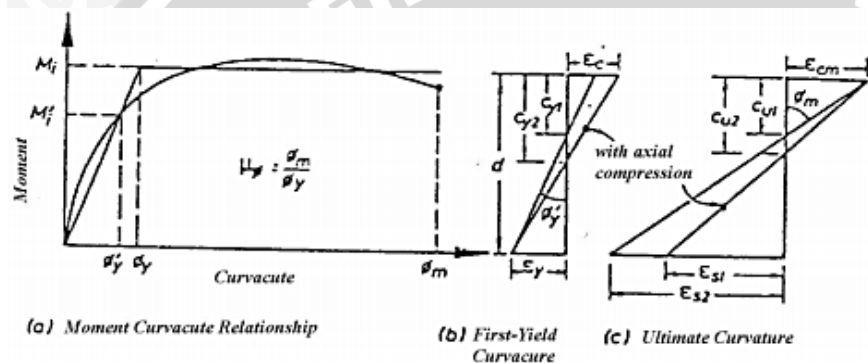
Gambar 2.22 Hubungan Beban dengan Lendutan

2.11.2 Daktilitas Lengkungan (*Curvature Ductility*)

Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling potensial. Sehingga, hal tersebut sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan momen ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan dengan persamaan berikut;

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \dots \dots \dots (2-28)$$

Dimana ϕ_m adalah lengkungan pada kondisi maksimum, dan ϕ_y adalah lengkungan saat kondisi leleh. Daktilitas ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur.



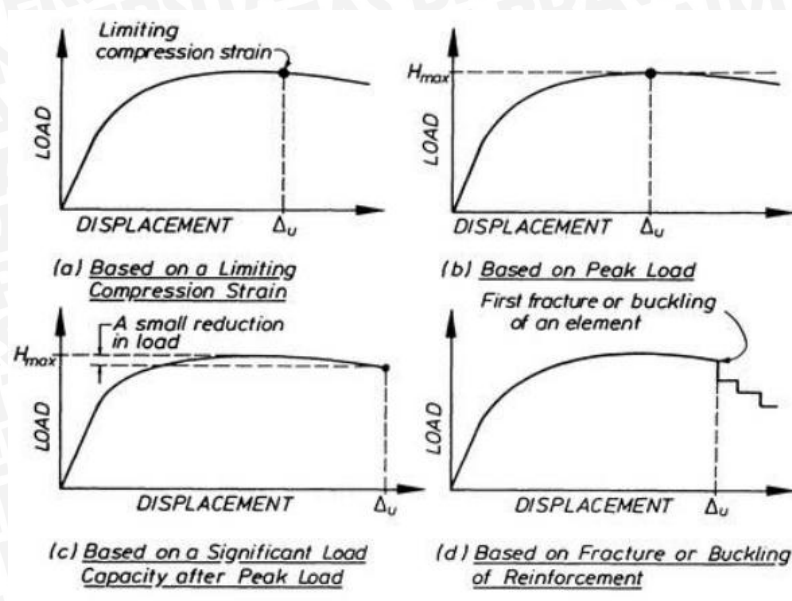
Gambar 2.23 Definisi Curvature Ductility

2.11.3 Daktilitas Lendutan (*Displacement Ductility*)

Daktilitas lendutan biasanya digunakan dalam evaluasi pada struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas didefinisikan sebagai rasio dari defleksi pada kondisi maksimum/runtuh terhadap defleksi pada saat kelelahan awal, yang dapat ditulis dengan persamaan berikut;

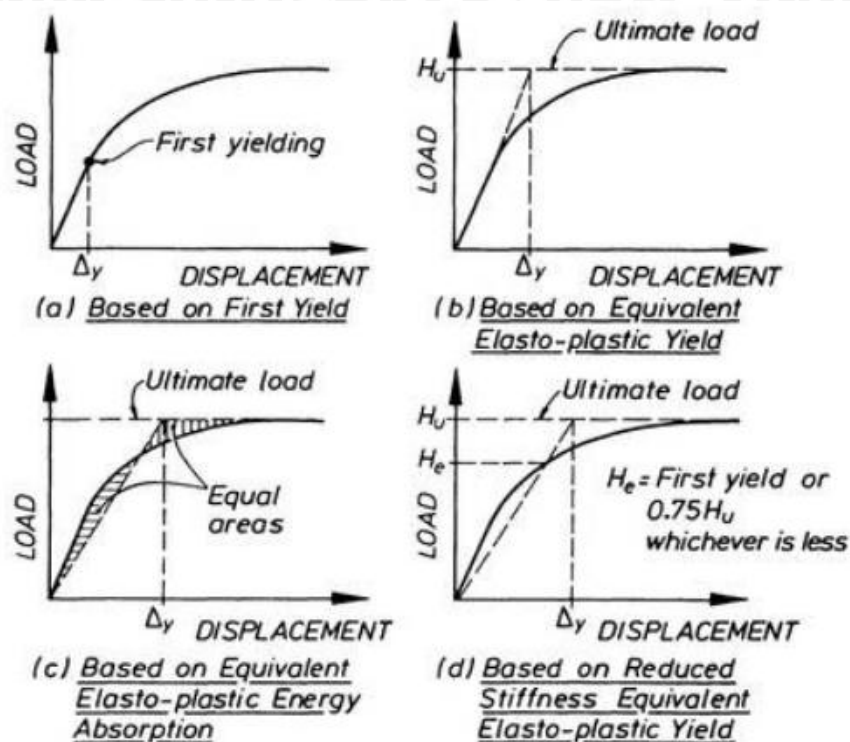
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \dots \dots \dots (2-29)$$

Dimana μ_{Δ} adalah faktor daktilitas yang dianalisis berdasarkan parameter defleksi, Δ_u adalah defleksi maksimum yang dapat dicapai struktur atau defleksi terakhir yang mampu dibaca oleh instrumen uji sebelum dinyatakan runtuh. Sedangkan Δ_y adalah defleksi yang terjadi pada kondisi dimana beban yang diberikan tidak lagi mampu ditahan namun defleksi masih terus meningkat secara signifikan.



Gambar 2.24 Interpretasi Defleksi Maksimum

Terdapat beberapa interpretasi yang berbeda terkait dengan defleksi maksimum sebagaimana ditampilkan oleh gambar diatas. Yang dimaksud defleksi maksimum adalah defleksi yang terjadi pada batas regangan beban tekan (gambar a), atau defleksi yang terjadi pada saat beban lateral puncak (gambar b), atau defleksi yang terjadi pasca beban lateral puncak yang sedikit tereduksi (gambar c). Selain itu, defleksi maksimum juga dapat diartikan sebagai defleksi yang terjadi pada saat tulangan vertikal maupun horizontal putus/*fracture* atau tulangan vertikal yang tertekan mengalami tekuk/*buckling* (gambar d) (Park, Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, 1988).



Gambar 2.25 Interpretasi Defleksi Leleh

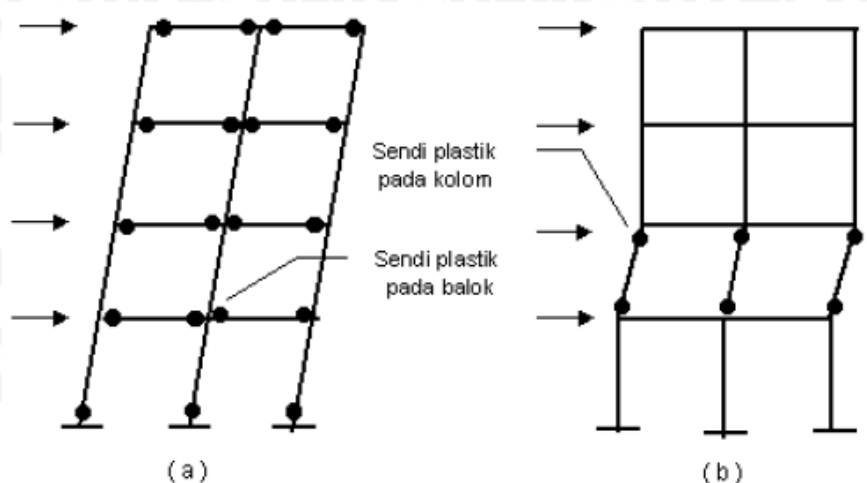
Kemudian yang dimaksud dengan defleksi leleh adalah defleksi pada saat pertama kali leleh terjadi (gambar a), atau defleksi leleh adalah defleksi pada saat beban lateral leleh P_y yang merupakan proyeksi dari kesetimbangan antara energi input dibawah kurva selubung hysteresis dengan energi di bawah kurva EEEP (gambar b), atau defleksi pada saat beban lateral leleh P_y yang merupakan proyeksi dari keseimbangan antara energi yang diserap di bawah kurva selubung hysteresis dengan energi yang diserap di bawah kurva EEEP (gambar c), atau defleksi yang terjadi pada saat beban lateral leleh P_y yang diambil 75% beban lateral puncak P_p (gambar d) (Park, Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, 1988).

2.12 Mekanisme Keruntuhan

Terdapat dua jenis mekanisme kelelahan atau terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur portal, antara lain:

- Mekanisme Kelelahan pada Balok (*Beam Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada balok-balok dari struktur bangunan, akibat penggunaan kolom-kolom yang kuat (*Strong Column-Weak Beam*).
- Mekanisme Kelelahan pada Kolom (*Column Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari struktur bangunan

pada suatu tingkat, akibat penggunaan balok-balok yang kuat (*Strong Beam-Weak Column*).



Gambar 2.26 Sendi Plastis Pada Balok (a) dan Kolom (b)

Pada perencanaan struktur portal daktail dengan metode Desain Kapasitas, mekanisme kelelahan yang dipilih adalah *Beam Sidesway Mechanism*, karena alasan-alasan sebagai berikut:

- Pada *Column Sidesway Mechanism*, kegagalan dari kolom pada suatu tingkat akan mengakibatkan keruntuhan dari struktur secara keseluruhan.
- Pada struktur dengan kolom-kolom yang lemah dan balok-balok yang kuat (*Strong Beam-Weak Column*), deformasi akan terpuat pada tingkat-tingkat tertentu, sehingga daktilitas yang diperlukan oleh kolom agar dapat dicapai daktilitas dari struktur yang disyaratkan akan sulit dipenuhi.

Kerusakan- kerusakan yang terjadi pada kolom-kolom bangunan, akan lebih berbahaya dibandingkan jika kerusakan terjadi pada balok. Jadi mekanisme kelelahan pada portal yang berupa *Beam Sidesway Mechanism*, merupakan keadaan keruntuhan struktur bangunan yang lebih terkontrol. Pemilihan perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan mekanisme ini membawa konsekuensi bahwa kolom-kolom pada struktur direncanakan lebih kuat dari pada balok-balok struktur, sehingga dengan demikian sendi-sendi plastis akan terbentuk lebih dahulu pada balok.

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Data Umum Bangunan

Nama Gedung : Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas

Brawijaya

Lokasi : Jl. Veteran, Kota Malang, Jawa Timur

Fungsi : Gedung Perkuliahan

Jumlah lantai : 10

Luas gedung : 2455 m²

Tinggi gedung : 47 m (tidak termasuk atap)

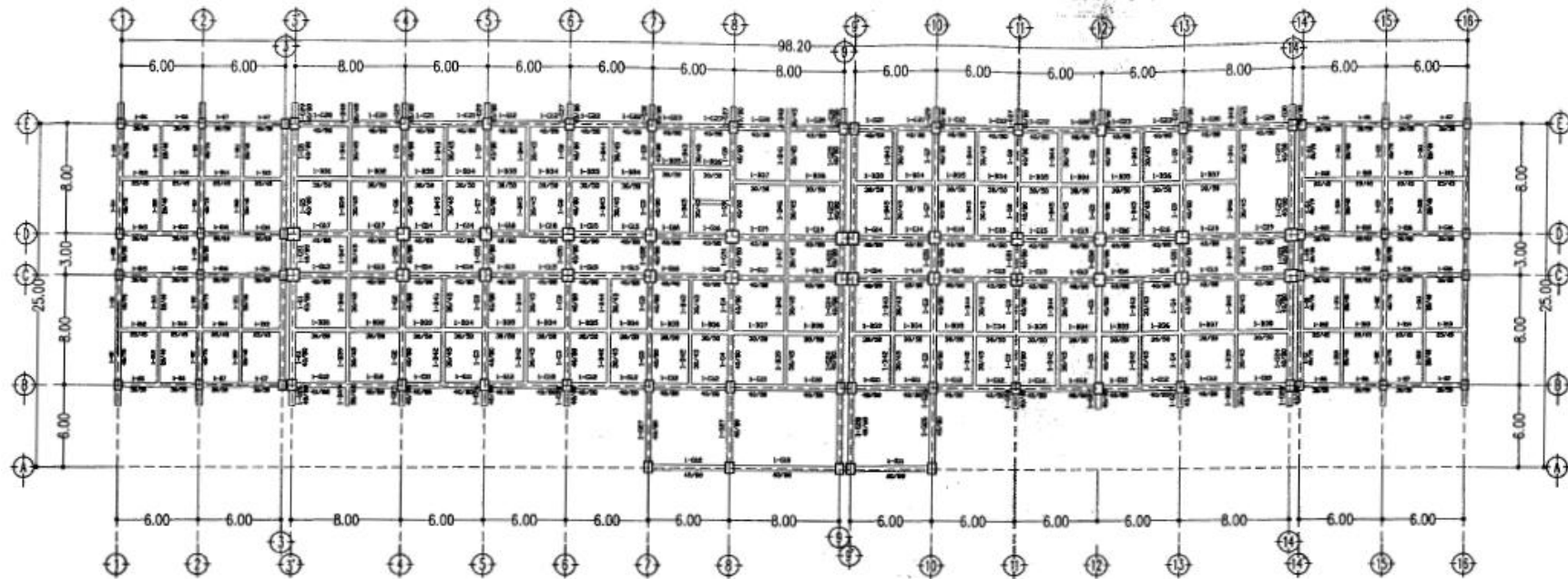
3.2 Preliminary Design

Dalam analisis performa ketahanan gempa, struktur gedung dimodelkan menjadi lima tipe struktur yaitu, Tipe A berupa struktur portal terbuka biasa, Tipe B berupa struktur portal terbuka dengan kombinasi *single diagonal braced frame*, Tipe C berupa struktur portal terbuka dengan kombinasi *X-shape braced frame*, Tipe D berupa struktur portal terbuka dengan kombinasi *V-shape braced frame*, Tipe E berupa struktur portal terbuka dengan kombinasi *chevron shape braced frame*. Adapun mutu material yang digunakan pada pemodelan masing-masing tipe struktur gedung adalah sebagai berikut:

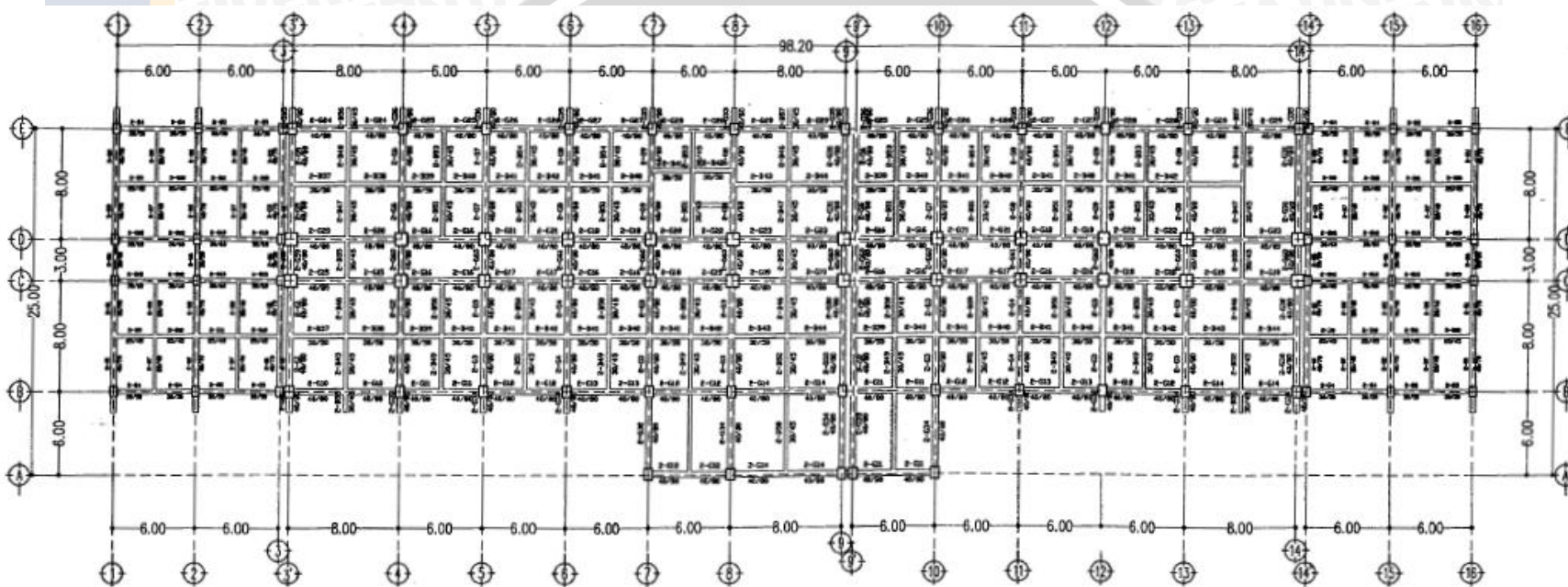
Tabel 3.1 Mutu Bahan

Bahan	Mutu
Beton	K-350 ($f'_c = 29,05$ MPa)
Tulangan Ulir	U-39 ($f_y = 390$ MPa)
Tulangan Polos	U-24 ($f_y = 240$ MPa)

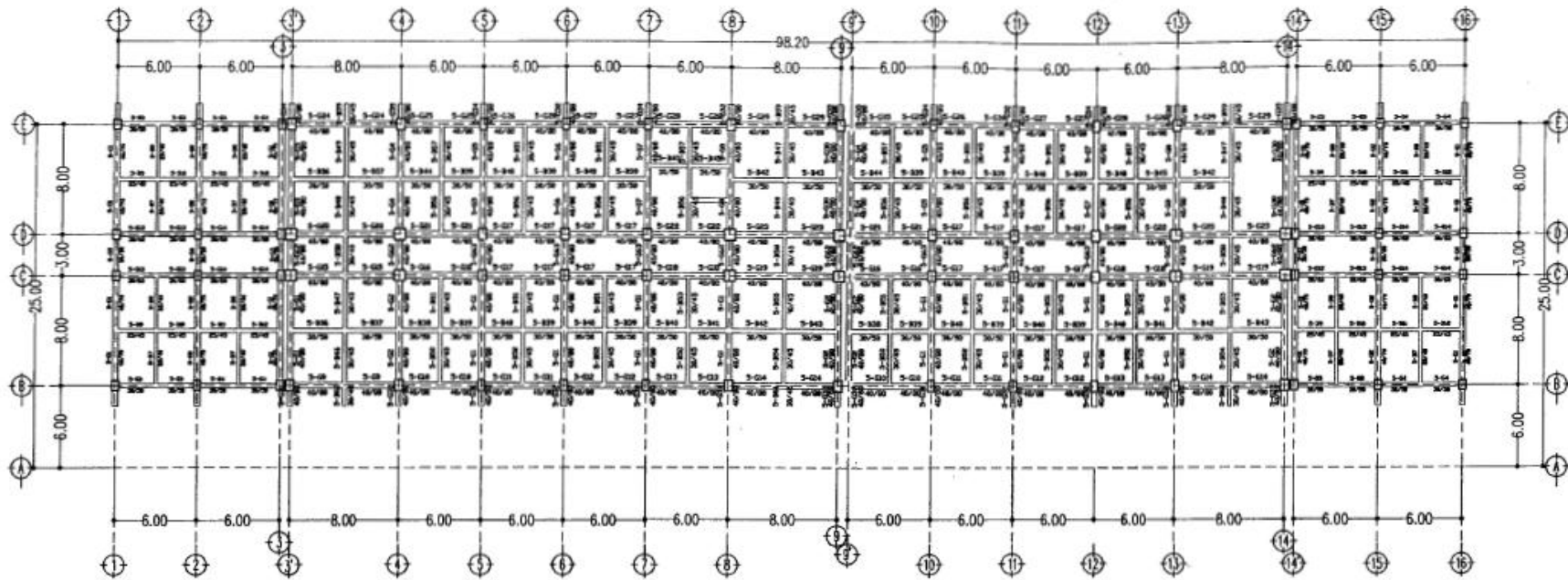
Sumber: Pengolahan penulis



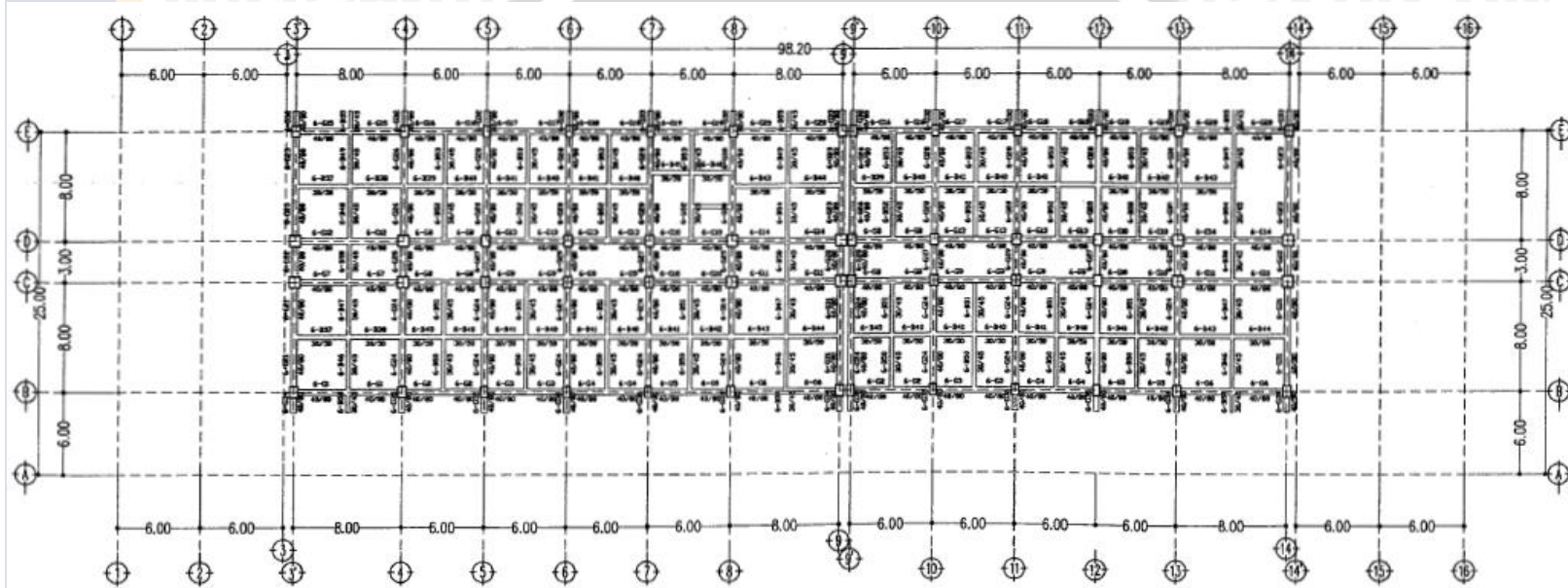
Gambar 3.1 Denah Balok Lantai Dasar GPB FK UB



Gambar 3.2 Denah Balok Lantai 1 GPB FK UB



Gambar 3.3 Denah Balok Tipikal Lantai 2 - 4 GPB FK UB



Gambar 3.4 Denah Balok Tipikal Lantai 5 - 9 GPB FK UB



Gambar 3.5 Denah Balok Lantai Atap GPB FK UB

3.3 Pembebanan

Pembebanan pada masing-masing tipe struktur mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987. Dimana perhitungan beban hidup ditetapkan sebesar 250 kg/m^2 untuk gedung perkuliahan, serta 100 kg/m^2 untuk beban lantai atap. Respon spektrum gempa didapatkan melalui perhitungan respon spektrum gempa desain yang mengacu pada SNI - 1726 - 2012.

3.4 Kombinasi Pembebanan

Dalam perencanaan model struktur, ditetapkan kombinasi pembebanan seperti ditunjukkan oleh Tabel 3.2.

Tabel 3.2 *Kombinasi Pembebanan Pada Model Struktur*

Kombinasi Pembebanan
a. 1,4D
b. $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
c. $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
d. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
e. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
f. $0,9D + 1,0W$
g. $0,9D + 1,0E$

Sumber: SNI 1727: 2013

3.5 Pemodelan Struktur

Pemodelan masing-masing tipe struktur akan dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 v18, dimana pemodelan dilakukan secara tiga dimensi untuk mengetahui perilaku struktur. Struktur bangunan dimodelkan dengan menghilangkan dilatasi, agar dapat menganalisis perilaku bangunan eksisting secara utuh.

Elemen balok, kolom, plat, dan bresing baja dimodelkan sesuai dengan mutu bahan dan dimensi dari masing-masing elemen struktur eksisting. Serta pondasi masing-masing struktur dimodelkan dengan tumpuan jepit.

3.5.1 Pemodelan Elemen Struktur

Dalam analisis Statik Non-linier Pushover, elemen-elemen struktur gedung dimodelkan ke dalam program SAP2000 v18. Dimana langkah-langkah pengerjaannya adalah sebagai berikut:

1. Modeling Grid

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	3	Primary	Yes	End	
C	6	Primary	Yes	End	
D	9	Primary	Yes	End	
E	12	Primary	Yes	End	
F	16	Primary	Yes	End	

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	
2	6	Primary	Yes	Start	
3	10	Primary	Yes	Start	
4	14	Primary	Yes	Start	
5	17	Primary	Yes	Start	
6	21	Primary	Yes	Start	

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
Z1	0	Primary	Yes	End	
Z2	5.14	Primary	Yes	End	
	9.64	Primary	Yes	End	
	14.14	Primary	Yes	End	
	18.64	Primary	Yes	End	
	23.14	Primary	Yes	End	

Grid Lines

Quick Start...

Display Grids as

☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Gambar 3.6 Kotak Dialog Define Grid System Data

2. Input Mutu Material

Define Materials

Materials

- 4000Psi
- A416Gr270
- A615Gr60
- A992Fy50
- BJ55**
- BJTP 24
- BJTS 40
- K-350

Click to:

Add New Material...

Add Copy of Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

☐ Show Advanced Properties

OK Cancel

Gambar 3.7 Kotak Dialog Define Material

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: K-350

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 245.0143

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.583E+09

Poisson, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1.076E+09

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 2962275.5

Expected Concrete Compressive Strength: 2962275.5

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 3.8 Input Mutu Beton K-350 pada SAP2000 v18

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJTS 40

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800.4772

Units: Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 39768931

Minimum Tensile Stress, Fu: 57104107

Expected Yield Stress, Fye: 39768931

Expected Tensile Stress, Fue: 57104107

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 3.9 Input Tulangan BJTS 40 pada SAP2000 v18

Sebagai pendekatan, tulangan ulir U-39 ($f_y = 390$ Mpa) diganti dengan BJTS 40 ($f_y = 390$ Mpa dan $f_u = 550$ Mpa) yang sesuai dengan SNI 2052:2014.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJTP 24

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850.

Mass per Unit Volume: 800.4772

Units

Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0.

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 23963331.

Minimum Tensile Stress, Fu: 38749215.

Expected Yield Stress, Fye: 23963331.

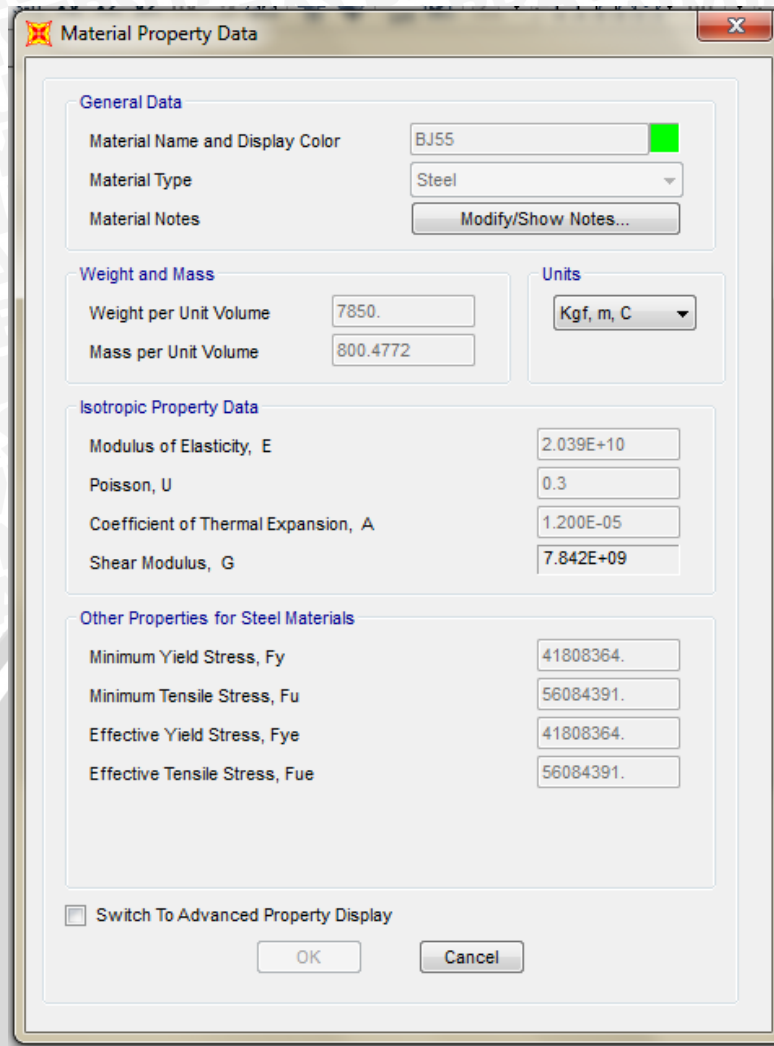
Expected Tensile Stress, Fue: 38749215.

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 3.10 Input Tulangan BJTP 24 pada SAP2000 v18

Sebagai pendekatan, tulangan polos U-24 ($f_y = 240$ Mpa) diganti dengan BJTP 24 ($f_y = 235$ Mpa dan $f_u = 380$ Mpa) yang sesuai dengan SNI 2052:2014.



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJ55 [Color: Green]

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850.

Mass per Unit Volume: 800.4772

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.200E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 41808364.

Minimum Tensile Stress, Fu: 56084391.

Effective Yield Stress, Fye: 41808364.

Effective Tensile Stress, Fue: 56084391.

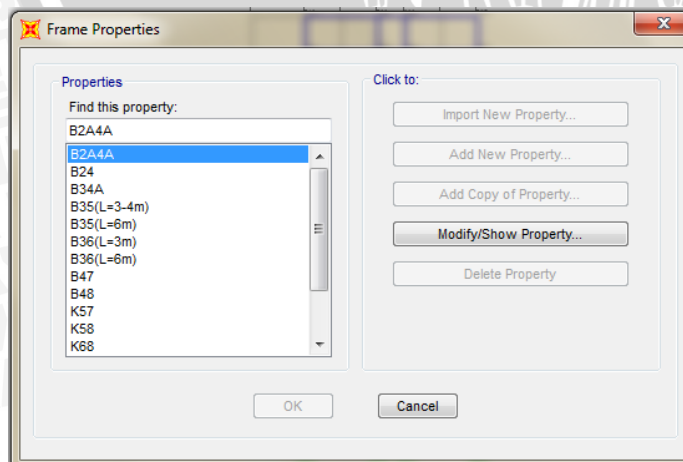
☐ Switch To Advanced Property Display

[OK] [Cancel]

Gambar 3.11 Input Material Baja BJ55 pada SAP2000 v18

3. Input Dimensi Penampang

Pemodelan dimensi balok, kolom, dan pelat disesuaikan dengan gambar perencanaan struktur GPBKFUB, yaitu sebagai berikut:



Frame Properties

Properties

Find this property:

- B2A4A
- B24
- B34A
- B35(L=3-4m)
- B35(L=6m)
- B36(L=3m)
- B36(L=6m)
- B47
- B48
- K57
- K58
- K68

Click to:

[Import New Property...]

[Add New Property...]

[Add Copy of Property...]

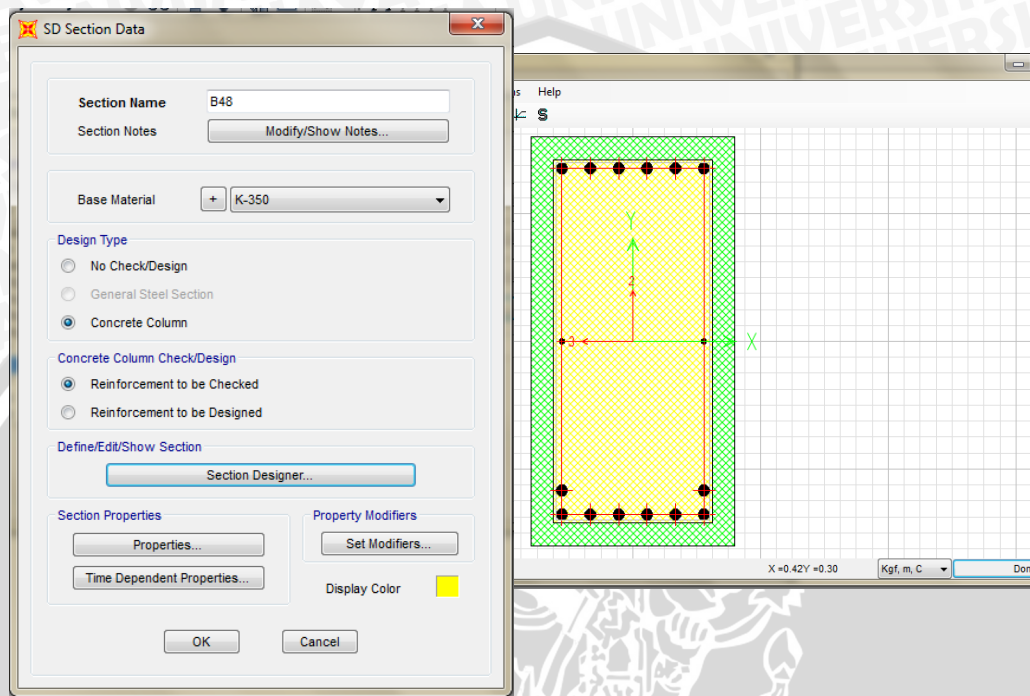
[Modify/Show Property...]

[Delete Property]

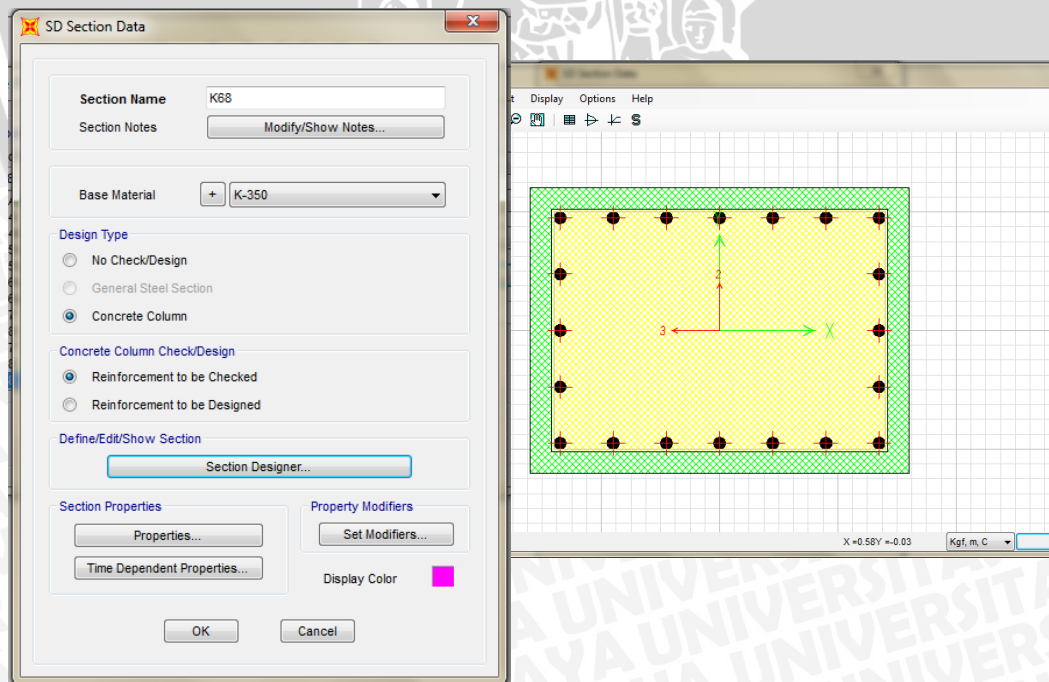
[OK] [Cancel]

Gambar 3.12 Input Penampang Balok, Kolom, dan Profil Baja Bresing

Pada kotak dialog *Frame Properties* terdapat 9 jenis balok, dan 6 jenis kolom yang dimensi dan tulangnya disesuaikan dengan gambar perencanaan struktur GPBFKUB. Dimana masing-masing elemen tersebut dimodelkan dengan menggunakan *Section Designer*.



Gambar 3.13 Section Designer Profil Balok 40 x 80 cm²



Gambar 3.14 Section Designer Profil Kolom 60 x 80 cm²

Shell Section Data

Section Name: S12

Section Notes: [Modify/Show...](#)

Display Color: ■

Type

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

[Modify/Show Layer Definition...](#)

Thickness

Membrane: 0.12

Bending: 0.12

Material

Material Name: [+](#) K-350

Material Angle: 0.

Time Dependent Properties

[Set Time Dependent Properties...](#)

Concrete Shell Section Design Parameters

[Modify/Show Shell Design Parameters...](#)

Stiffness Modifiers

[Set Modifiers...](#)

Temp Dependent Properties

[Thermal Properties...](#)

[OK](#) [Cancel](#)

Concrete Shell Section Design Parameters

Section Name: S12

Rebar Material

Material: [+](#) BJTP 24

Rebar Layout Options

- ☐ Default
- ☐ One Layer
- ☒ Two Layers

Cover to Centroid of Steel

Top Bar - Direction 1: 0.03

Top Bar - Direction 2: 0.03

Bottom Bar - Direction 1: 0.03

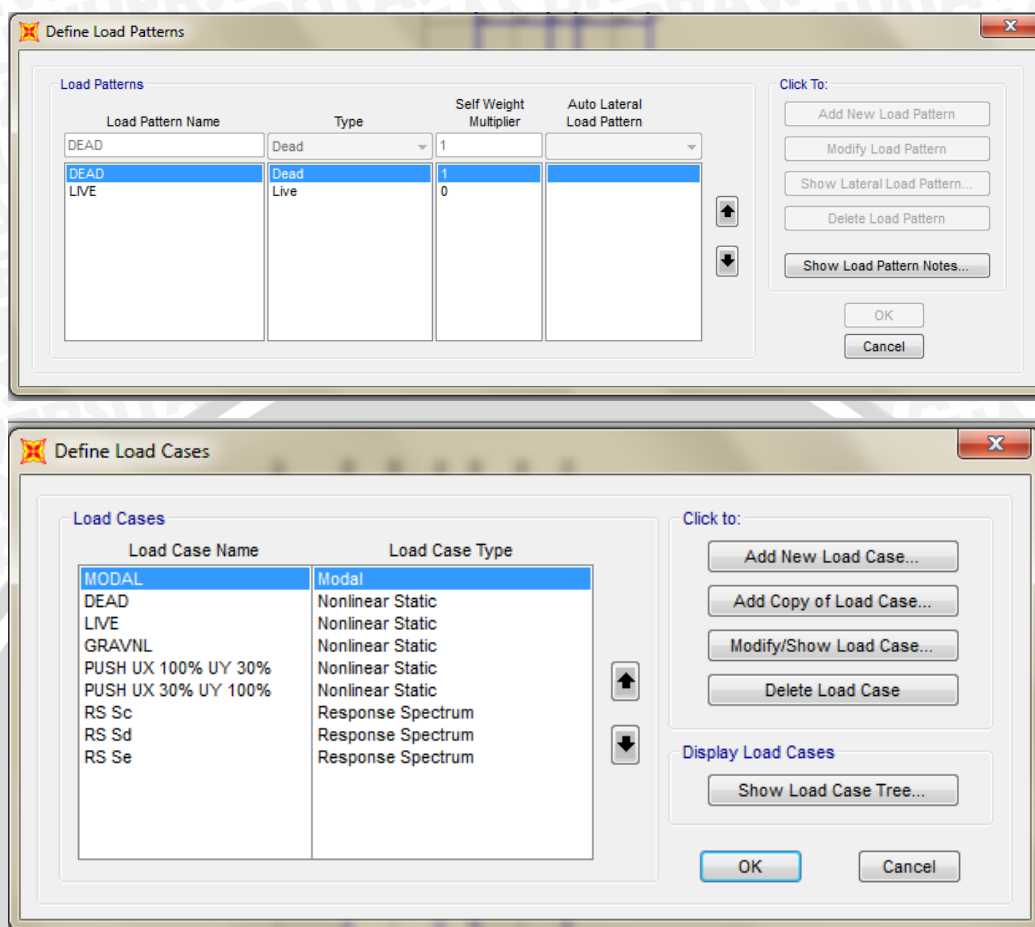
Bottom Bar - Direction 2: 0.03

[OK](#) [Cancel](#)

Gambar 3.15 Pemodelan Pelat Lantai

Pelat lantai dengan tebal 12 cm dimodelkan ke dalam SAP2000 dengan dua lapis tulangan BJTP24 dan tebal selimut beton 3 cm.

4. Input Beban Statik, Beban Gempa, dan Kombinasi Beban



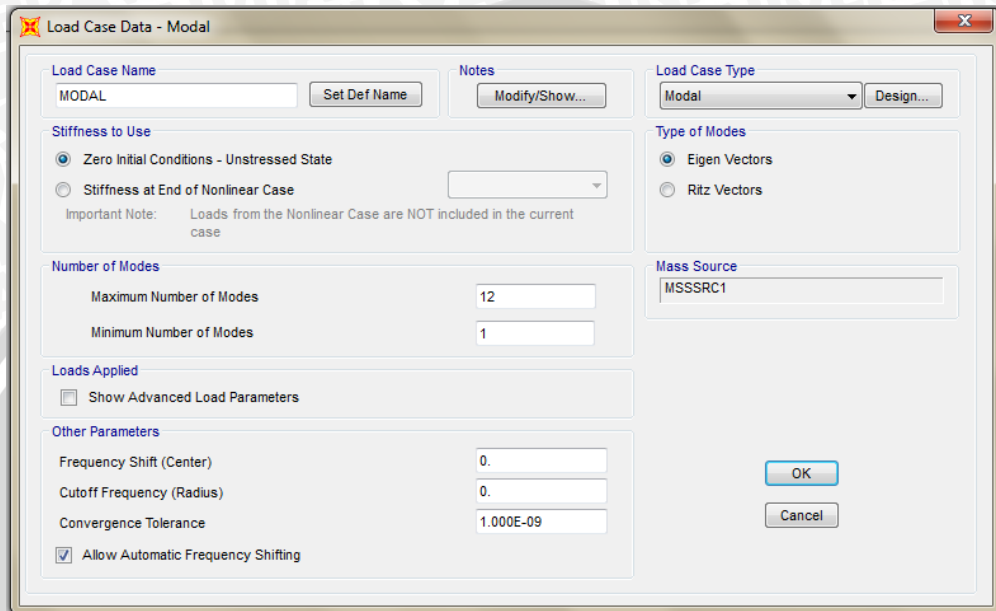
Gambar 3.16 Input Beban yang Bekerja pada Struktur

Keterangan:

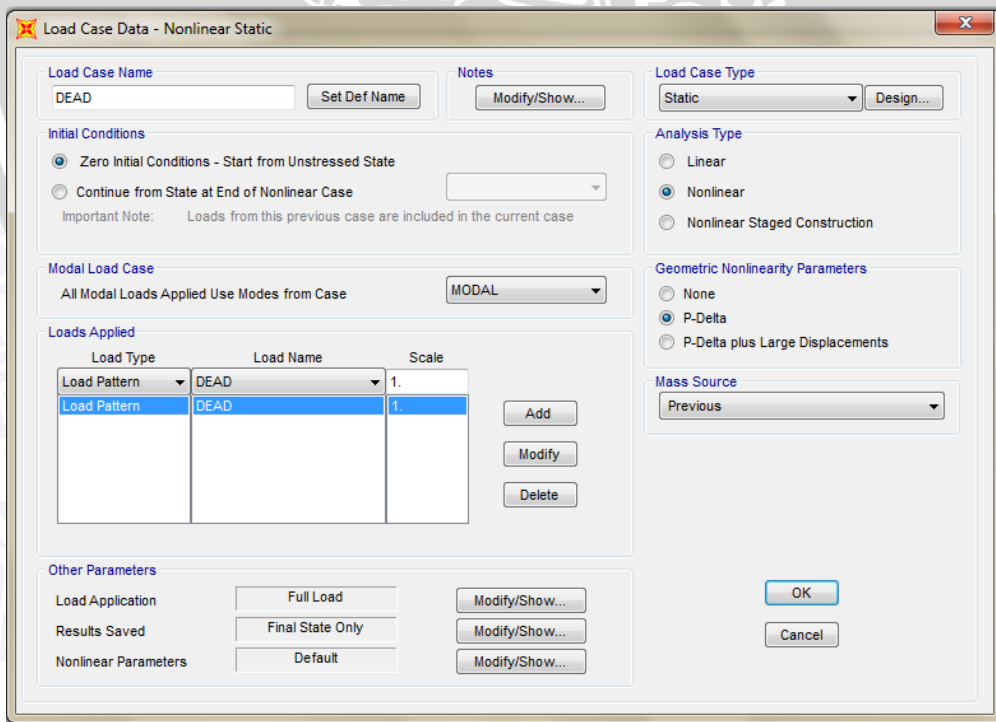
- MODAL : untuk menentukan mode shape yang terjadi dan partisipasi massa
- DEAD : beban mati yang diperhitungkan dalam struktur, mencakup beban balok, kolom, pelat, beban atap, serta beban dinding
- LIVE : beban hidup yang dipehitungkan dalam struktur, mencakup beban kerja berdasarkan PPIUG 1986
- GRAVNL: beban mati ditambah beban hidup yang diperhitungkan dalam struktur
- PUSH UX100% UY30% : beban gempa berupa akselerasi 100% ke sumbu X dan 30% ke sumbu Y yang digunakan untuk analisis *Pushover*
- PUSH UX30% UY1000% : beban gempa berupa akselerasi 30% ke sumbu X dan 100% ke sumbu Y yang digunakan untuk analisis *Pushover*
- RS Sc : percepatan gempa dari respon spektrum desain untuk tanah keras berdasarkan SNI 1726; 2012

- h. RS Sd : percepatan gempa dari respon spektrum desain untuk tanah sedang berdasarkan SNI 1726; 2012
- i. RS Se : percepatan gempa dari respon spektrum desain untuk tanah lunak berdasarkan SNI 1726; 2012

Pendefinisian dari beban-beban diatas ditunjukkan oleh gambar berikut:



Gambar 3.17 Konfigurasi Modal



Gambar 3.18 Konfigurasi Beban Mati (DEAD)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: LIVE [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [DEAD]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	LIVE	1.
Load Pattern	LIVE	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Gambar 3.19 Konfigurasi Beban Hidup (LIVE)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GRAVNL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	LIVE	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters

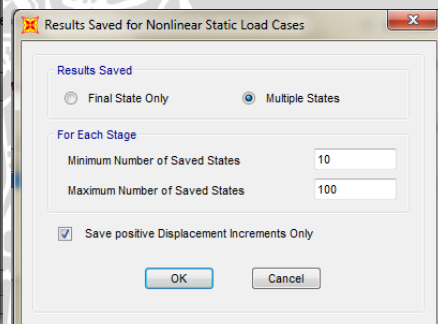
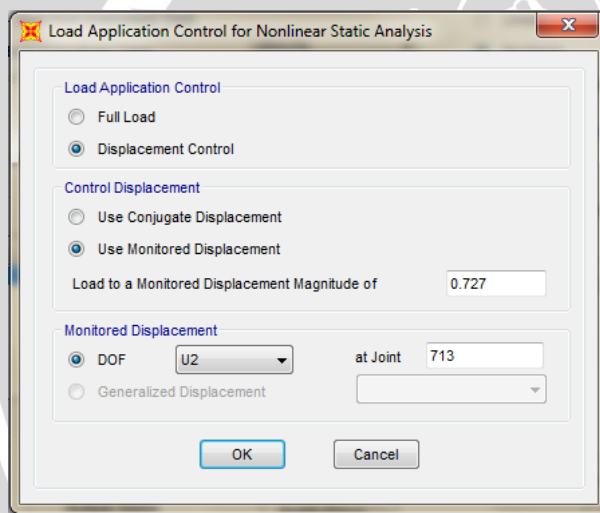
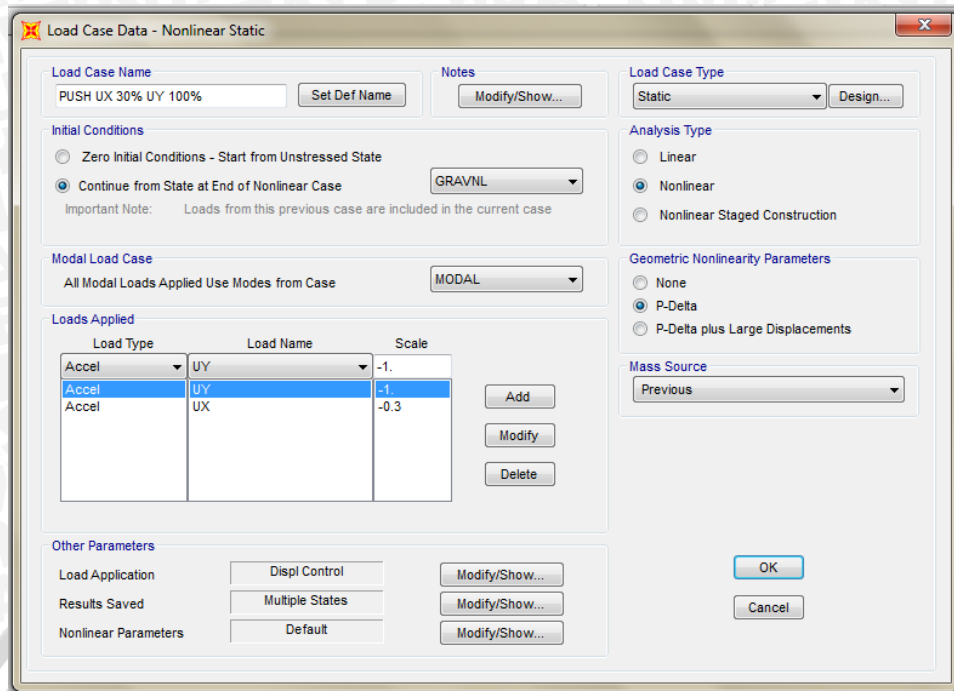
Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

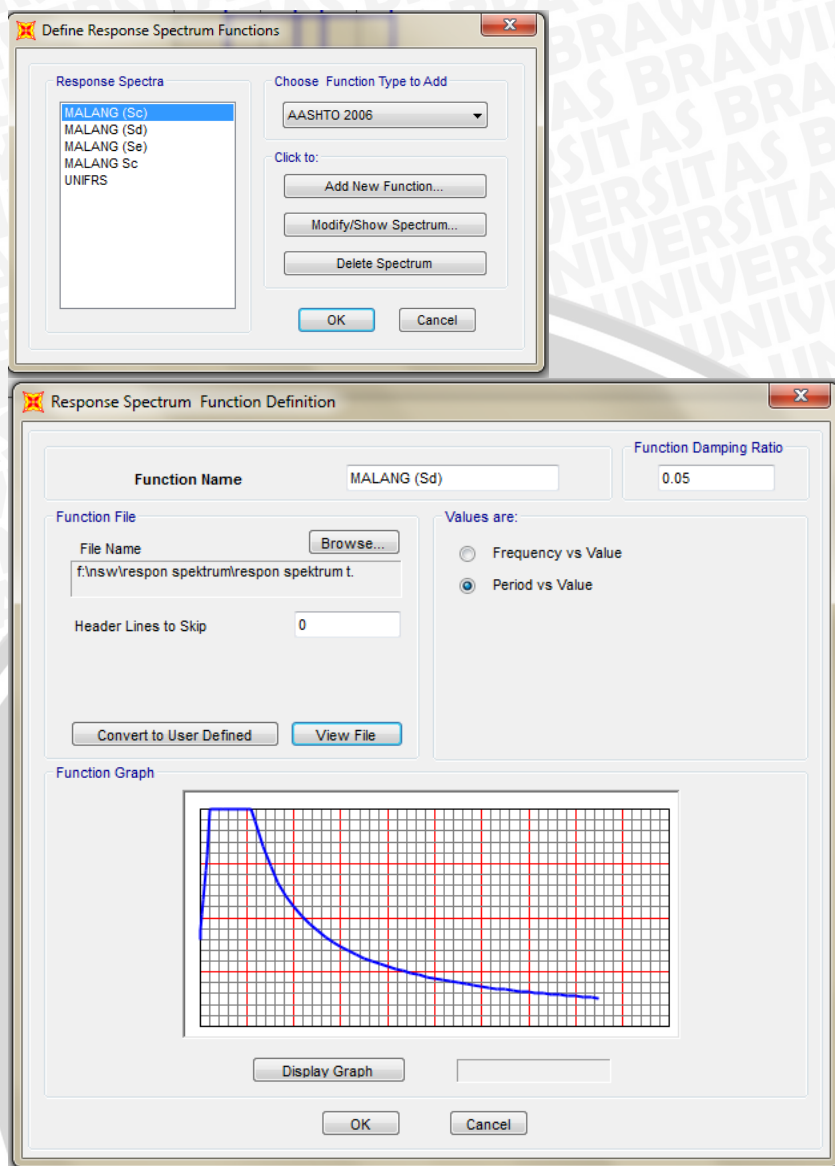
[OK] [Cancel]

Gambar 3.20 Konfigurasi Beban Hidup Ditambah Beban Mati (GRAVNL)



Gambar 3.21 Konfigurasi Beban Push 30%UX 100%UY

Pada kotak dialog *Load Application* digunakan *Displacement Control* dimana *Monitored Displacement* pada join 713. Sedangkan pada kotak dialog *Result Saved* digunakan *Multiple States* dengan *Minimum Number of Saved States* = 10 dan *Maximum Number of Saved States* = 100 untuk mendapatkan bentuk kurva *Capacity* yang lebih halus.



Gambar 3.22 Input Fungsi Respon Spektrum Tanah Sedang

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: RS Sd [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

☒ Standard - Acceleration Loading ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	MALANG (Sd)	9.81
Accel	U1	MALANG (Sd)	9.81
Accel	U2	MALANG (Sd)	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Gambar 3.23 Konfigurasi Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 1726:2012

Define Load Combinations

Load Combinations:

- 1.2DL+1.6LL
- 1.4DL

Click to:

[Add New Combo...] [Add Copy of Combo...] [Modify/Show Combo...] [Delete Combo]

[Add Default Design Combos...] [Convert Combos to Nonlinear Cases...]

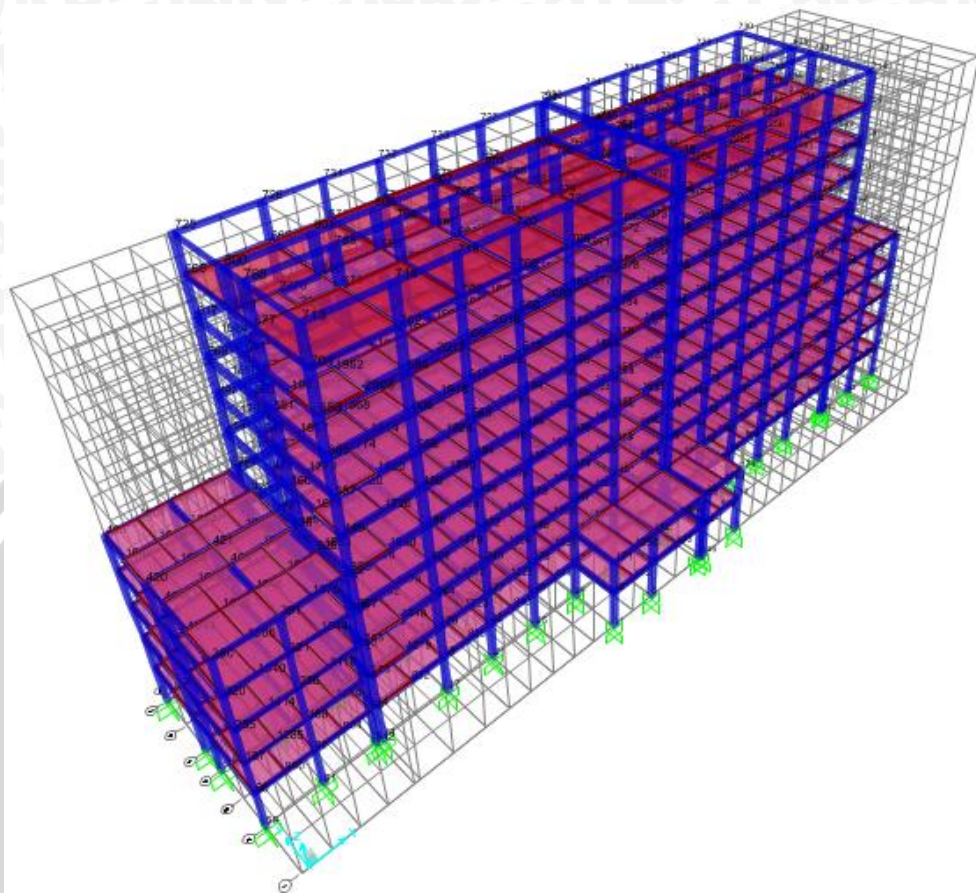
[OK] [Cancel]

Gambar 3.24 Kombinasi Pembebanan

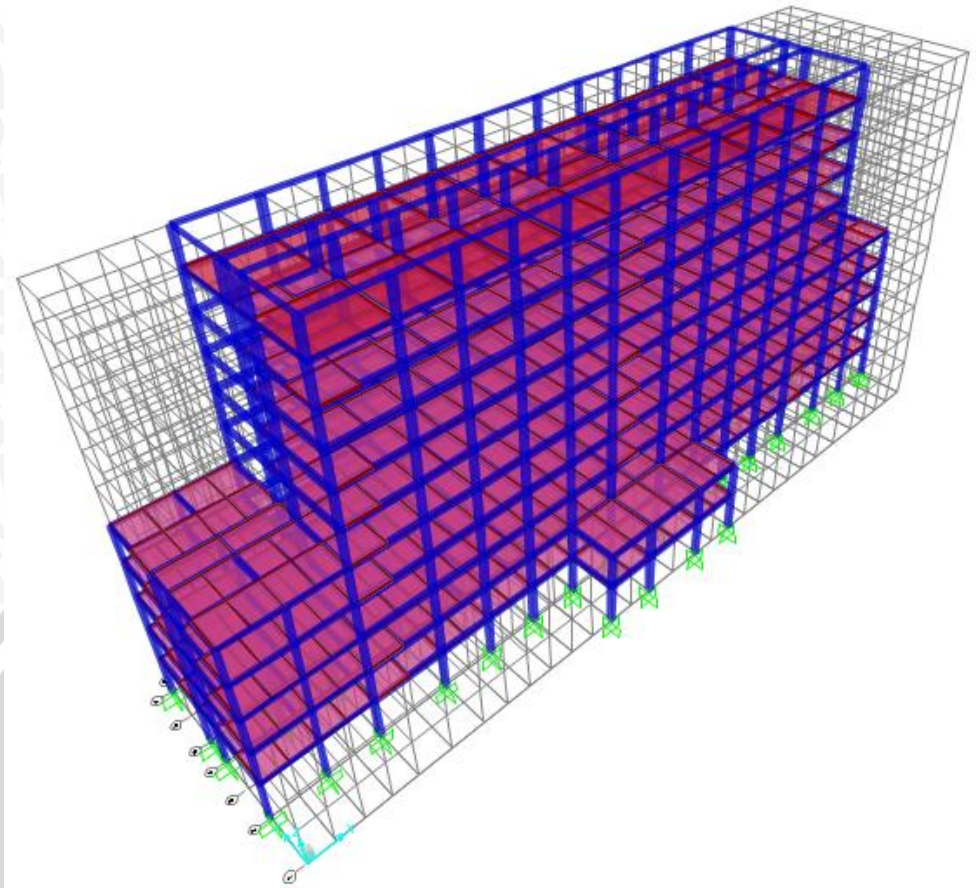
5. Pemodelan Struktur

Seperti yang telah dijelaskan pada subbab 3.2 terdapat lima model struktur yang akan dianalisis dengan metode statik non-linier *pushover*, yaitu struktur Tipe A, Tipe B, Tipe D, dan Tipe E. Namun untuk dapat mengetahui pengaruh dihilangkannya fungsi dilatasi terhadap struktur, maka akan dilakukan analisis tambahan terhadap Struktur Asli dengan Dilatasi (OD) dan Struktur Asli Tanpa

Dilatasi (OND). Berikut merupakan pemodelan dari masing-masing jenis struktur pada program SAP2000 v18.

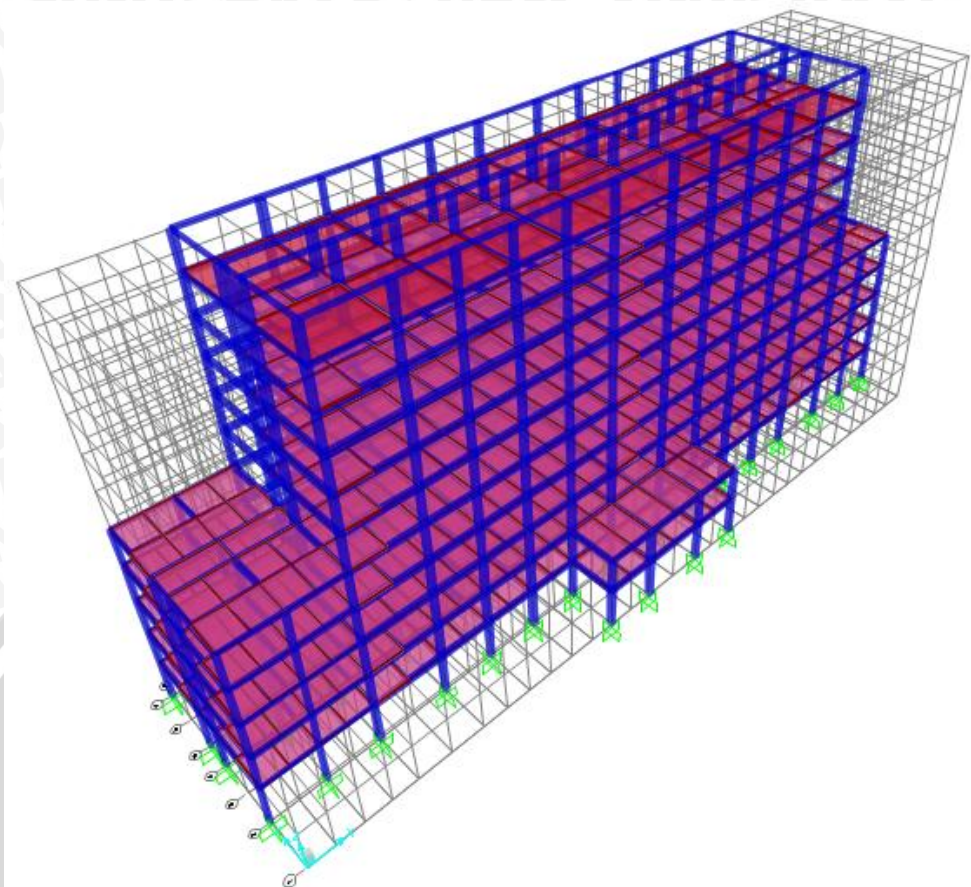


Gambar 3.25 Pemodelan Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

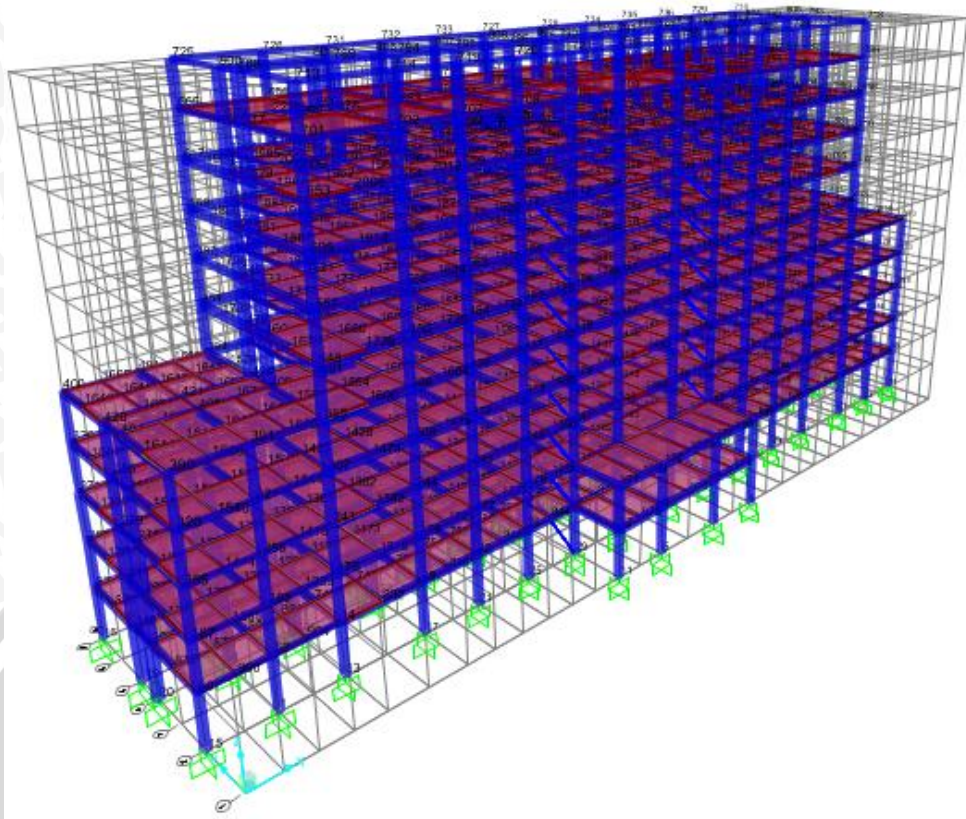


Gambar 3.26 Pemodelan Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)

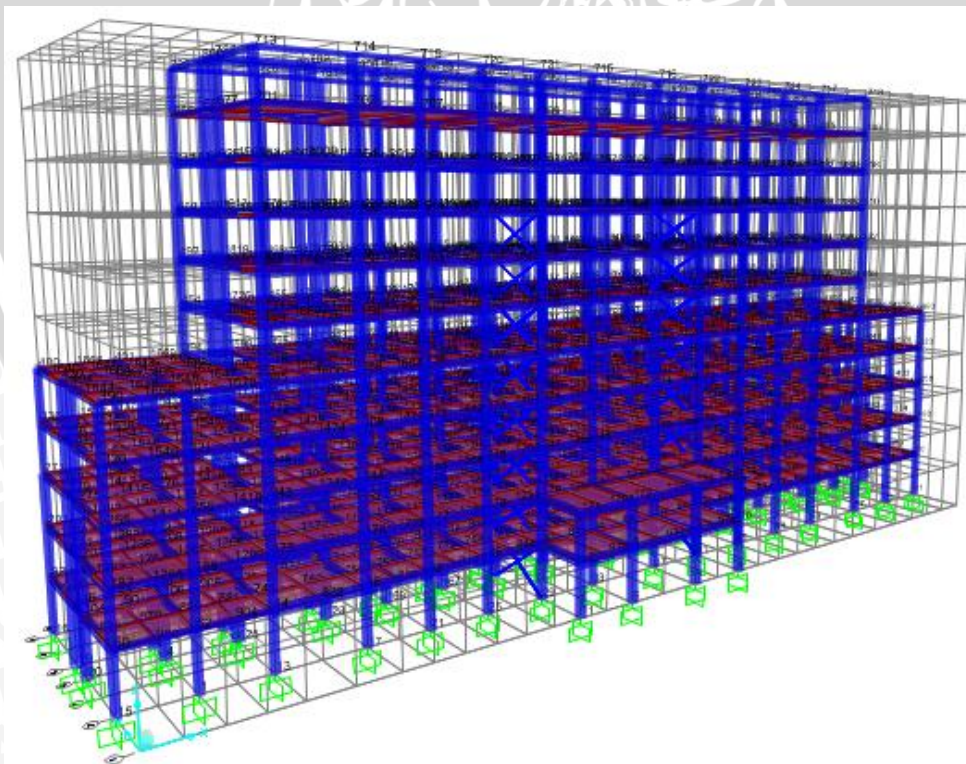




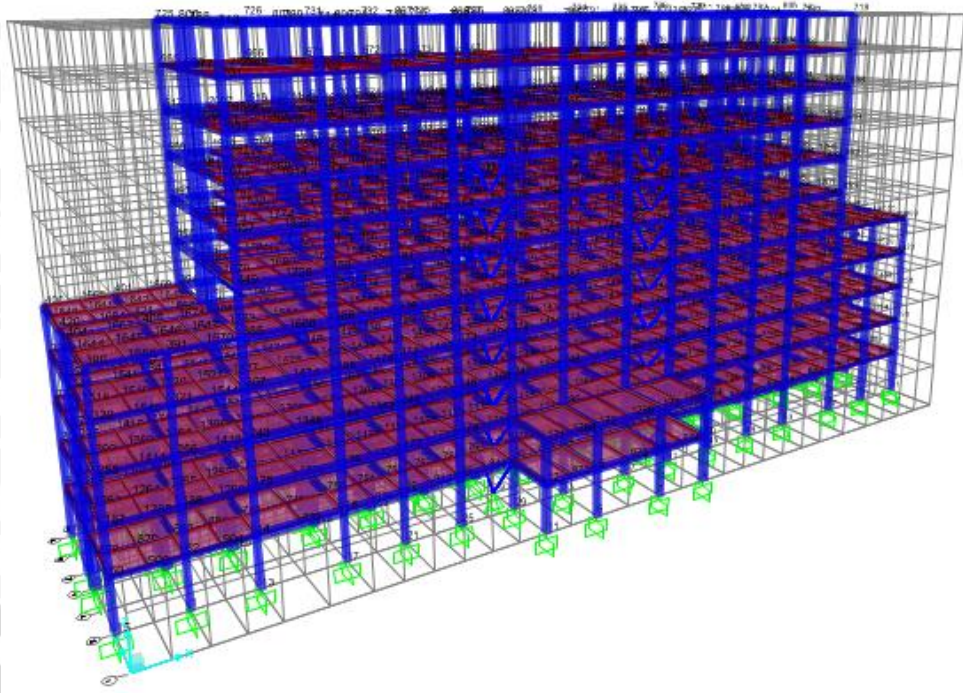
Gambar 3.27 Pemodelan Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)



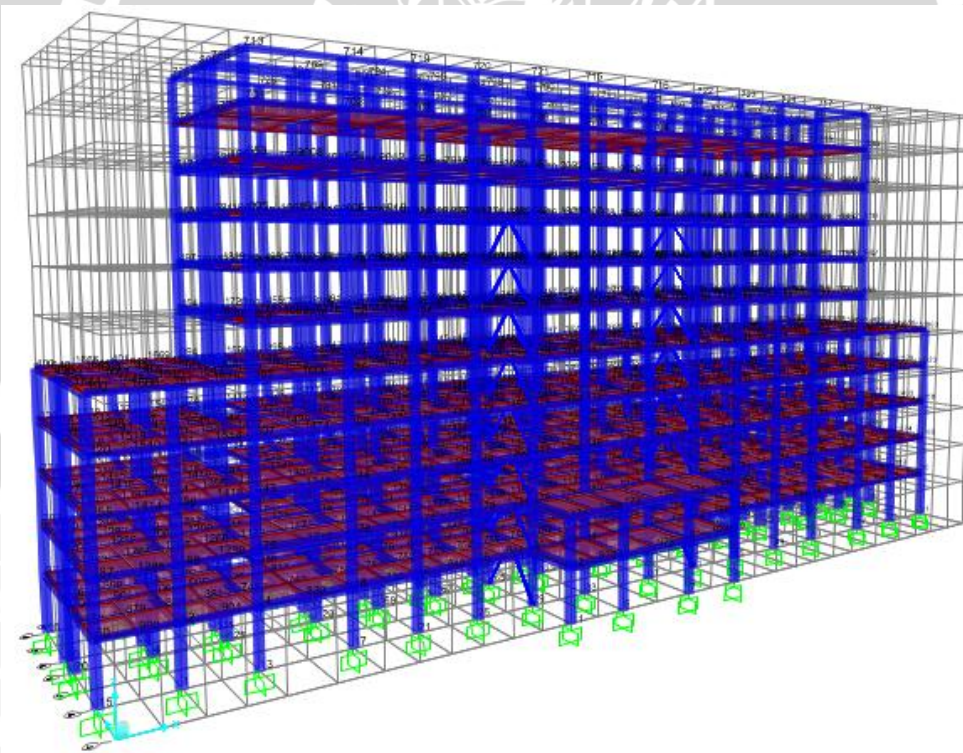
Gambar 3.28 Pemodelan Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)



Gambar 3.29 Pemodelan Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C)

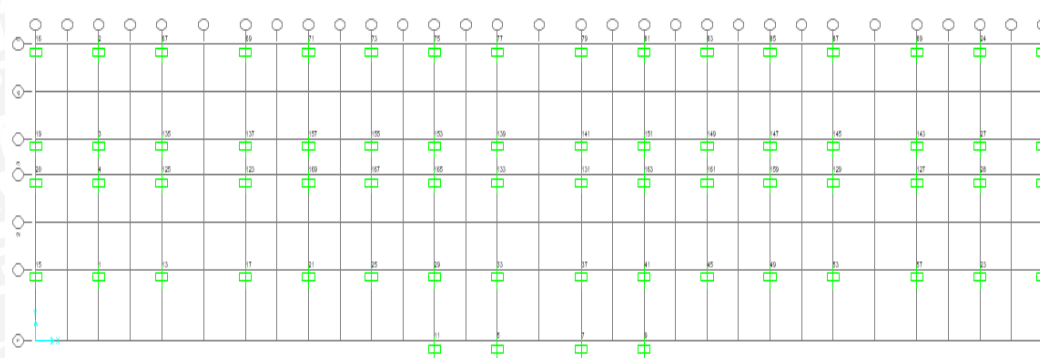


Gambar 3.30 Pemodelan Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D)



Gambar 3.31 Pemodelan Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E)

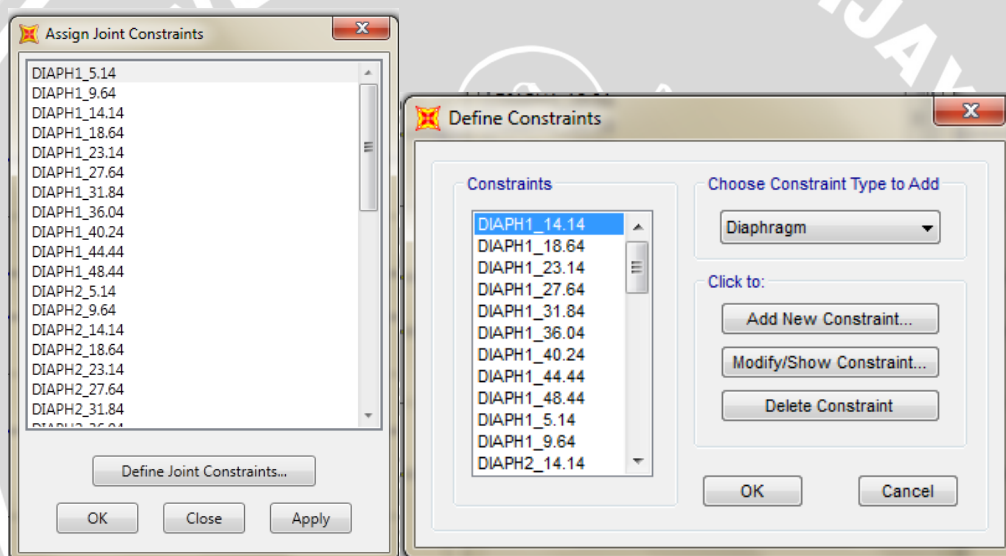
6. Input Tumpuan



Gambar 3.32 Pendefinisian Tumpuan Pada Struktur

Tumpuan pada struktur dipasang pada setiap kaki kolom, dimana tumpuan pada masing-masing kaki kolom didefinisikan dengan tumpuan jepit.

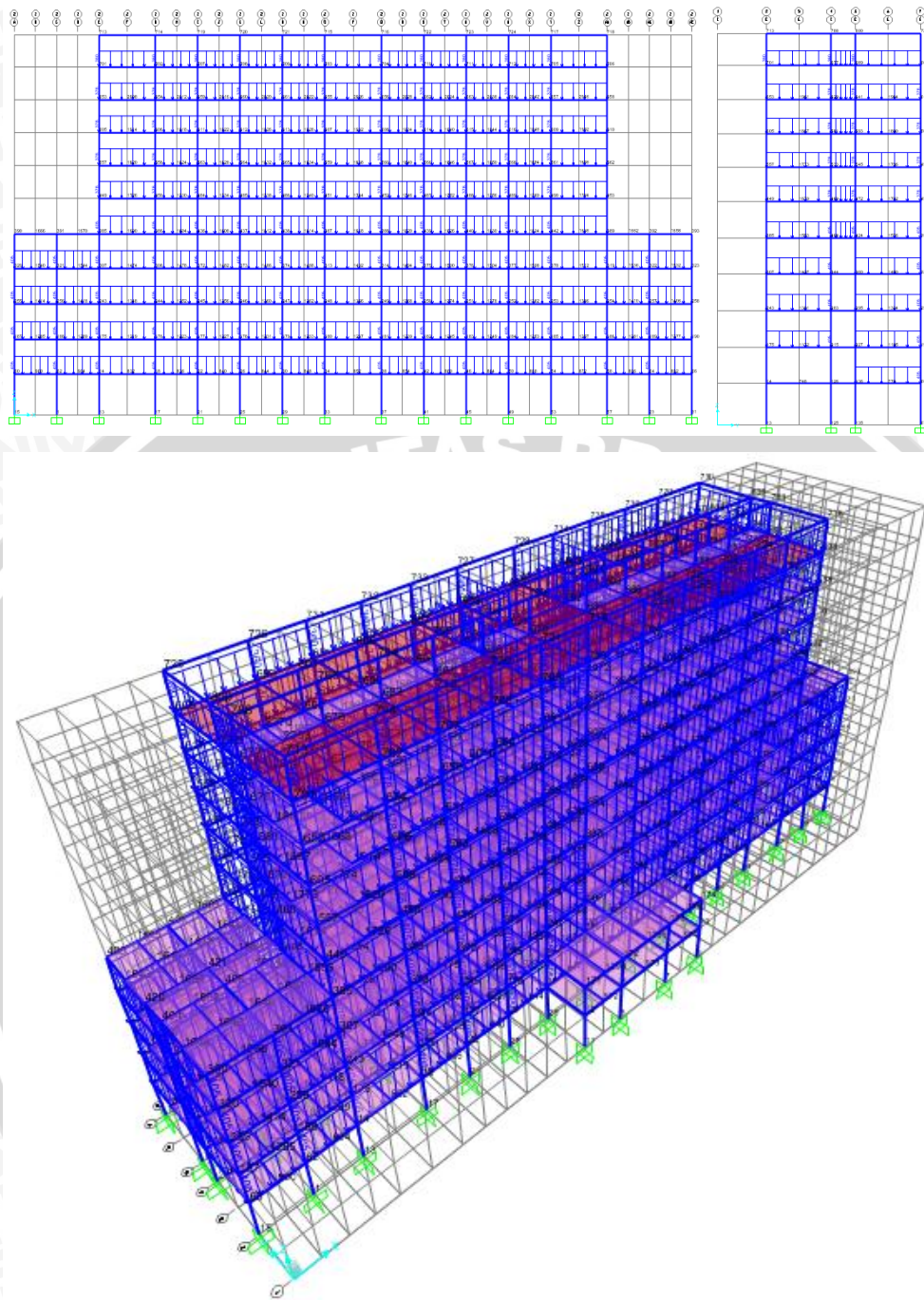
7. Mendefinisikan Joint pada Struktur



Gambar 3.33 Pendefinisian Joint Constraint pada Model Struktur

Setiap joint didefinisikan sebagai diafragma, yaitu mengikat struktur secara keseluruhan dan menyatukan pelat dengan balok, yang terbagi atas tiap-tiap lantai.

8. Input Pembebanan

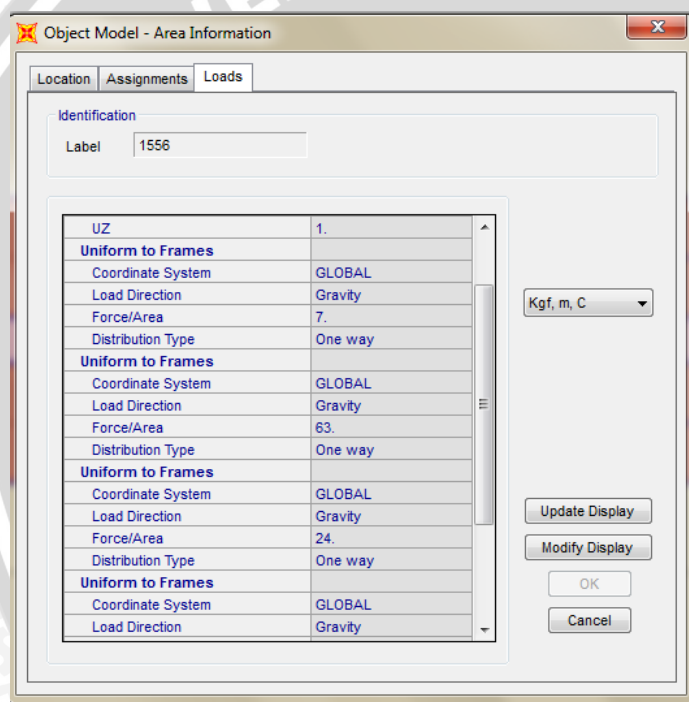


Gambar 3.34 Pemodelan Beban Dinding pada Model Struktur

Besar beban dinding yang dimodelkan pada model struktur adalah sebagai berikut:

Tabel 3.3 Berat Dinding Tiap Tingkat

Lantai	h (m)	Berat dinding (Kg/m)
1	4.5	405
2	4.5	405
3	4.5	405
4	4.5	405
5	4.5	405
6	4.2	378
7	4.2	378
8	4.2	378
9	4.2	378
10	4	360
Atap	-	



Gambar 3.35 Pendefinisian Beban pada Pelat Lantai

Pemodelan beban mati dan beban hidup pada pelat lantai adalah sebagai berikut:

Spesi (tebal = 3 cm) = 63 kg/m^2

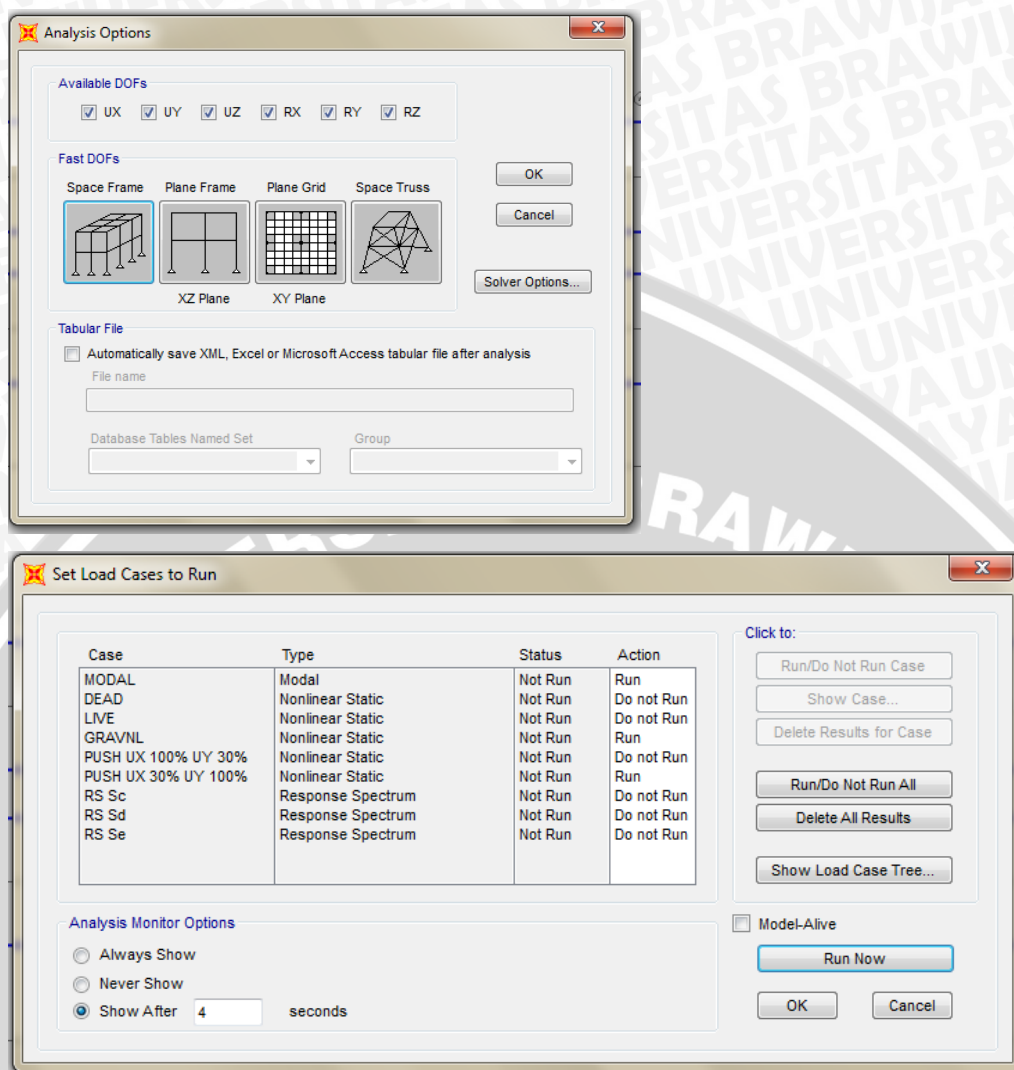
Keramik = 24 kg/m^2

Plafon = 11 kg/m^2

Penggantung plafon = 7 kg/m^2

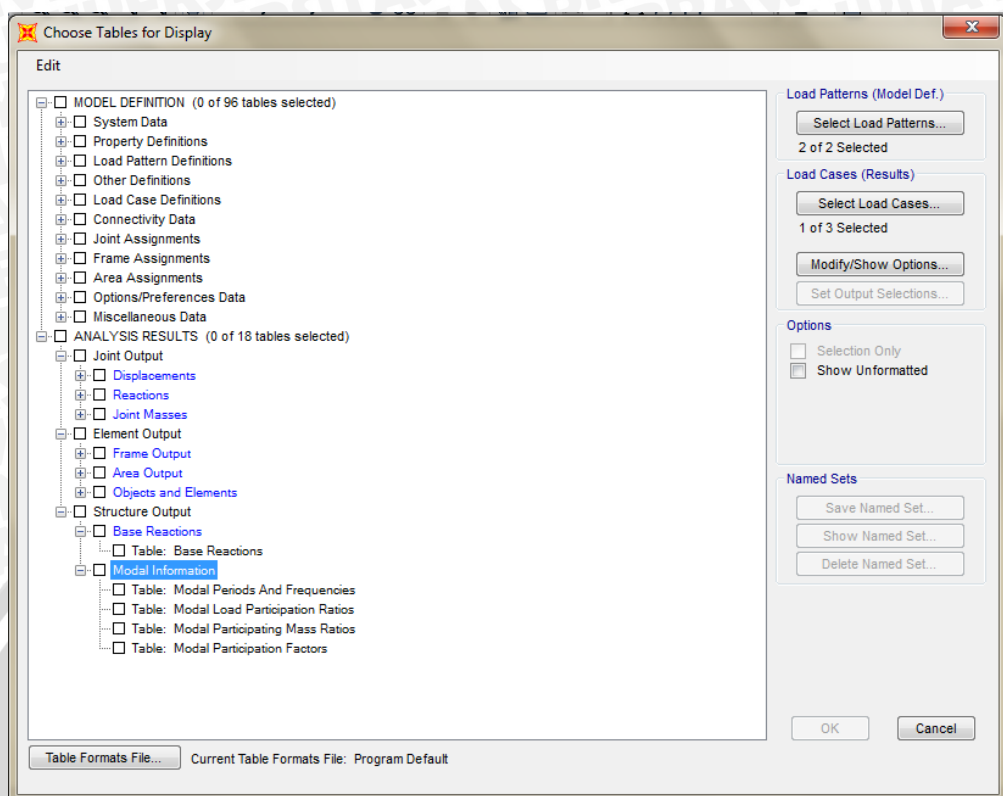
Beban hidup = 250 kg/m^2 (untuk gedung perkuliahan)

9. Analisis Struktur



Gambar 3.36 Analisis Model Struktur

10. Pembacaan Hasil Analisis



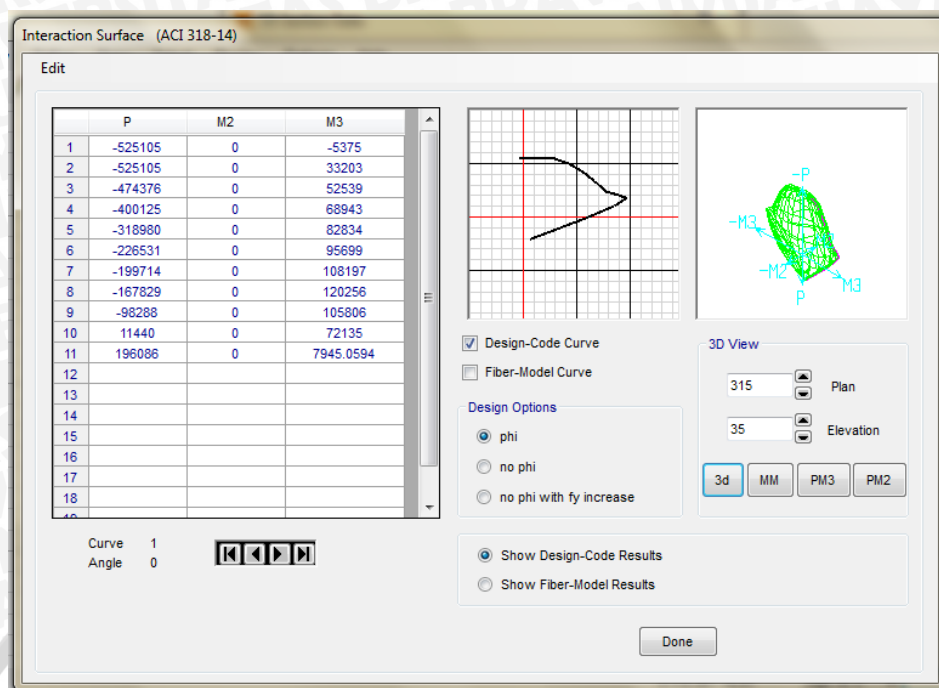
Gambar 3.37 Daftar Hasil Analisis yang Akan Ditampilkan

Hasil analisis yang diperlukan untuk analisis antara lain:

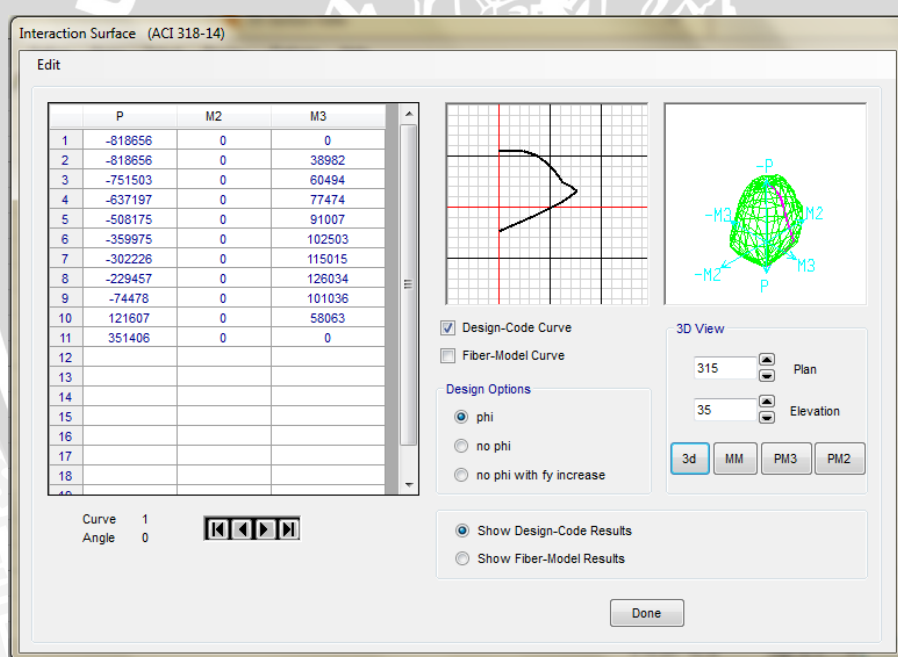
1. Besarnya deformasi lateral struktur
2. Tingkat pelayanan struktur berdasarkan ATC 40
3. Waktu getar alami struktur
4. Simpangan antar lantai

3.5.2 Diagram Interaksi Elemen Struktur

Diagram interaksi adalah diagram yang setiap titiknya menunjukkan kombinasi kekuatan gaya nominal P_n dan kekuatan momen nominal M_n yang sesuai dengan lokasi sumbu netralnya. Dalam diagram interaksi tersebut dapat dibagi menjadi dua daerah, yaitu daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tarik dan daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tekan, dengan batasnya adalah titik *balanced*. Berikut merupakan diagram interaksi dari model balok dan kolom:



Gambar 3.38 Diagram interaksi Balok 40 x 80 cm²

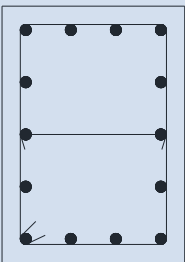
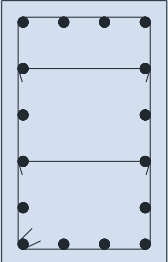
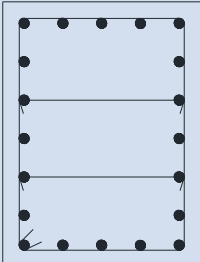
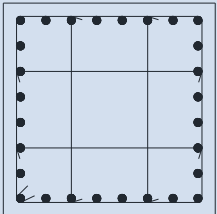
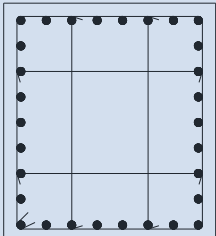
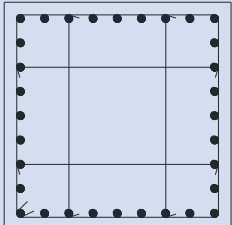


Gambar 3.39 Diagram interaksi Kolom 60 x 80 cm²

3.5.3 Desain dan Detail Elemen Struktur

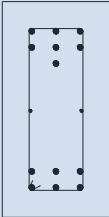
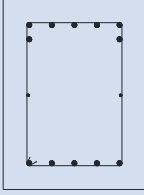
Pemodelan elemen balok dan kolom disesuaikan berdasarkan perencanaan bangunan asli. Dimana elemen balok dan kolom didesain agar mampu berdeformasi untuk mengakomodasi beban gempa yang terjadi, serta dapat menjamin agar bangunan tidak mengalami keruntuhan sampai pada batas tertentu.

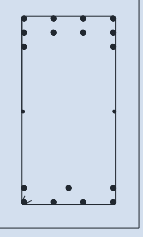
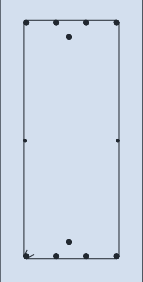
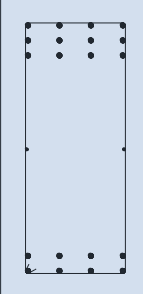
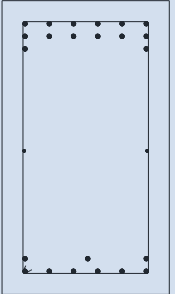
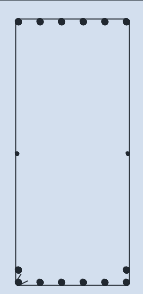
3.5.3.1 Desain dan Detail Penampang Kolom

					
Kolom K57		Kolom K58		Kolom K68	
Dimensi	50 x 70	Dimensi	50 x 80	Dimensi	60 x 80
Tulangan	14-D19	Tulangan	16-D25	Tulangan	20-D25
Sengkang	D13	Sengkang	D13	Sengkang	D13
Beton	K-350	Beton	K-350	Beton	K-350
					
Kolom K88		Kolom K89		Kolom K99	
Dimensi	80 x 80	Dimensi	80 x 90	Dimensi	90 x 90
Tulangan	28-D25	Tulangan	30-D25	Tulangan	32-D25
Sengkang	D13	Sengkang	D13	Sengkang	D13
Beton	K-350	Beton	K-350	Beton	K-350

Gambar 3.40 Detail Penampang Kolom

3.5.3.2 Desain dan Detail Penampang Balok

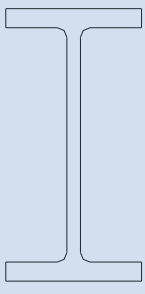
					
Balok B2A4A		Balok B24		Balok B34A	
Dimensi	20 x 40	Dimensi	20 x 40	Dimensi	30 x 40
Tulangan	13-D16	Tulangan	10-D13	Tulangan	12-D16
Sengkang	D13	Sengkang	D13	Sengkang	D13
Beton	K-350	Beton	K-350	Beton	K-350

					
Balok B35 (L= 3 – 4 m)		Balok B35 (L= 6 m)		Balok B36 (L= 3 m)	
Dimensi	30 x 50	Dimensi	30 x 50	Dimensi	30 x 60
Tulangan	16-D16	Tulangan	17-D22	Tulangan	10-D19
Sengkang	D13	Sengkang	D13	Sengkang	D13
Beton	K-350	Beton	K-350	Beton	K-350
					
Balok B36 (L= 6 m)		Balok B47		Balok B48	
Dimensi	30 x 60	Dimensi	40 x 70	Dimensi	40 x 80
Tulangan	20-D22	Tulangan	23-D19	Tulangan	14-D22
Sengkang	D13	Sengkang	D13	Sengkang	D13
Beton	K-350	Beton	K-350	Beton	K-350

Gambar 3.41 Detail Penampang Balok

3.5.3.3 Desain dan Detail Profil Bresing Baja

Dari hasil analisis struktur Tipe A, kemudian direncanakan posisi serta dimensi profil baja yang digunakan sebagai bresing. Perencanaan dimensi profil dilakukan dengan bantuan program SAP2000 v18, dengan cara *trial and error* dari beberapa jenis dimensi profil baja. Profil baja yang digunakan sebagai bresing adalah profil WF 100.50.5.7 dengan mutu baja BJ 55. Berikut merupakan data dimensi dari profil baja yang digunakan.

WF.100.50.5.7		
Tinggi sisi luar	100 mm	
Lebar sayap	50 mm	
Tebal sayap	7 mm	
Tebal badan	5 mm	

Gambar 3.42 Detail Penampang Bresing

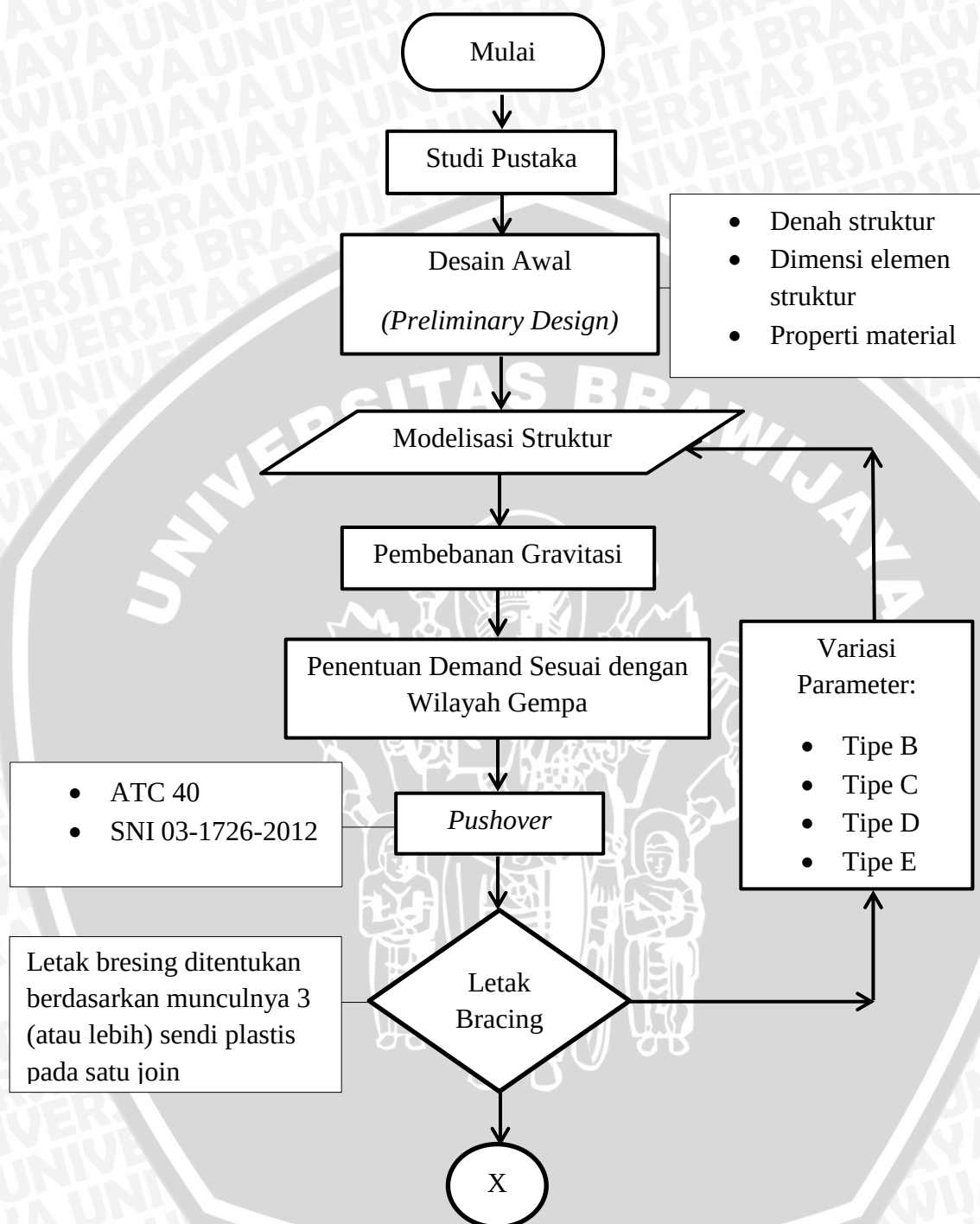
3.6 Analisis Statik Non-linier *Pushover*

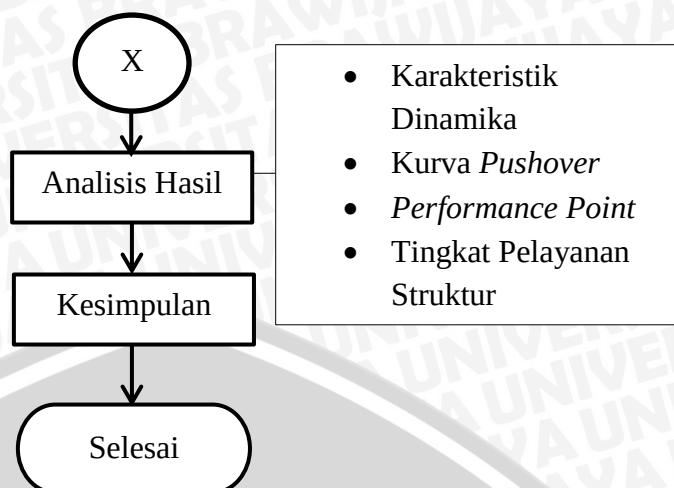
Untuk mengevaluasi kinerja dari masing-masing struktur, analisis dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 dengan metode statik non-linier *pushover*. Metode analisis ini mengacu kepada beberapa peraturan/literatur yaitu ATC 40, serta SNI 03-1726-2012. Langkah-langkah analisis dilakukan dengan menganalisis Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A) kemudian dari hasil analisis tersebut dapat direncanakan lokasi penempatan perkuatan diagonal (bresing) berdasarkan sendi plastis yang terjadi pada struktur kolom. Setelah itu analisis dilakukan kembali pada bangunan dengan kombinasi perkuatan diagonal (bresing) untuk Tipe B, C, D, dan E.

Pengolahan data dan analisis hasil dilakukan dengan mengolah data hasil dari analisis program SAP 2000 dalam bentuk grafik dan tabel untuk respon-respon yang ditinjau. Hasil keluaran yang dianalisis yaitu karakteristik dinamika struktur dan kurva *pushover*. Analisis dilakukan untuk mengetahui pengaruh penggunaan variasi bresing baja pada model struktur terhadap setiap variable yang diamati pada model struktur. Kemudian dari hasil analisis tersebut dibuat kesimpulan-kesimpulan lokal yang kemudian menjadi dasar dari kesimpulan global.



3.7 Diagram Alir Penelitian





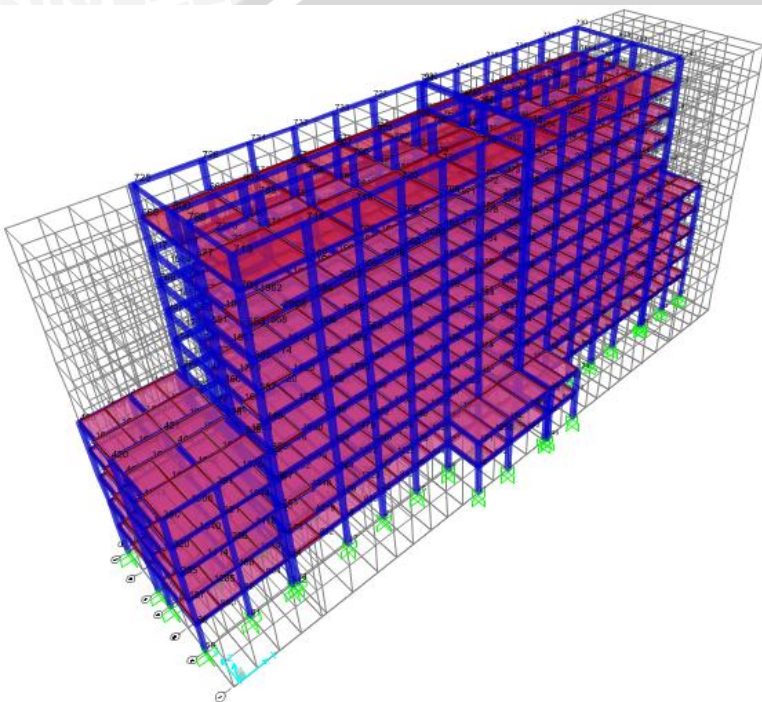
Gambar 3.43 Diagram Alir Penelitian

BAB IV

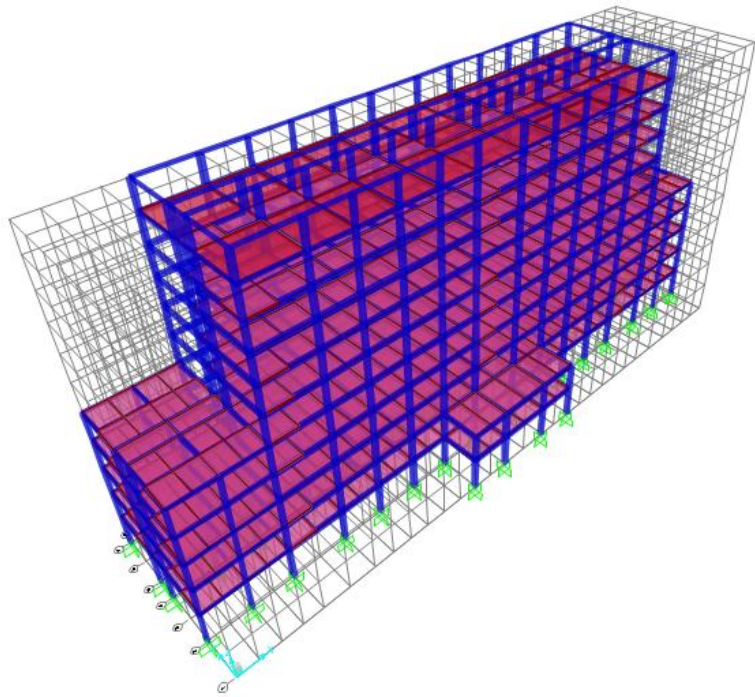
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Detail Pemodel Struktur

Berdasarkan subbab 3.5.1 terdapat tujuh model struktur yang akan dianalisis dengan metode statik non-linier *pushover*, yaitu struktur OD, OND, Tipe A, Tipe B, Tipe D, dan Tipe E. Berikut merupakan pemodelan dari masing-masing jenis struktur pada program SAP2000 v18.

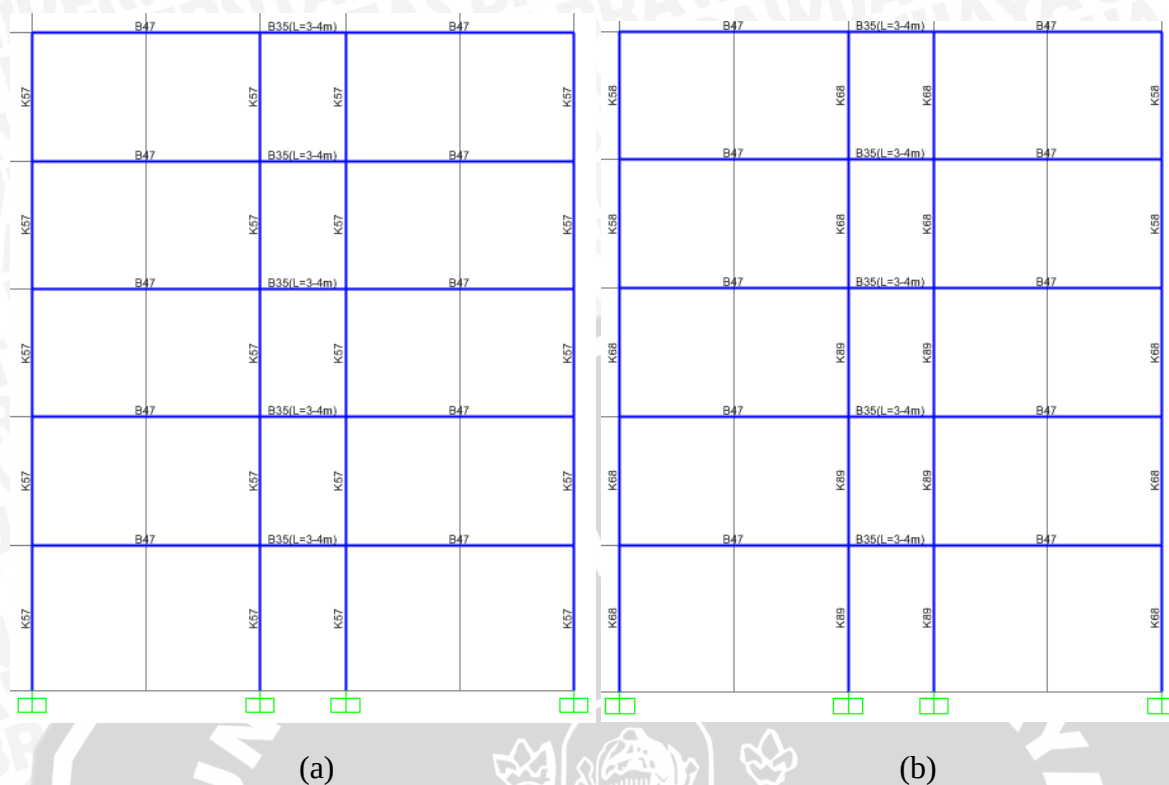


Gambar 4.1 Pemodelan Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

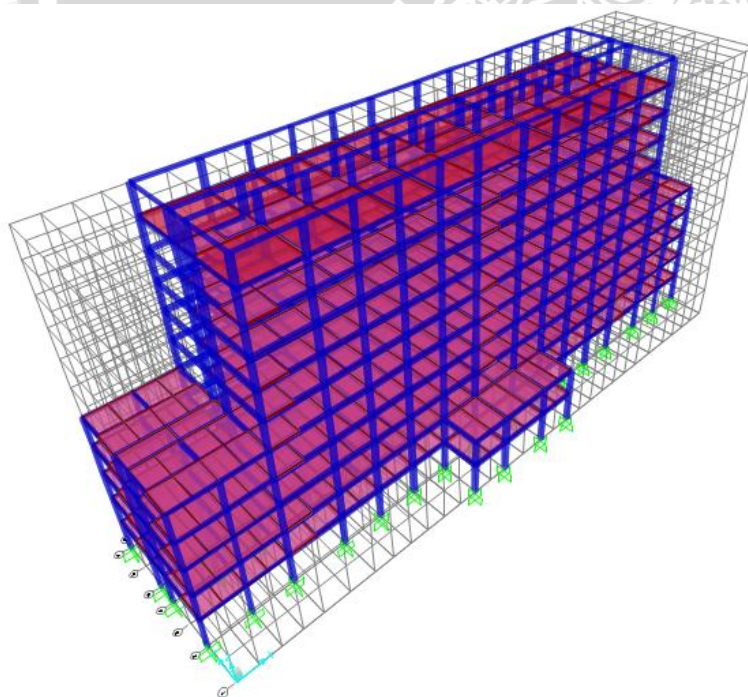


Gambar 4.2 Pemodelan Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)

Pada Struktur Tipe OND terjadi sendi plastis pada kolom yang muncul sebelum struktur mencapai *performance point*. Munculnya sendi plastis pada kolom akan memicu keruntuhan struktur yang diawali dengan keruntuhan kolom terlebih dahulu. Untuk menghindari hal tersebut maka dilakukan suatu alternatif dengan memperbesar dimensi kolom pada struktur OND. Kolom yang diperbesar yaitu kolom pada portal bagian sayap.



Gambar 4.3 Dimensi Kolom Portal Sayap Asli (a) dan Alternatif (b)

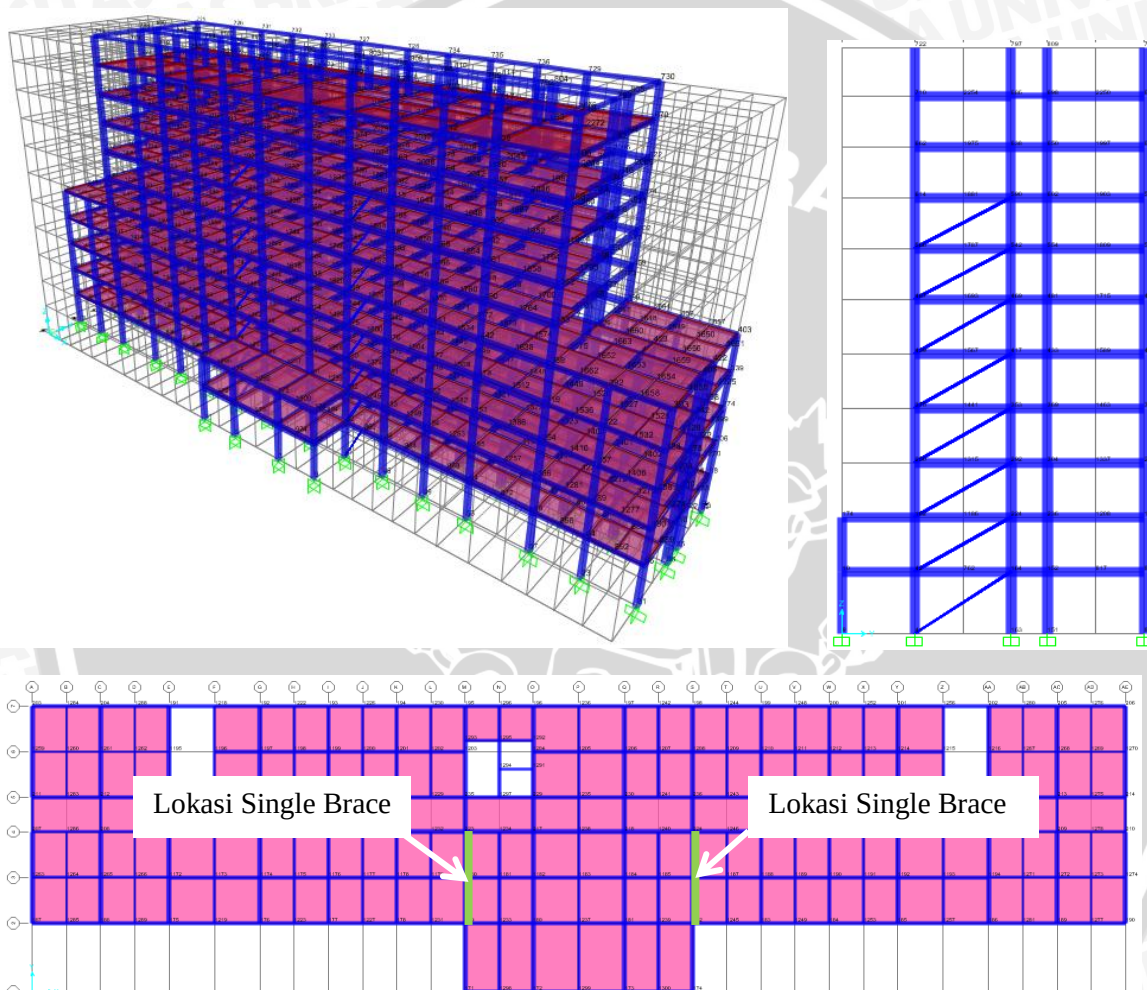


Gambar 4.4 Pemodelan Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

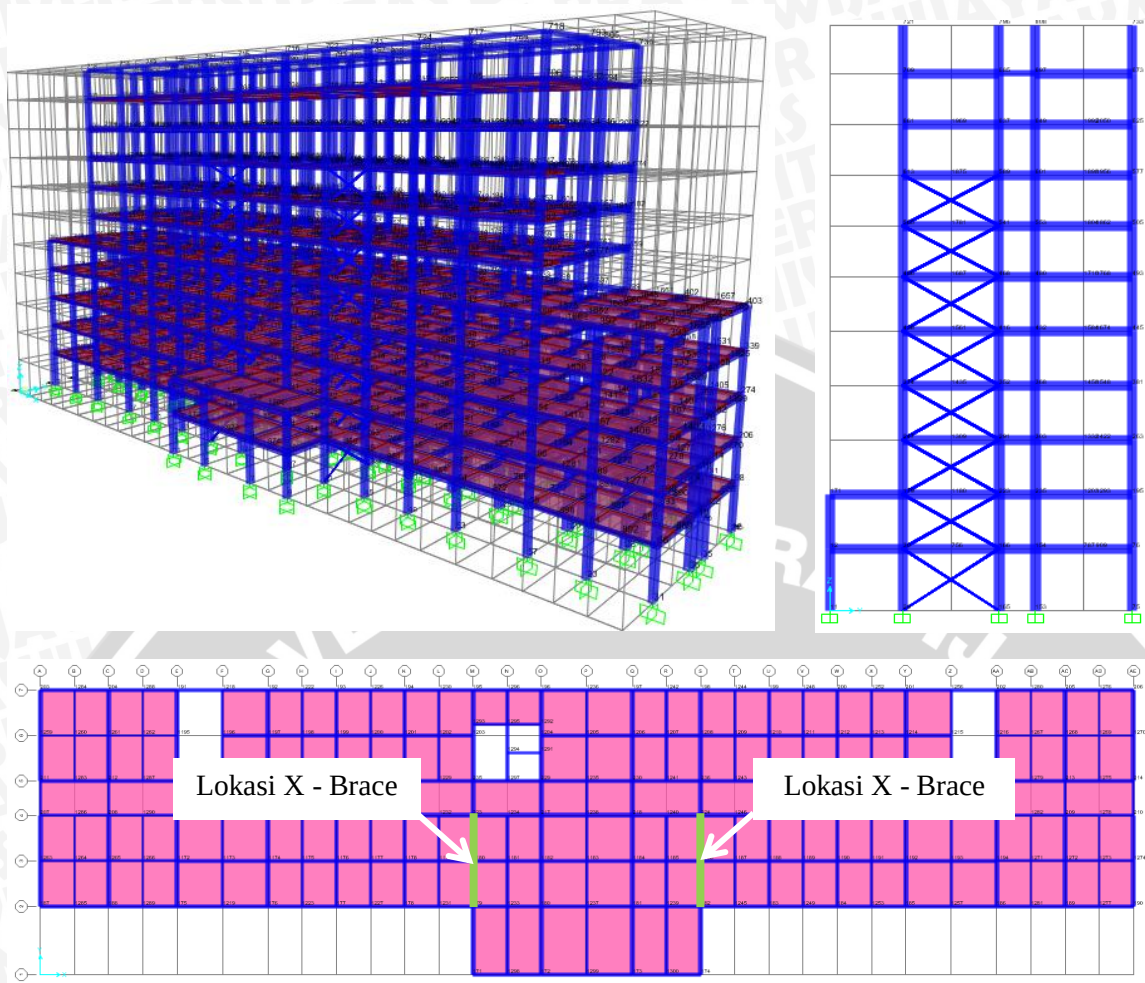
Perubahan portal yang terjadi pada struktur OND kemudian menghasilkan Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A), yang selanjutnya akan di kombinasikan dengan

penambahan bresing baja. Dimana penentuan penempatan bresing baja didasarkan pada munculnya tiga sendi plastis (atau lebih) pada satu join di dalam model struktur.

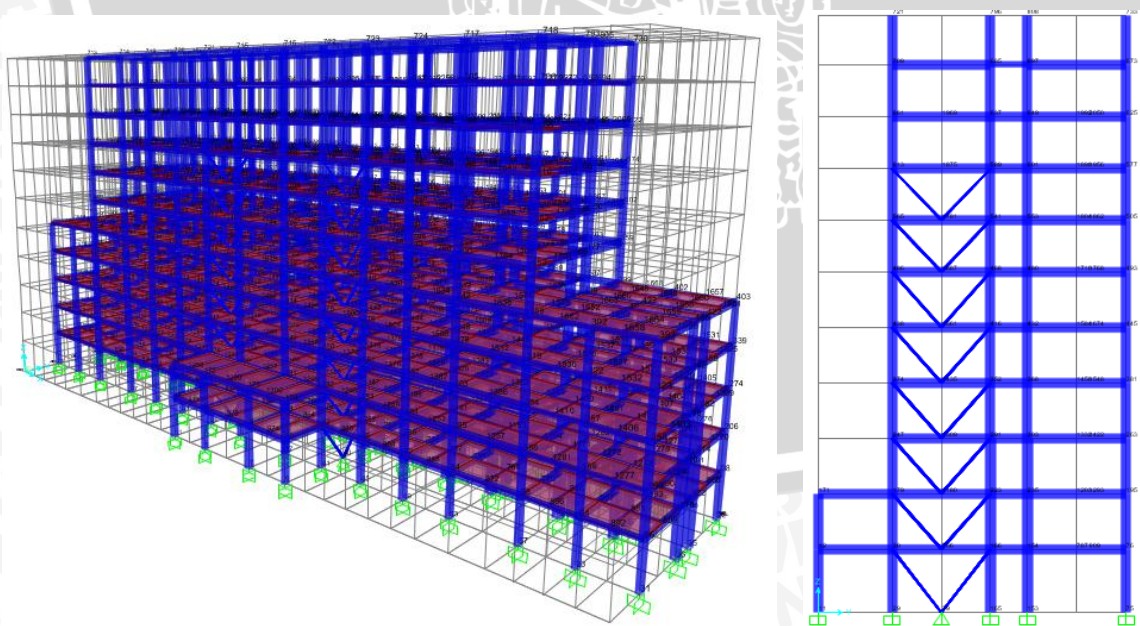
Diambil minimal tiga sendi plastis dikarenakan pada struktur *strong column weak beam* dua sendi plastis awal akan terjadi pada balok, selanjutnya sendi plastis ketiga akan muncul pada kolom yang akan memicu pola keruntuhan *columnsidesway mechanism* dimana pola keruntuhan ini tidak diperbolehkan terjadi pada struktur.

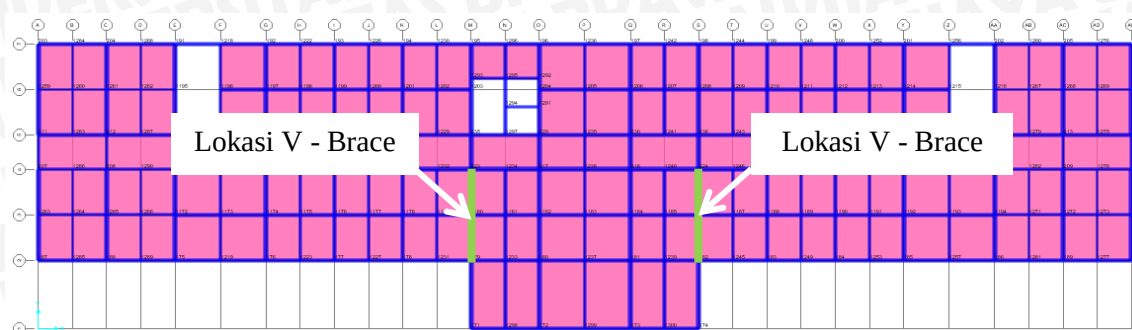


Gambar 4.5 Pemodelan Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

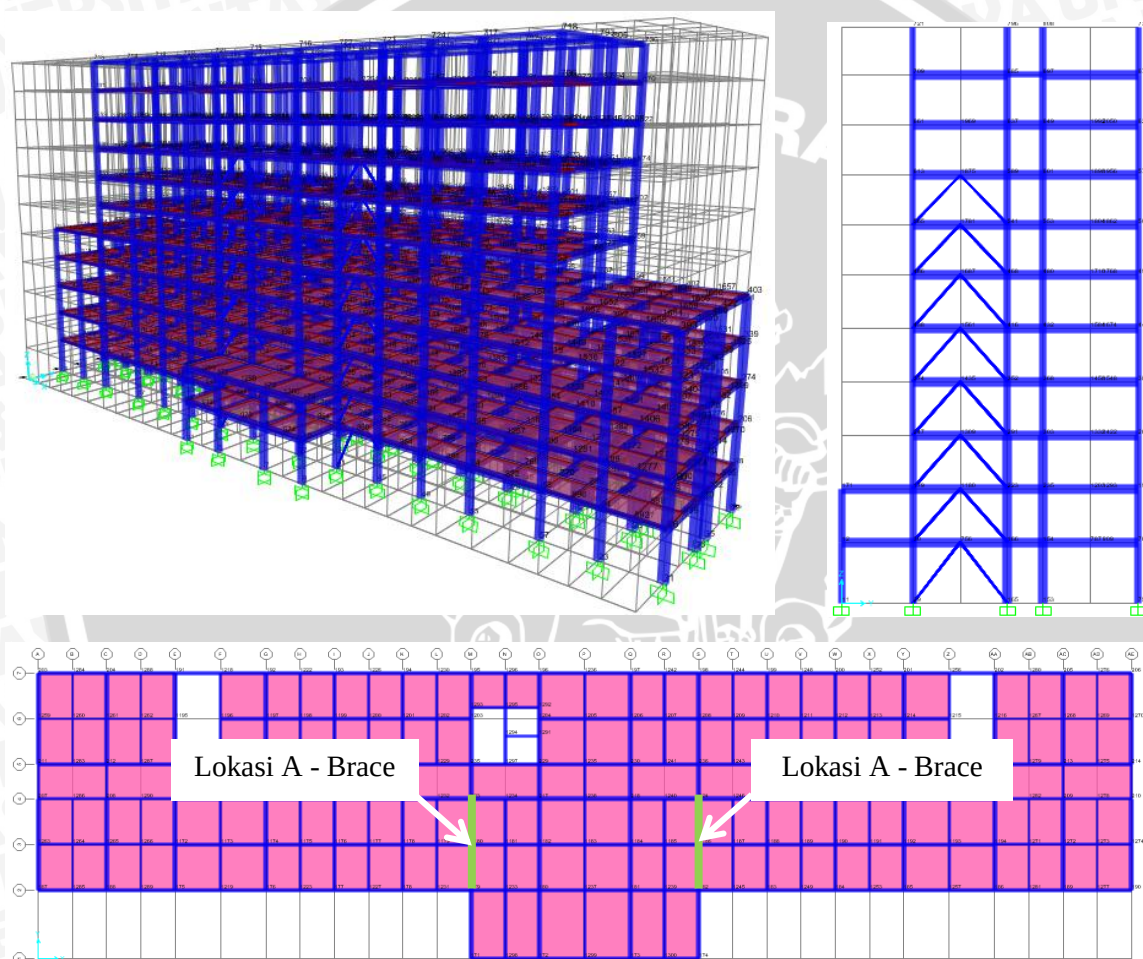


Gambar 4.6 Pemodelan Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C)





Gambar 4.7 Pemodelan Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D)



Gambar 4.8 Pemodelan Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E)

4.2 Perhitungan Berat Struktur

4.2.1 Berat Jenis Material

Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987 ditentukan berat jenis material sebagai berikut :

Beton bertulang = 2400 kg/m^3

Spesi (tebal = 3 cm) = 63 kg/m^2

Keramik = 24 kg/m^2

Dinding bata ringan = 90 kg/m^2

Plafon = 11 kg/m^2

Penggantung plafon = 7 kg/m^2

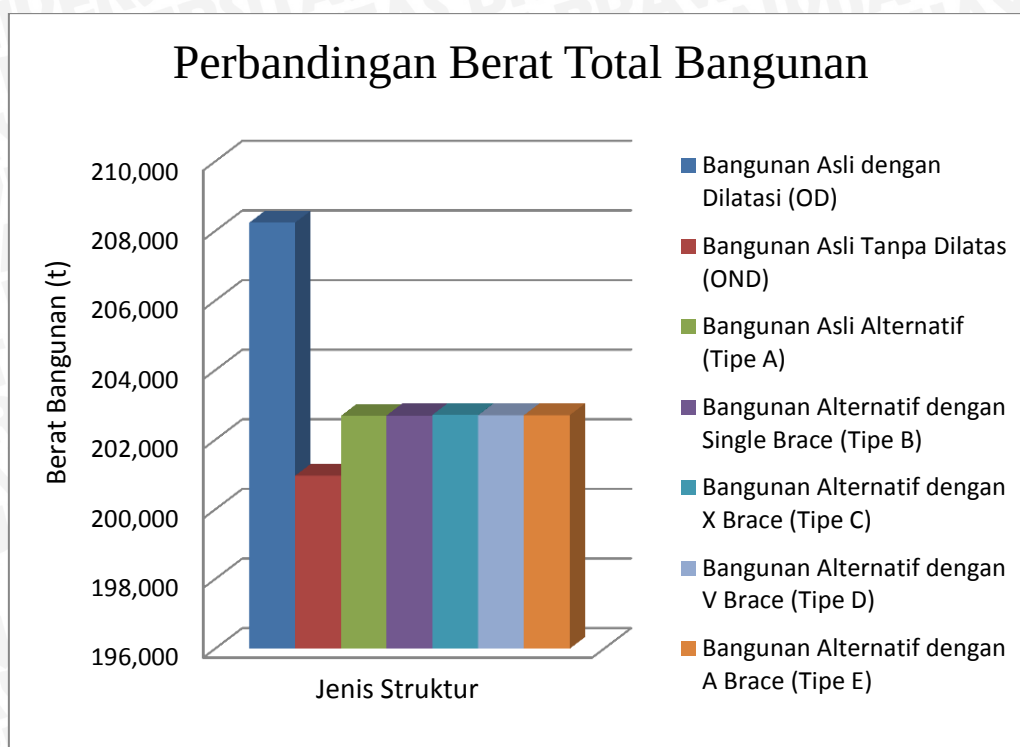
Beban hidup = 250 kg/m^2 (untuk gedung perkuliahan)

4.2.2 Perbandingan Berat Struktur

Berdasarkan berat jenis material diatas kemudian dihitung berat bangunan pada tiap-tiap lantai yang kemudian dijumlahkan sehingga menjadi berat total struktur. Rincian perhitungan berat struktur dapat dilihat pada bagian lampiran. Adapun perbandingan masing-masing berat struktur disajikan sebagai berikut:

Tabel 4.1 *Perbandingan Berat Struktur Masing-masing Tipe Struktur*

Tipe Struktur	Berat Total Struktur (Kg)
OD	20,824,566.80
OND	20,097,222.80
Tipe A	20,269,254.80
Tipe B	20,270,621.72
Tipe C	20,271,988.63
Tipe D	20,271,048.22
Tipe E	20,271,048.22



Gambar 4.9 Perbandingan Berat Bangunan

Berdasarkan Tabel 4.1 dapat dilihat Bangunan Asli dengan Dilatasi Struktur (OD) memiliki berat total bangunan paling besar yaitu sebesar 20.824.566,80 kg, sedangkan Bangunan Asli Tanpa Dilatasi (OND) memiliki berat total bangunan paling kecil yaitu sebesar 20.097.222,80 kg atau memiliki selisih 727.344 kg dengan Bangunan Asli dengan Dilatasi Struktur (OD). Hal ini terjadi karena struktur OD memiliki jumlah kolom lebih banyak dibandingkan struktur OND, dimana struktur OD memiliki kolom sebanyak 702 buah sedangkan struktur OND hanya memiliki 616 buah kolom. Kemudian pada struktur Tipe A terjadi peningkatan berat struktur karena adanya modifikasi yang membuat dimensi kolom pada struktur Tipe A lebih besar dibandingkan struktur OND. Dan juga pada struktur Tipe A, B, C, D, dan E memiliki berat total bangunan yang tidak jauh berbeda yaitu dengan rata-rata selisih sebesar 448,35 kg karena penambahan berat bresing tidak terlalu berpengaruh terhadap berat struktur secara keseluruhan.

Berdasarkan data berat bangunan diatas, maka struktur OND lebih unggul dari struktur jenis lainnya karena memiliki berat struktur paling kecil, dimana dengan berat struktur yang kecil akan menghasilkan beban gempa yang kecil pula terhadap struktur tersebut, sehingga struktur akan lebih mampu untuk menahan beban gempa.

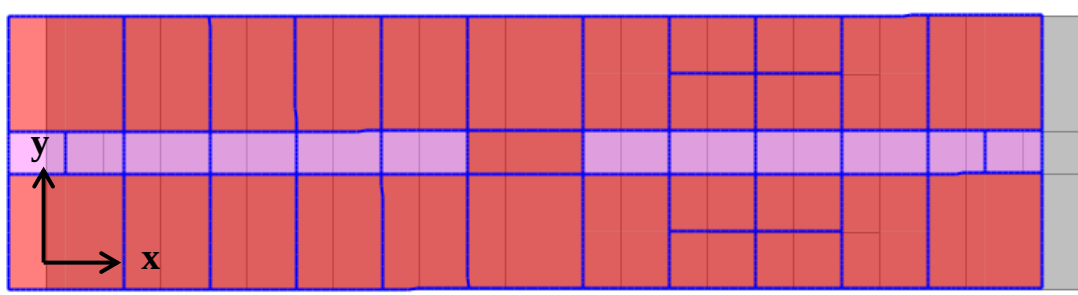
4.3 Performa Struktur Terhadap Beban Gempa

4.3.1 Perbandingan Karakteristik Dinamika Struktur

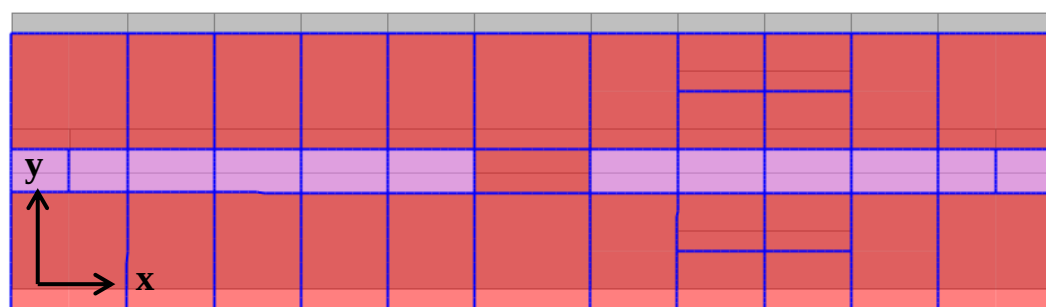
Dalam analisis yang dilakukan dengan program SAP2000 v18 karakteristik dinamika yang ditinjau meliputi periode getar, frekuensi natural dan partisipasi massa. Hasil analisis untuk masing-masing karakteristik disajikan sebagai berikut:

4.3.1.1 Mode Shape

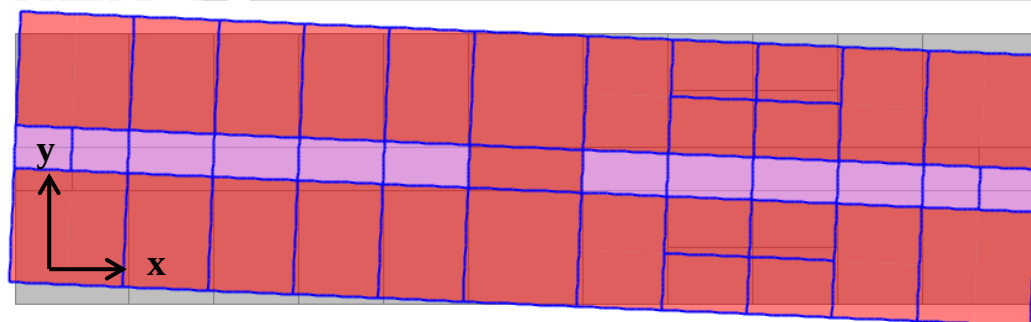
Tipikal *mode shape* 1 sampai 6 untuk setiap jenis struktur disajikan oleh Gambar 4.10, Gambar 4.11, Gambar 4.12, Gambar 4.13, Gambar 4.14, serta Gambar 4.15 dimana gambar dari masing – masing *mode shape* diambil dari tampak atas struktur. Dalam pembahasan ini hanya disajikan *mode shape* 1 sampai 6 karena mode shape 7 sampai 12 memiliki karakteristik dinamika yang sama.



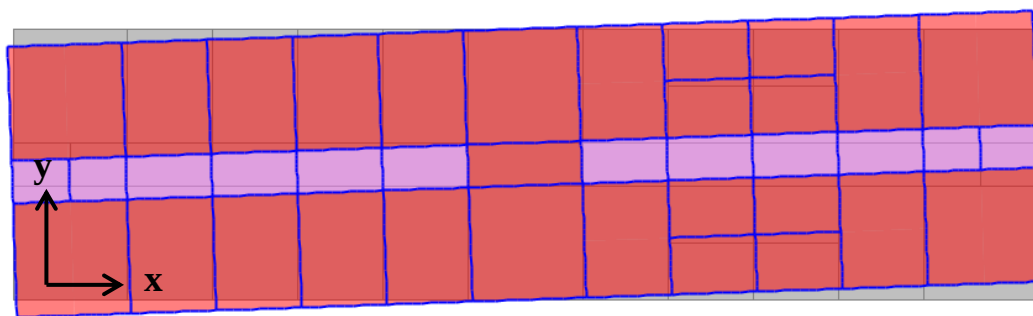
Gambar 4.10 Tipikal Mode Shape ke-1 untuk Setiap Tipe Struktur



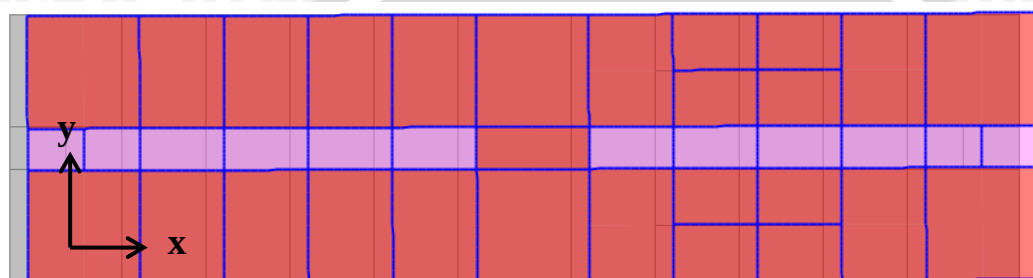
Gambar 4.11 Tipikal Mode Shape ke-2 untuk Setiap Tipe Struktur



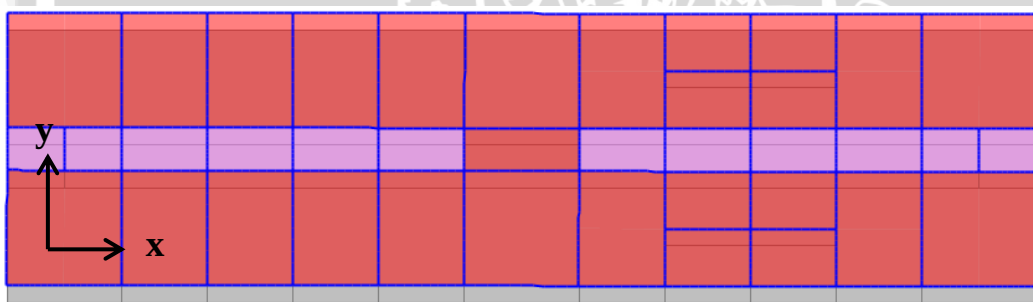
Gambar 4.12 Tipikal Mode Shape ke-3 untuk Setiap Tipe Struktur



Gambar 4.13 Tipikal *Mode Shape* ke-4 untuk Setiap Tipe Struktur



Gambar 4.14 Tipikal *Mode Shape* ke-5 untuk Setiap Tipe Struktur



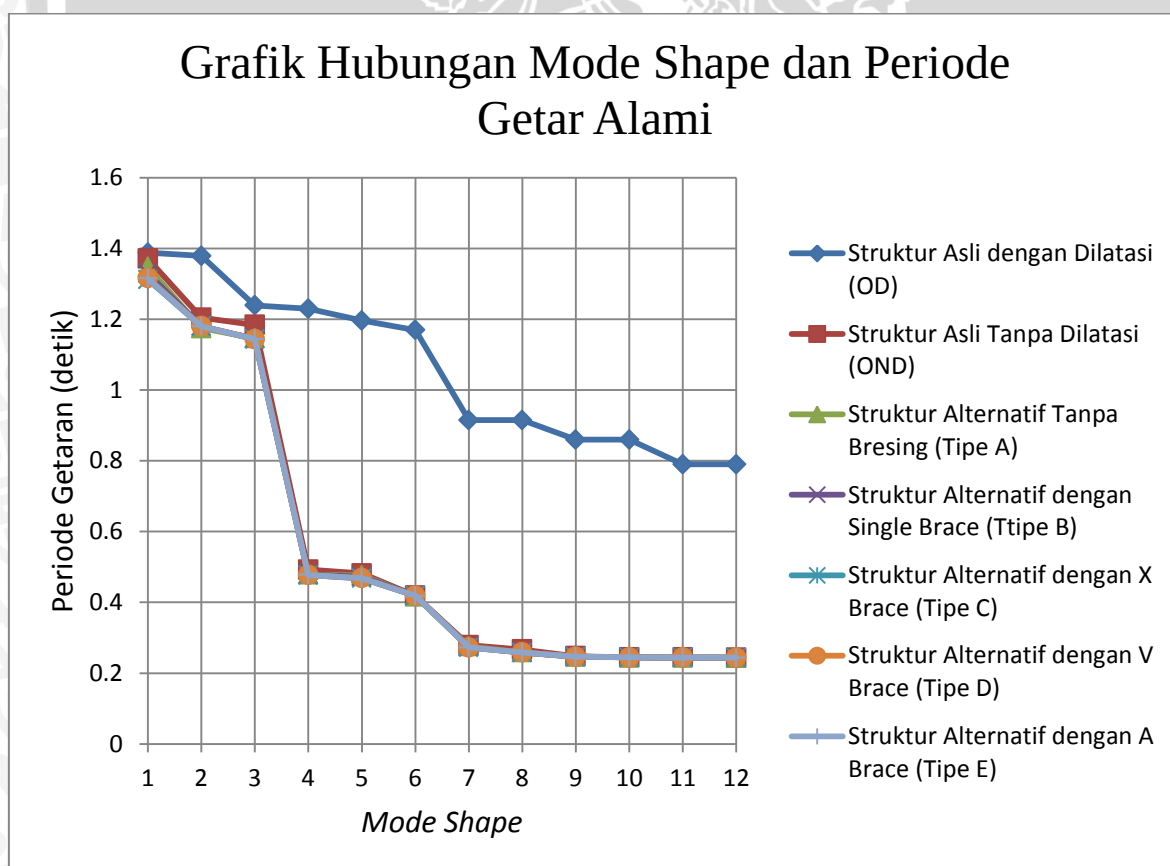
Gambar 4.15 Tipikal *Mode Shape* ke-6 untuk Setiap Tipe Struktur

4.3.1.2 Perbandingan Periode Getar Alami dan Frekuensi Natural

Perbandingan periode getar alami untuk semua tipe struktur disajikan dalam Tabel 4.2

Tabel 4.2 Perbandingan Periode Getar Alami

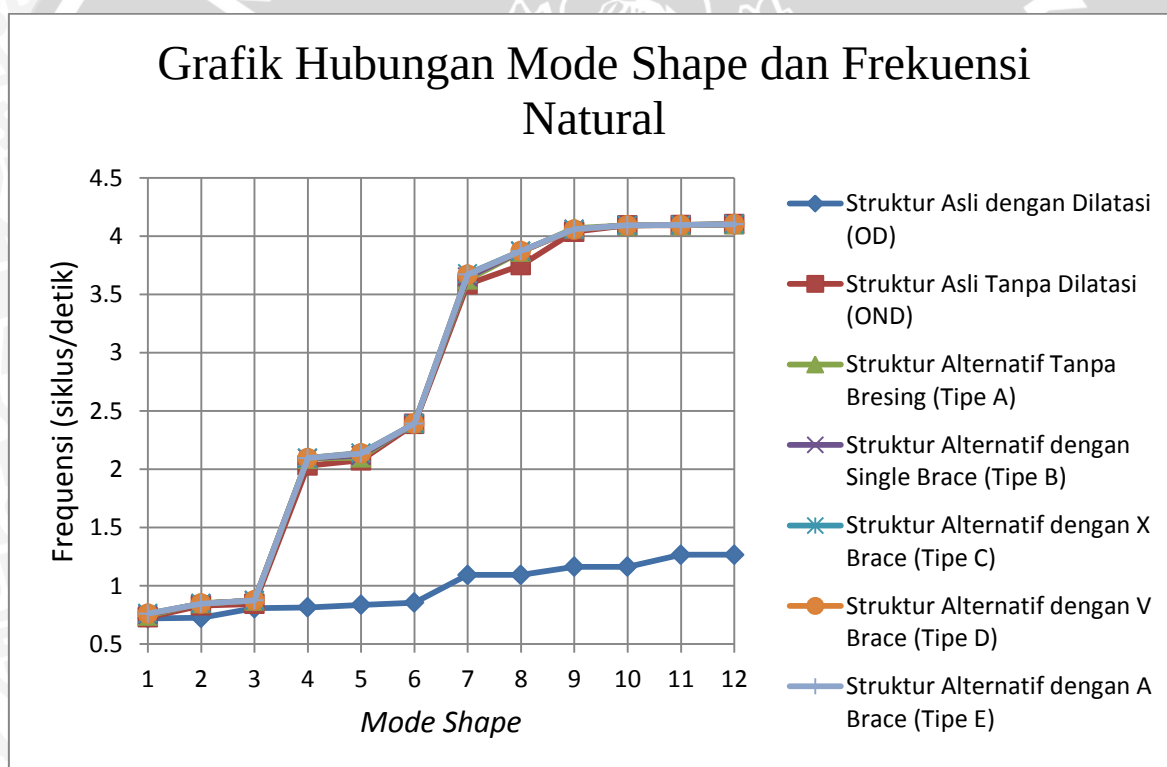
Mode Shape	Periode Getar Alami (dalam detik)						
	OD	OND	Tipe A	Tipe B	Tipe C	Tipe D	Tipe E
1	1.3879	1.3708	1.3473	1.3296	1.3117	1.3163	1.3150
2	1.3786	1.2040	1.1744	1.1799	1.1800	1.1800	1.1798
3	1.2391	1.1840	1.1463	1.1451	1.1430	1.1436	1.1433
4	1.2293	0.4923	0.4785	0.4779	0.4772	0.4773	0.4772
5	1.1962	0.4816	0.4763	0.4722	0.4675	0.4684	0.4683
6	1.1692	0.4189	0.4166	0.4183	0.4185	0.4185	0.4181
7	0.9148	0.2788	0.2758	0.2741	0.2721	0.2726	0.2725
8	0.9148	0.2667	0.2587	0.2585	0.2583	0.2584	0.2583
9	0.8596	0.2477	0.2459	0.2464	0.2465	0.2465	0.2464
10	0.8596	0.2444	0.2444	0.2444	0.2444	0.2444	0.2444
11	0.7901	0.2443	0.2442	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
12	0.7901	0.2438	0.2438	0.2438	0.2438	0.2438	0.2438



Gambar 4.16 Grafik Hubungan Mode Shape dan Periode Getar Alami

Tabel 4.3 Perbandingan Frekuensi Natural

Mode Shape	Frekuensi Natural (dalam siklus/detik)						
	OD	OND	Tipe A	Tipe B	Tipe C	Tipe D	Tipe E
1	0.7205	0.7295	0.7422	0.7521	0.7624	0.7597	0.7605
2	0.7253	0.8306	0.8515	0.8475	0.8474	0.8475	0.8476
3	0.8070	0.8446	0.8724	0.8733	0.8749	0.8745	0.8746
4	0.8135	2.0312	2.0897	2.0924	2.0957	2.0951	2.0954
5	0.8360	2.0763	2.0997	2.1176	2.1390	2.1348	2.1353
6	0.8553	2.3874	2.4006	2.3909	2.3897	2.3897	2.3920
7	1.0931	3.5869	3.6255	3.6480	3.6750	3.6687	3.6698
8	1.0931	3.7493	3.8653	3.8678	3.8716	3.8707	3.8712
9	1.1633	4.0367	4.0669	4.0577	4.0562	4.0563	4.0589
10	1.1633	4.0921	4.0921	4.0921	4.0921	4.0921	4.0921
11	1.2657	4.0933	4.0943	4.0939	4.0938	4.0938	4.0939
12	1.2657	4.1017	4.1017	4.1017	4.1017	4.1017	4.1017



Gambar 4.17 Grafik Hubungan Mode Shape dan Frekuensi Natural

Frekuensi natural dan periode getar alami struktur memiliki hubungan yang berbanding terbalik. Berdasarkan grafik diatas dapat dilihat bahwa keenam tipe struktur yaitu; Tipe OND, Tipe A, Tipe B, Tipe C, Tipe D, Tipe E, secara umum memiliki bentuk grafik yang seragam yang berarti perbedaan frekuensi natural dan periode getar alami antara keenam struktur tersebut tidak terlalu jauh. Namun terjadi perbedaan yang

signifikan pada struktur OD, dimana frekuensi natural pada struktur ini jauh lebih kecil dibandingkan dengan keenam tipe struktur yang lainnya. Ini terjadi akibat struktur OD memiliki berat struktur paling besar diantara struktur jenis lainnya, dimana besarnya berat bangunan berbanding lurus terhadap besarnya periode getar alami struktur dan berbanding terbalik dengan frekuensi naturalnya ($T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$), sehingga semakin besar berat struktur maka semakin besar pula periode getar alaminya dan frekuensi natural struktur akan menjadi lebih kecil. Hal inilah yang menyebabkan frekuensi natural struktur OD menjadi lebih kecil dari struktur jenis lainnya.

Dengan frekuensi natural yang kecil berarti struktur OD memiliki kekakuan yang kecil (periode getar alami yang besar) sehingga struktur OD akan memiliki simpangan lateral yang besar pada saat menerima beban lateral (beban angin maupun beban gempa), oleh karena itu struktur ini paling tidak diunggulkan dibandingkan keenam struktur lainnya.

4.3.1.3 Perbandingan Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, disebutkan bahwa diperlukan analisis dengan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari repon yang ditinjau oleh model. Dari analisis yang dilakukan dengan program SAP2000 v18 didapatkan 12 ragam getar (mode shape) yang masing-masing menampilkan partisipasi massa struktur. Tabel berikut menampilkan rasio partisipasi massa arah sumbu Y untuk masing-masing tipe struktur.

Tabel 4.4 Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe OD

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	1.3E-05	0.302	1.339E-05	0.302	
2	4E-05	0.369	0.0000536	0.671	
3	0.365	0.00015	0.365	0.672	
4	0.309	2.8E-06	0.674	0.672	
5	0.017	0.00076	0.692	0.672	
6	0.00332	0.00037	0.695	0.673	
7	0.00597	8.5E-17	0.701	0.673	
8	0.099	1.4E-15	0.8	0.673	
9	1.5E-17	0.047	0.8	0.72	
10	2.3E-16	0.063	0.8	0.783	
11	9.4E-15	1.7E-15	0.8	0.783	
12	1E-17	1.4E-17	0.8	0.783	

Tabel 4.5 Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe OND

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	2E-07	0.755	2.004E-07	0.755	
2	0.036	0.00012	0.036	0.755	
3	0.75	3.8E-06	0.786	0.755	
4	6.4E-06	0.0005	0.786	0.755	
5	6.1E-08	0.144	0.786	0.899	
6	0.116	9.5E-09	0.903	0.899	> 90 % untuk sumbu X
7	6.9E-08	0.043	0.903	0.943	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00011	4.1E-05	0.903	0.943	
9	0.039	4.6E-09	0.942	0.943	
10	1.2E-09	1.1E-05	0.942	0.943	
11	0.00058	1.7E-09	0.943	0.943	
12	1.1E-07	1.5E-10	0.943	0.943	

Tabel 4.6 Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe A

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	1.1E-07	0.744	1.106E-07	0.744	
2	0.77	1.7E-06	0.77	0.744	
3	0.00987	7.6E-05	0.779	0.744	
4	3.2E-06	0.011	0.779	0.755	
5	3.5E-07	0.138	0.779	0.893	
6	0.118	8E-09	0.897	0.893	
7	2.8E-08	0.044	0.897	0.937	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00015	2E-05	0.897	0.937	
9	0.036	1.1E-08	0.933	0.937	> 90 % untuk sumbu X
10	2.8E-10	1.3E-05	0.933	0.937	
11	0.00221	6E-09	0.936	0.937	
12	2.9E-07	1.5E-10	0.936	0.937	

Tabel 4.7 Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe B

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	7.8E-08	0.745	7.837E-08	0.745	
2	0.777	5.6E-07	0.777	0.745	
3	0.00191	9E-05	0.779	0.746	
4	1.9E-05	0.00158	0.779	0.747	
5	3.2E-07	0.146	0.779	0.893	
6	0.118	1.5E-08	0.897	0.893	
7	4.7E-08	0.044	0.897	0.937	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00022	2.3E-05	0.897	0.937	
9	0.038	1.9E-08	0.935	0.937	> 90 % untuk sumbu X
10	1E-10	1.3E-05	0.935	0.937	
11	0.00131	6.9E-09	0.937	0.937	
12	1.8E-07	1.4E-10	0.937	0.937	

Tabel 4.8 *Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe C*

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	9.5E-08	0.746	9.5E-08	0.746	
2	0.777	5.7E-07	0.777	0.746	
3	0.00149	0.00011	0.779	0.746	
4	2.5E-05	0.00054	0.779	0.747	
5	1.9E-07	0.147	0.779	0.894	
6	0.118	2E-08	0.897	0.894	
7	6.8E-08	0.044	0.897	0.937	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00025	2.8E-05	0.897	0.937	
9	0.038	2.6E-08	0.936	0.937	> 90 % untuk sumbu X
10	1.2E-11	1.4E-05	0.936	0.937	
11	0.00121	8E-09	0.937	0.937	
12	1.6E-07	1.6E-10	0.937	0.937	

Tabel 4.9 *Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe D*

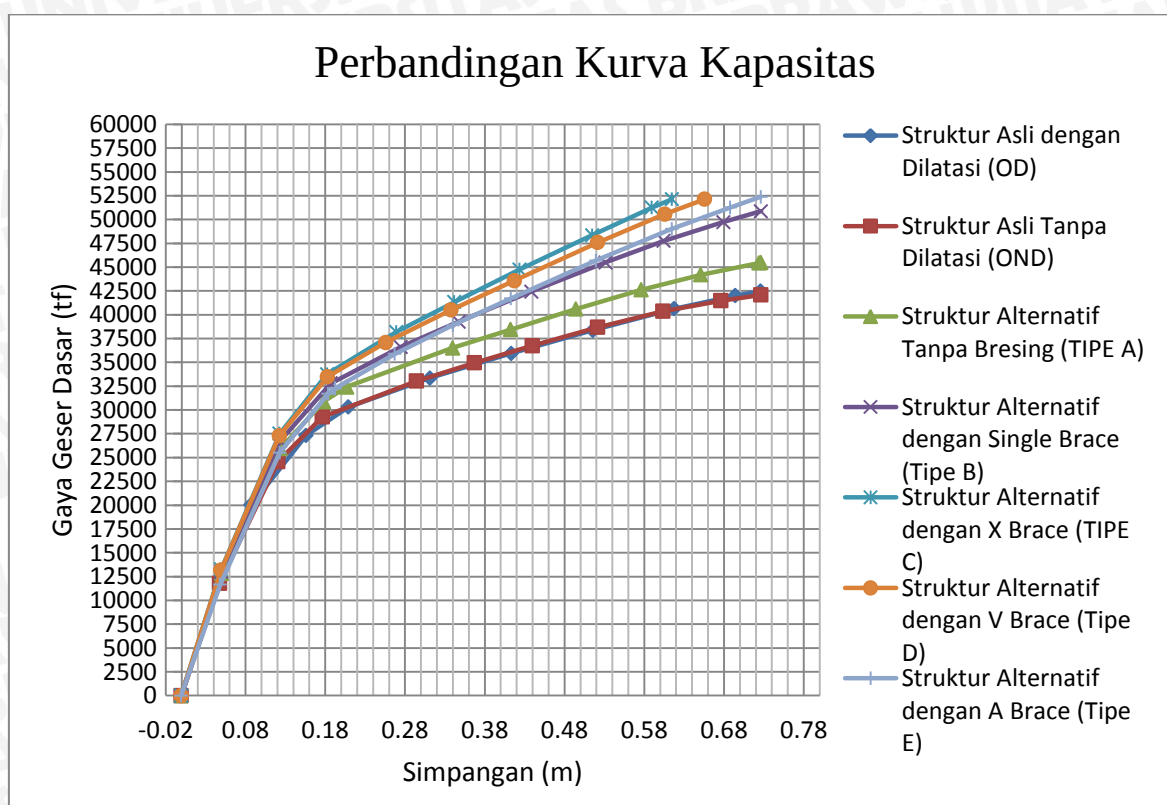
Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	8.7E-08	0.746	8.7E-08	0.746	
2	0.777	5.5E-07	0.777	0.746	
3	0.00155	0.0001	0.779	0.746	
4	2.5E-05	0.00064	0.779	0.747	
5	2.1E-07	0.147	0.779	0.894	
6	0.118	1.9E-08	0.897	0.894	
7	6.3E-08	0.044	0.897	0.937	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00025	2.7E-05	0.897	0.937	
9	0.038	2.4E-08	0.936	0.937	> 90 % untuk sumbu X
10	2.2E-11	1.4E-05	0.936	0.937	
11	0.00121	7.6E-09	0.937	0.937	
12	1.6E-07	1.6E-10	0.937	0.937	

Tabel 4.10 *Rasio Partisipasi Massa untuk Tipe E*

Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	Keterangan
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
1	9.7E-08	0.747	9.7E-08	0.747	
2	0.777	6.2E-07	0.777	0.747	
3	0.00175	0.0001	0.779	0.747	
4	1.8E-05	0.00063	0.779	0.747	
5	1.6E-07	0.147	0.779	0.894	
6	0.118	1.7E-08	0.897	0.894	
7	5.5E-08	0.043	0.897	0.937	> 90 % untuk sumbu Y
8	0.00021	2.7E-05	0.897	0.937	
9	0.038	2.2E-08	0.935	0.937	> 90 % untuk sumbu X
10	2.2E-11	1.4E-05	0.935	0.937	
11	0.00139	7.6E-09	0.937	0.937	
12	1.9E-07	1.6E-10	0.937	0.937	

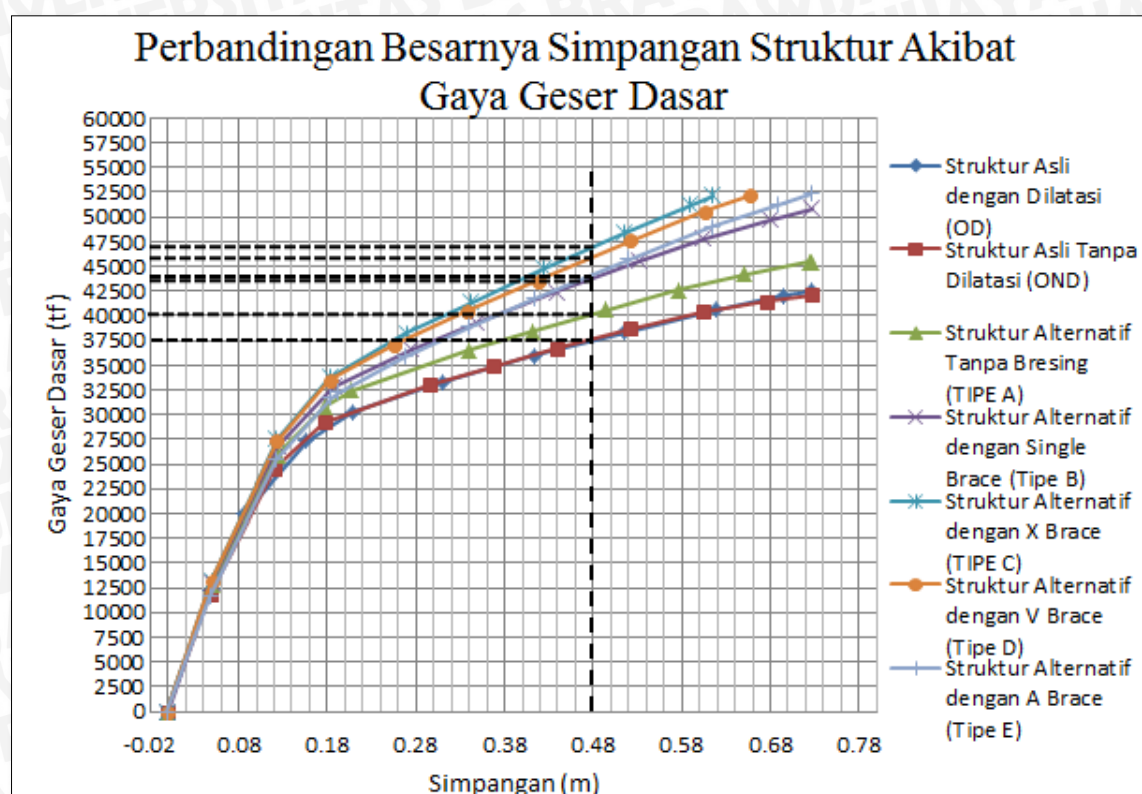
Berdasarkan table diatas struktur Tipe OD belum mencapai partisipasi massa lebih dari 90%. Sedangkan pada struktu Tipe OND partisipasi massa lebih dari 90% muncul pada ragam ke-7 untuk sumbu Y (sebesar 94,3%) dan pada ragam ke-6 untuk arah X (sebesar 90,3%). Untuk struktur Tipe A, B, C, D, dan E secara seragam partisipasi massa lebih dari 90% muncul pada ragam ke-7 untuk sumbu Y dan pada ragam ke-9 untuk sumbu X, dimana selisih dari partisipasi massa masing-masing tipe struktur tidak terlalu besar.

4.3.2 Perbandingan Kurva Kapasitas



Gambar 4.18 Perbandingan Kurva Kapasitas

Berdasarkan perbandingan kurva kapasitas diatas dapat dilihat bahwa struktur OD dan OND memiliki kurva kapasitas yang sama, dimana penggunaan bangunan alternatif dapat meningkatkan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar. Dapat dilihat pada struktur alternatif (Tipe A) terjadi peningkatan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar begitu pula dengan penggunaan bresing pada bangunan alternatif yang dapat lebih meningkatkan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar. Peningkatan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar dapat dilihat pada Gambar 4.19 berikut:

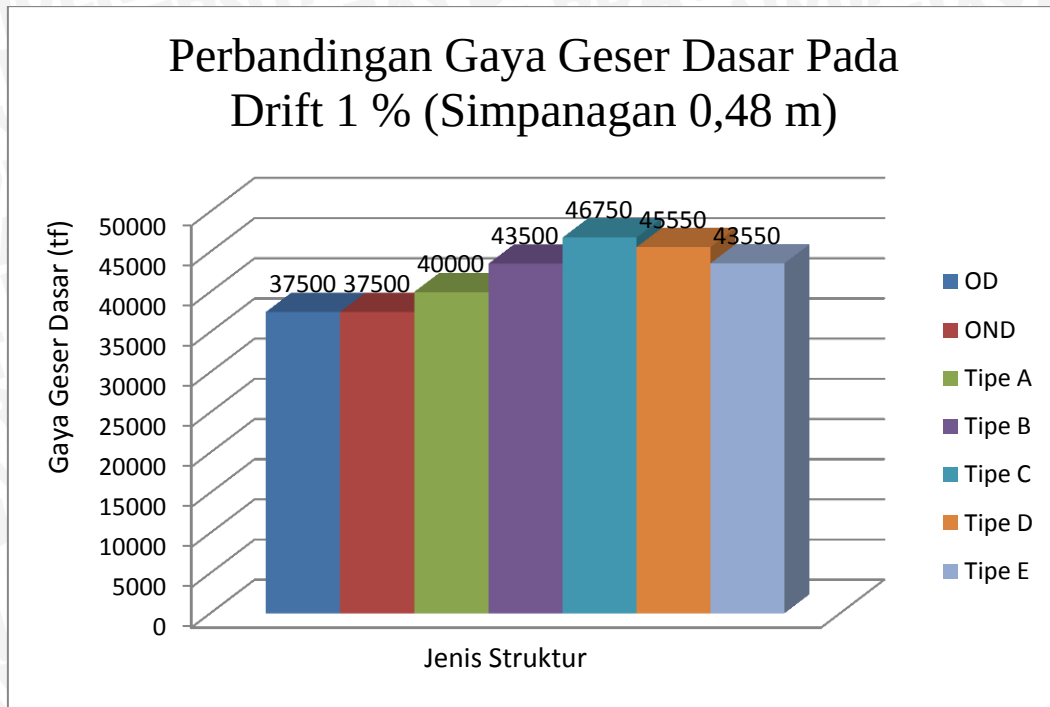


Gambar 4.19 Perbandingan Besarnya Simpangan Akibat Gaya Geser Dasar

Untuk mengetahui peningkatan kemampuan masing-masing struktur untuk menerima gaya geser dasar, maka diambil simpangan sebesar 0,48 m ($\text{drift} = 1\%$ berdasarkan SNI1726: 2012 untuk bangunan dengan Kategori risiko IV) yang digunakan sebagai patokan simpangan struktur. Dimana untuk menghasilkan simpangan sebesar 0,48 m struktur OD dan OND menerima gaya geser dasar sebesar 37.500 tf, sedangkan pada struktur Tipe A menerima gaya geser dasar sebesar 40.000 tf, struktur Tipe B menerima gaya geser dasar sebesar 43.500 tf, struktur Tipe C menerima gaya geser dasar sebesar 46.750 tf, struktur Tipe D menerima gaya geser dasar sebesar 45.550 tf, serta struktur Tipe E menerima gaya geser dasar sebesar 43.550 tf.

Sehingga berdasarkan uraian diatas struktur Tipe C lebih unggul dibandingkan dengan struktur jenis lainnya karena struktur ini mampu menerima gaya geser dasar paling besar (46.750 tf) untuk menghasilkan *drift* sebesar 1 % atau (simpangan 0,48 m).

Perbandingan Gaya Geser Dasar Pada Drift 1 % (Simpanan 0,48 m)



Gambar 4.20 Perbandingan Gaya Geser Dasar Pada Simpanan 0,48 m

4.3.3 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Struktur

Simpangan antar lantai diperhitungkan berdasarkan SNI 1726: 2012 dimana pada Pasal 7.8.6 disebutkan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots \dots \dots (4-1)$$

dimana:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang ditinjau

I_e = faktor keutamaan gempa

Sedangkan simpangan antar lantai (Δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta_x = \frac{(\delta_x - \delta_{x-1}) C_d}{I_e} \leq \Delta_a \dots \dots \dots (4-2)$$

dimana Δ_a adalah simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan sebagai berikut:

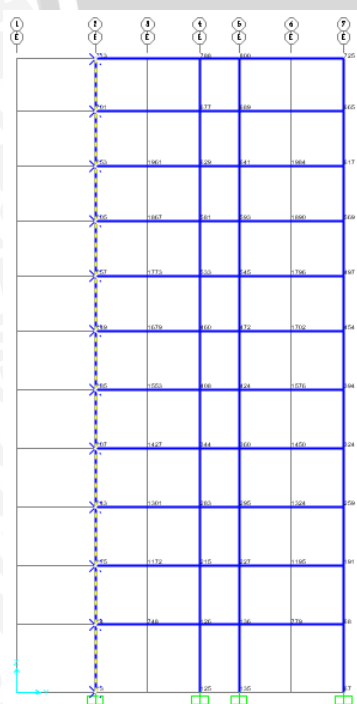
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$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

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

Gambar 4.21 Tabel Simpangan Antar Lantai Ijin

Berdasarkan perhitungan, nilai S_{DS} untuk Kota Malang adalah sebesar 0,6 dimana berdasarkan SNI 1726: 2012 untuk nilai $S_{DS} \geq 0,5$ termasuk dalam kategori desain seismik D. Berdasarkan Pasal 7.12.1.1 untuk struktur dengan kategori desain seismik D, E, atau F disyaratkan simpangan antar lantai tingkat desain harus kurang dari $\Delta a/\rho$ (untuk struktur dengan sistem penahan gaya yang terdiri dari hanya rangka momen) dimana berdasarkan Pasal 7.3.4.2 nilai $\rho = 1,3$. Sedangkan untuk nilai C_d diambil sebesar 2,5 (untuk rangka beton bertulang pemikul momen biasa) dan nilai I_e diambil sebesar 1,5 (gedung perkuliahan termasuk Kategori risiko IV dengan $I_e = 1,5$).

Dalam analisis, simpangan antar lantai hanya ditinjau terhadap portal arah sumbu Y serta hanya satu portal yang akan ditinjau.



Gambar 4.22 Portal Arah Sumbu Y yang Ditinjau

Perhitungan simpangan antar lantai dilakukan pada kondisi diambang runtuh (step terakhir dari analisis *pushover*) pada masing-masing struktur, dimana jumlah step dari masing-masing struktur berbeda-beda. Perhitungan simpangan antar lantai masing-masing struktur disajikan sebagai berikut:

Tabel 4.11 *Simpangan Antar Lantai Struktur OD*

Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	ρ	$\Delta a/\rho$	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m		m	m	m	
11	713	4	0.06	1.3	0.046	0.7261	0.0197	Ok!
10	701	4.2	0.063	1.3	0.048	0.719	0.0231	Ok!
9	653	4.2	0.063	1.3	0.048	0.7107	0.0306	Ok!
8	605	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6997	0.0497	Tidak Ok
7	557	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6818	0.0858	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.6509	0.1528	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.5959	0.2272	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.5141	0.3017	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.4055	0.3436	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.2818	0.3692	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	1.3	0.059	0.1489	0.2482	Tidak Ok

Tabel 4.12 *Simpangan Antar Lantai Struktur OND*

Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	ρ	$\Delta a/\rho$	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m		m	m	m	
11	713	4	0.06	1.3	0.046	0.7265	0.0211	Ok!
10	701	4.2	0.063	1.3	0.048	0.7189	0.0250	Ok!
9	653	4.2	0.063	1.3	0.048	0.7099	0.0328	Ok!
8	605	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6981	0.0539	Tidak Ok
7	557	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6787	0.0922	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.6455	0.1542	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.59	0.2047	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.5163	0.2853	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.4136	0.3372	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.2922	0.3750	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	1.3	0.059	0.1572	0.2620	Tidak Ok

Tabel 4.13 Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe A

Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	ρ	$\Delta a/\rho$	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m		m	m	m	
11	713	4	0.06	1.3	0.046	0.7265	0.0231	Ok!
10	701	4.2	0.063	1.3	0.048	0.7182	0.0269	Ok!
9	653	4.2	0.063	1.3	0.048	0.7085	0.0364	Ok!
8	605	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6954	0.0617	Tidak Ok
7	557	4.2	0.063	1.3	0.048	0.6732	0.1053	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.6353	0.1719	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.5734	0.2192	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.4945	0.2928	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.3891	0.3319	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	1.3	0.052	0.2696	0.3542	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	1.3	0.059	0.1421	0.2368	Tidak Ok

Tabel 4.14 Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe B

Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m	m	m	
11	713	4	0.06	0.7266	0.0244	Ok!
10	701	4.2	0.063	0.7178	0.0289	Ok!
9	653	4.2	0.063	0.7074	0.0386	Ok!
8	605	4.2	0.063	0.6935	0.0642	Tidak Ok
7	557	4.2	0.063	0.6704	0.1069	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	0.6319	0.1708	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	0.5704	0.2144	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	0.4932	0.2881	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	0.3895	0.3286	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	0.2712	0.3544	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	0.1436	0.2393	Tidak Ok

Tabel 4.15 Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe C

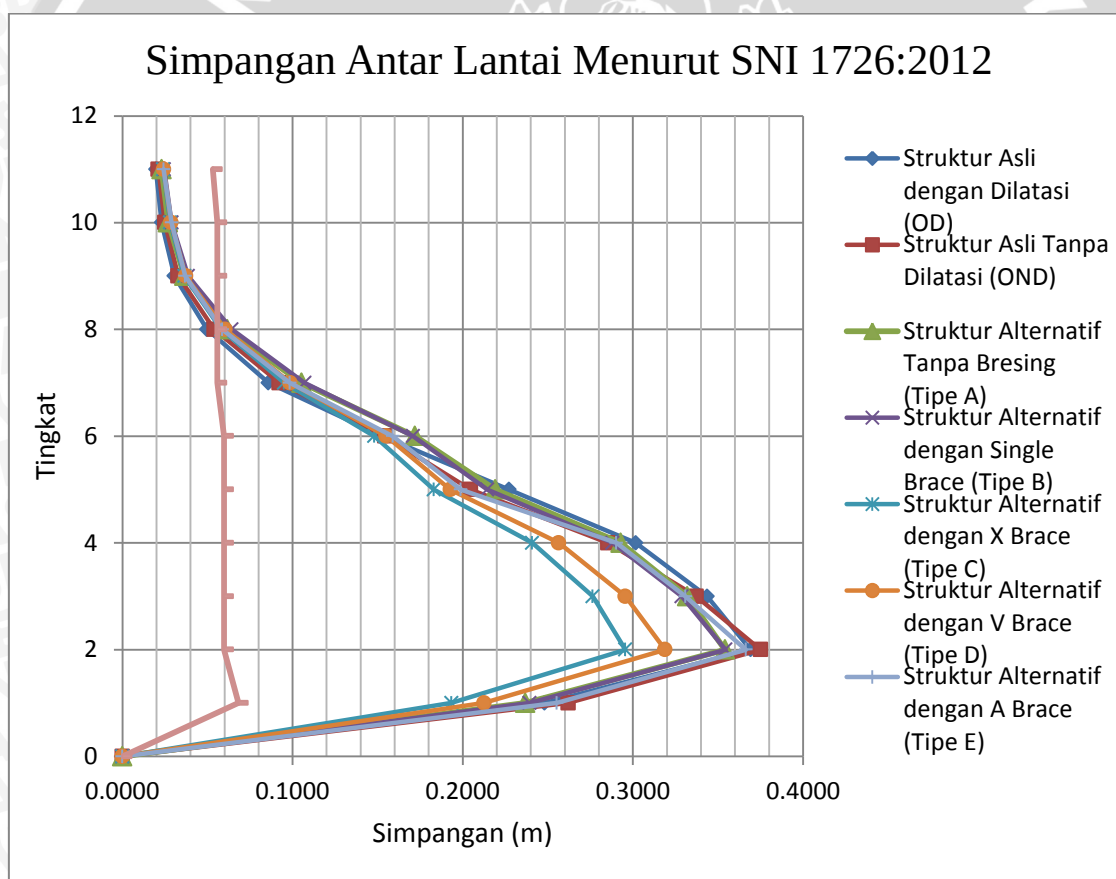
Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m	m	m	
11	713	4	0.06	0.6147	0.0239	Ok!
10	701	4.2	0.063	0.6061	0.0281	Ok!
9	653	4.2	0.063	0.596	0.0364	Ok!
8	605	4.2	0.063	0.5829	0.0581	Ok!
7	557	4.2	0.063	0.562	0.0950	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	0.5278	0.1481	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	0.4745	0.1831	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	0.4086	0.2408	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	0.3219	0.2764	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	0.2224	0.2956	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	0.116	0.1933	Tidak Ok

Tabel 4.16 Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe D

Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m	m	m	
11	713	4	0.06	0.6558	0.0242	Ok!
10	701	4.2	0.063	0.6471	0.0286	Ok!
9	653	4.2	0.063	0.6368	0.0372	Ok!
8	605	4.2	0.063	0.6234	0.0603	Ok!
7	557	4.2	0.063	0.6017	0.0986	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	0.5662	0.1550	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	0.5104	0.1928	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	0.441	0.2564	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	0.3487	0.2956	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	0.2423	0.3189	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	0.1275	0.2125	Tidak Ok

Tabel 4.17 Simpangan Antar Lantai Struktur Tipe E

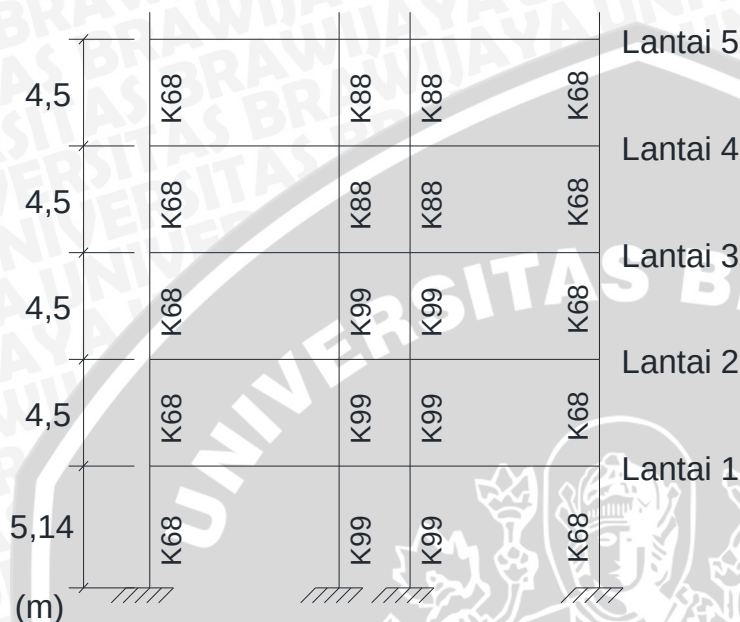
Tingkat	Joint	Tinggi tingkat	Simpangan ijin (Δa)	Defleksi (δ_i)	Simpangan (Δx)	Keterangan
		m	m	m	m	
11	713	4	0.06	0.7264	0.0242	Ok!
10	701	4.2	0.063	0.7177	0.0289	Ok!
9	653	4.2	0.063	0.7073	0.0369	Ok!
8	605	4.2	0.063	0.694	0.0586	Ok!
7	557	4.2	0.063	0.6729	0.0983	Tidak Ok
6	449	4.5	0.0675	0.6375	0.1589	Tidak Ok
5	385	4.5	0.0675	0.5803	0.1989	Tidak Ok
4	307	4.5	0.0675	0.5087	0.2903	Tidak Ok
3	243	4.5	0.0675	0.4042	0.3308	Tidak Ok
2	175	4.5	0.0675	0.2851	0.3664	Tidak Ok
1	14	5.14	0.0771	0.1532	0.2553	Tidak Ok



Gambar 4.23 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Menurut SNI 1726: 2012

Berdasarkan gambar diatas dapat dilihat bahwa lantai bagian bawah struktur memiliki simpangan antar lantai yang cukup besar sehingga perlu ditinjau kekakuan kolom pada lantai 1 karena lantai 1 memiliki kolom yang paling tinggi dibandingkan lantai yang

lainnya. Kolom pada lantai 1 ditinjau berdasarkan kekakuan lantai lunak (*soft storey*) dengan ketentuan, suatu struktur dikatakan sebagai struktur dengan lantai lunak (*soft storey*) apabila kekakuan kolom lantai yang ditinjau (lantai x) kurang dari 70% kekakuan satu lantai di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan tiga lantai yang ada di atasnya.



Gambar 4.24 Skema Dimensi Kolom Lantai 1 – 5 Pada Portal yang Ditinjau

Kekakuan kolom pada lantai 1 ditinjau berdasarkan skema diatas dimana portal yang ditinjau berada pada joint 14, 175, 243, 307, dan 385 (sesuai dengan tabel perhitungan simpangan antar lantai). Perhitungan kekakuan kolom lantai disajikan sebagai berikut:

$$E_{\text{beton}} = 4700 \times \sqrt{29,05} = 25332,0844 \text{ Mpa} = 253321 \text{ kg/cm}^2$$

a. Tinjauan terhadap lantai 1

$$\text{➤ } K_1 = \frac{EJ_1}{L_1} = \frac{253321 \times \frac{1}{12} \times 60 \times 80^3}{514} = 1261676576 \text{ kg/cm}$$

$$\text{➤ } K_2 = K_4 = \frac{EJ_2}{E_2} = \frac{253321 \times \frac{1}{12} \times 60 \times 80^3}{450} = 1441115022 \text{ kg/cm}$$

$$\text{➤ } 0,7K_2 = 1008780515 \text{ kg/cm} < K_1 (= 1261676576 \text{ kg/cm})$$

$$\text{➤ } 0,8K_4 = 1152892018 \text{ kg/cm} < K_1 (= 1261676576 \text{ kg/cm})$$

$$\text{➤ } K_1 = \frac{EJ_1}{L_1} = \frac{253321 \times \frac{1}{12} \times 90 \times 90^3}{514} = 2694615890 \text{ kg/cm}$$

- $K_2 = \frac{E \cdot I_2}{L_2} = \frac{253321 \times \frac{1}{12} \times 90 \times 90^3}{450} = 3077850150 \text{ kg/cm}$
- $K_4 = \frac{E \cdot I_4}{L_4} = \frac{253321 \times \frac{1}{12} \times 80 \times 80^3}{450} = 1921486696 \text{ kg/cm}$
- $0,7K_2 = 2154495074 \text{ kg/cm} < K_1 (= 2694615890 \text{ kg/cm})$
- $0,8K_4 = 1537189357 \text{ kg/cm} < K_1 (= 2694615890 \text{ kg/cm})$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa lantai 1 lebih kaku dari lantai yang ada diatasnya, sehingga struktur bukan merupakan *soft storey building* atau struktur dengan lantai lemah. Pada Gambar 4.23 juga dapat diketahui bahwa struktur Tipe C memiliki keunggulan dibandingkan struktur jenis lainnya karena struktur ini memiliki simpangan antar lantai paling kecil. Serta dapat diketahui pula bahwa semua jenis struktur (OD, OND, Tipe A, Tipe B, Tipe C, Tipe D, dan Tipe E) mengalami keruntuhan dengan pola keruntuhan lantai lunak (*soft storey*).

4.4 Respon Spektrum Rencana

4.4.1 Klasifikasi Situs

Berdasarkan parameter tanah yaitu kecepatan gelombang dasar (v_s), tahanan penetrasi standar lapangan (N), dan kuat geser niralir (s_u), situs dapat diklasifikasi menjadi kelas situs S_A , S_B , S_C , S_D , S_E atau S_F . Bila parameter tanah pada situs tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa diklasifikasikan situsnya, maka kelas situs S_E dapat digunakan.

Dalam kasus ini, klasifikasi situs akan didasarkan pada hasil uji tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata ($N_{rata-rata}$) untuk profil tanah kedalaman 30 m paling atas dari situs yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah dan Geologi, Teknik Sipil FTUB. Perhitungan untuk mendapatkan klasifikasi situs sebagai berikut :

- **Titik bor B-1**

Tabel 4.18 Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-1

Kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N-SPT	
zi	di	Ni	di/Ni
0.0	0.0	0	0.000
1.5	1.5	10	0.150
3.0	1.5	11	0.136
4.5	1.5	12	0.125
6.0	1.5	19	0.079
7.5	1.5	34	0.044
9.0	1.5	41	0.037
10.5	1.5	34	0.044
12.0	1.5	22	0.068
13.5	1.5	30	0.050
15.0	1.5	80	0.019
16.5	1.5	59	0.025
18.0	1.5	80	0.019
19.5	1.5	25	0.060
21.0	1.5	27	0.056
22.5	1.5	28	0.054
24.0	1.5	27	0.056
25.5	1.5	31	0.048
27.0	1.5	56	0.027
28.5	1.5	80	0.019
30.0	1.5	80	0.019
Jumlah	30.0	786	1.134

$$N_{\text{rata-rata}} = \Sigma di / \Sigma di/Ni$$

$$= 30 / 1.134 = \mathbf{26.465} \rightarrow \text{Tanah Sedang (S}_D\text{)}$$

- **Titik bor B-2**

Tabel 4.19 Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-2

Kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N-SPT	
zi	di	Ni	di/Ni
0.0	0.0	0	0.000
1.5	1.5	15	0.100
3.0	1.5	8	0.188
4.5	1.5	10	0.150
6.0	1.5	9	0.167
7.5	1.5	16	0.094
9.0	1.5	23	0.065
10.5	1.5	80	0.019
12.0	1.5	37	0.041
13.5	1.5	48	0.031
15.0	1.5	80	0.019
16.5	1.5	80	0.019
18.0	1.5	46	0.033
19.5	1.5	43	0.035
21.0	1.5	59	0.025
22.5	1.5	47	0.032
24.0	1.5	43	0.035
25.5	1.5	38	0.039
27.0	1.5	42	0.036
28.5	1.5	46	0.033
30.0	1.5	52	0.029
Jumlah	30.0	822	1.188

$$N_{rata-rata} = \Sigma di / \Sigma di/Ni$$

$$= 30 / 1.188 = 25.262 \rightarrow \text{Tanah Sedang } (S_D)$$

- **Titik bor B-3**

Tabel 4.20 Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-3

Kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N-SPT	
zi	di	Ni	di/Ni
0.0	0.0	0	0.000
1.5	1.5	5	0.300
3.0	1.5	8	0.188
4.5	1.5	9	0.167
6.0	1.5	12	0.125
7.5	1.5	15	0.100
9.0	1.5	17	0.088
10.5	1.5	21	0.071
12.0	1.5	24	0.063
13.5	1.5	42	0.036
15.0	1.5	43	0.035
16.5	1.5	35	0.043
18.0	1.5	49	0.031
19.5	1.5	42	0.036
21.0	1.5	43	0.035
22.5	1.5	56	0.027
24.0	1.5	59	0.025
25.5	1.5	80	0.019
27.0	1.5	80	0.019
28.5	1.5	80	0.019
30.0	1.5	80	0.019
Jumlah	30.0	800	1.443

$$N_{\text{rata-rata}} = \Sigma di / \Sigma di/Ni$$

$$= 30 / 1.443 = \mathbf{20.787} \rightarrow \text{Tanah Sedang } (S_D)$$

- **Titik bor B-4**

Tabel 4.21 *Perhitungan untuk Klasifikasi Situs Titik Bor B-4*

Kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N-SPT	
zi	di	Ni	di/Ni
0.0	0.0	0	0.000
1.5	1.5	15	0.100
3.0	1.5	16	0.094
4.5	1.5	18	0.083
6.0	1.5	20	0.075
7.5	1.5	24	0.063
9.0	1.5	45	0.033
10.5	1.5	50	0.030
12.0	1.5	50	0.030
13.5	1.5	55	0.027
15.0	1.5	40	0.038
16.5	1.5	45	0.033
18.0	1.5	55	0.027
19.5	1.5	60	0.025
21.0	1.5	45	0.033
22.5	1.5	45	0.033
24.0	1.5	80	0.019
25.5	1.5	80	0.019
27.0	1.5	80	0.019
28.5	1.5	80	0.019
30.0	1.5	80	0.019
Jumlah	30.0	983	0.819

$$N_{\text{rata-rata}} = \Sigma di / \Sigma di/Ni$$

$$= 30 / 0.819 = \mathbf{36.643} \rightarrow \text{Tanah Sedang } (S_D)$$

Dari empat tabel diatas, dihitung nilai tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata ($N_{\text{rata-rata}}$) sehingga dapat ditentukan klasifikasi situs pada masing-masing titik bor. Hasil perhitungan $N_{\text{rata-rata}}$ adalah sebagai berikut :

Tabel 4.22 Rekapitulasi Penentuan Klasifikasi Situs

Titik bor	Σdi	$\Sigma di/Ni$	$N_{rata-rata}$	Klasifikasi Situs
Titik bor B-1	30	1.134	26.465	Tanah Sedang (S_D)
Titik bor B-2	30	1.188	25.262	Tanah Sedang (S_D)
Titik bor B-3	30	1.443	20.787	Tanah Sedang (S_D)
Titik bor B-4	30	0.819	36.643	Tanah Sedang (S_D)

Karena secara keseluruhan titik bor memiliki nilai tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata ($N_{rata-rata}$), $15 < N_{rata-rata} < 50$, maka situs Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya tersebut dapat diklasifikasikan menjadi Tanah Sedang (S_D).

4.4.2 Perhitungan Desain Respon Spektrum Kota Malang

Dalam perhitungan Desain Respon Spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 diperlukan koefisien-koefisien yang digunakan untuk membuat grafik Respon Spektrum Rencana. Koefisien-koefisien tersebut didapat melalui prosedur yang telah disebutkan pada subbab 2.8.1, dimana koefisien-koefisien tersebut adalah sebagai berikut:

1. $S_s = 0,75$ dan $S_l = 0,35$

2. Kelas situs : Tanah sedang (SD)

3. Nilai F_a kelas situs :

- Tanah sedang (SD) $F_a = 1,2$

Nilai F_v kelas situs :

- Tanah sedang (SD) $F_v = 1,7$

4. Nilai S_{MS}

- Tanah sedang (SD) $S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,2 \times 0,75 = 0,9$

Nilai S_{M1}

- Tanah sedang (SD) $S_{M1} = F_v \cdot S_l = 1,7 \times 0,35 = 0,595$

5. Nilai S_{DS} :

- Tanah sedang (SD) $S_{DS} = 0,6$

Nilai S_{D1} :

- Tanah sedang (SD) $S_{D1} = 0,397$

6. Nilai T_0 :

- Tanah sedang (SD) $T_0 = 0,1323$

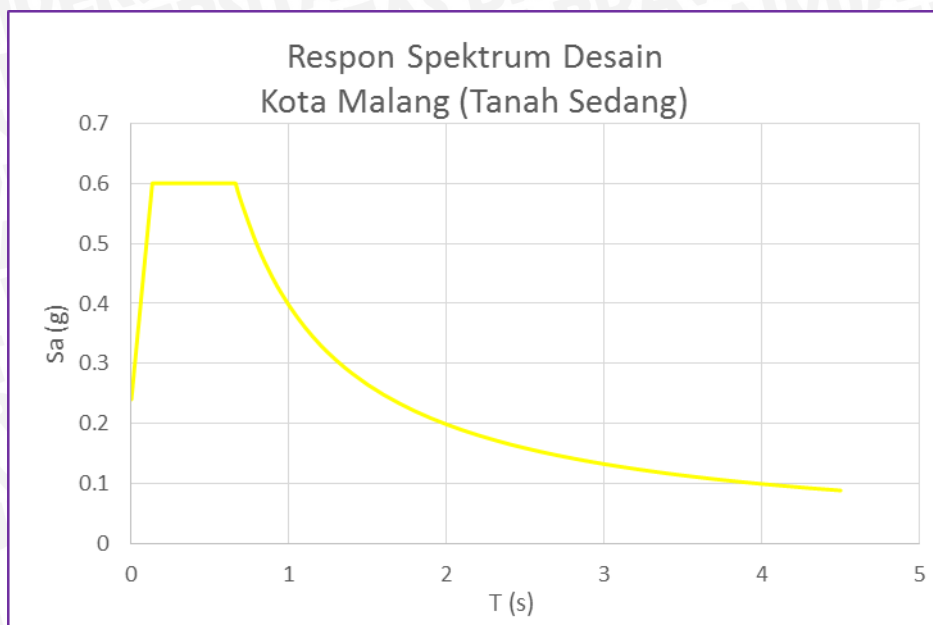
Nilai T_1 :

- Tanah sedang (SD) $T_0 = 0,6617$

Berdasarkan koefisien diatas dapat dibuat grafik Respon Spektrum Rencana sebagai berikut:

Tabel 4.23 *Periode dan Geser Dasar Seismik*

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0.00	0.240	1.30	0.305	3.30	0.120
0.01	0.267	1.40	0.283	3.40	0.117
0.03	0.308	1.50	0.264	3.50	0.113
0.04	0.349	1.60	0.248	3.60	0.110
0.06	0.390	1.70	0.233	3.70	0.107
0.07	0.431	1.80	0.220	3.80	0.104
0.09	0.471	1.90	0.209	3.90	0.102
0.13	0.600	2.00	0.198	4.00	0.099
0.13	0.600	2.10	0.189	4.10	0.097
0.15	0.600	2.20	0.180	4.20	0.094
0.30	0.600	2.30	0.172	4.30	0.092
0.60	0.600	2.40	0.165	4.40	0.090
0.66	0.600	2.50	0.159	4.50	0.088
0.66	0.600	2.60	0.153	4.60	0.086
0.70	0.567	2.70	0.147	4.70	0.084
0.80	0.496	2.80	0.142	4.80	0.083
0.90	0.441	2.90	0.137	4.90	0.081
1.00	0.397	3.00	0.132	5.00	0.079
1.10	0.361	3.10	0.128	5.10	0.078
1.20	0.331	3.20	0.124		



Gambar 4.25 Respon Spektrum Desain Kota Malang

4.4.3 Respon Spektrum Elastis Teredam 5%

Untuk mengubah respon spektrum desain menjadi respon spektrum elastis teredam 5% dapat dilakukan dengan mengkonversi format dari respon spektrum dari *standard format response spectrum* menjadi *ADRS format response spectrum*. Yaitu dengan mengubah satuan periode, T (s) menjadi *spectral displacement*, S_d (m). Sehingga diperoleh respon spektrum elastis teredam 5%, seperti terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.24 Respon Spektrum Elastis Tereadam 5% untuk Tanah Sedang (S_D)

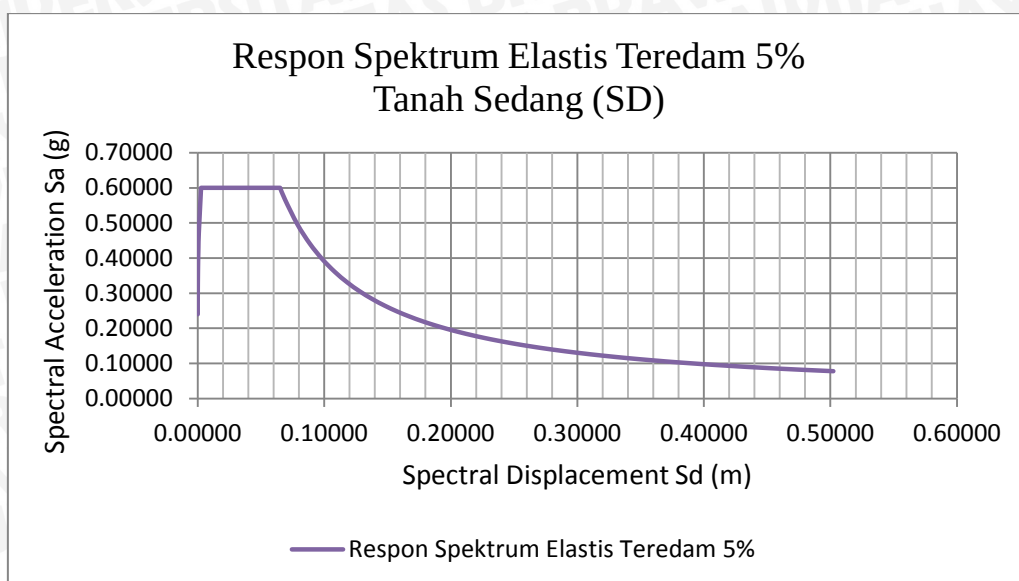
Respon Spektrum Elastis Tereadam 5 %								
T (s)	Sa (g)	Sd (g)	T (s)	Sa (g)	Sd (g)	T (s)	Sa (g)	Sd (g)
0.00	0.24	0.00	1.30	0.30513	0.12804	3.30	0.12020	0.32501
0.01	0.26723	0.00001	1.40	0.28333	0.13788	3.40	0.11667	0.33486
0.03	0.30807	0.00005	1.50	0.26444	0.14773	3.50	0.11333	0.34471
0.04	0.34891	0.00014	1.60	0.24792	0.15758	3.60	0.11019	0.35456
0.06	0.38975	0.00029	1.70	0.23333	0.16743	3.70	0.10721	0.36441
0.07	0.43059	0.00052	1.80	0.22037	0.17728	3.80	0.10439	0.37426
0.09	0.47143	0.00085	1.90	0.20877	0.18713	3.90	0.10171	0.38411
0.13	0.60000	0.00260	2.00	0.19833	0.19698	4.00	0.09917	0.39395
0.13	0.60000	0.00260	2.10	0.18889	0.20683	4.10	0.09675	0.40380
0.15	0.60000	0.00335	2.20	0.18030	0.21667	4.20	0.09444	0.41365
0.30	0.60000	0.01341	2.30	0.17246	0.22652	4.30	0.09225	0.42350
0.60	0.60000	0.05363	2.40	0.16528	0.23637	4.40	0.09015	0.43335
0.66	0.60000	0.06511	2.50	0.15867	0.24622	4.50	0.08815	0.44320
0.66	0.60000	0.06511	2.60	0.15256	0.25607	4.60	0.08623	0.45305
0.70	0.56667	0.06894	2.70	0.14691	0.26592	4.70	0.08440	0.46290
0.80	0.49583	0.07879	2.80	0.14167	0.27577	4.80	0.08264	0.47274
0.90	0.44074	0.08864	2.90	0.13678	0.28562	4.90	0.08095	0.48259
1.00	0.39667	0.09849	3.00	0.13222	0.29547	5.00	0.07933	0.49244
1.10	0.36061	0.10834	3.10	0.12796	0.30531	5.10	0.07778	0.50229
1.20	0.33056	0.11819	3.20	0.12396	0.31516			

Contoh perhitungan untuk $T = 0.01$ s :

$$Sd_i = \left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 \times Sa_i \times g$$

$$Sd_i = \left(\frac{0.01}{2\left(\frac{22}{7}\right)}\right)^2 \times 0,26723 \times 9,81$$

$$Sd_i = 0.00001 \text{ g}$$



Gambar 4.26 Respon Spektrum Elastis Tereadam 5% Tanah Sedang

4.5 Analisis Statik Non-Linier Pushover Berdasarkan ATC-40

4.5.1 Analisis Statik Non-Linier Pushover Berdasarkan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A - ATC 40

4.5.1.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.25 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur OD

PF_1	969,5392
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4543
α_1	0,7512
W	20.824.567

Tabel 4.26 *Spektrum Kapasitas Struktur OD*

Step	<i>Displacement (Δ_{roof})</i>	<i>Base Force (V)</i>	<i>Sa</i>	<i>Sd</i>
	m	Kgf	g	m
0	-0.000864	0	0	-0.000594
1	0.047961	1222999	0.07818	0.0329786
2	0.087079	2002480	0.12802	0.0598766
3	0.156099	2733996	0.17478	0.1073355
4	0.209004	3031609	0.19381	0.1437136
5	0.311171	3336053	0.21327	0.2139649
6	0.413338	3595405	0.22985	0.2842161
7	0.515504	3836610	0.24527	0.3544667
8	0.617671	4064191	0.25982	0.4247179
9	0.694296	4201380	0.26859	0.4774062
10	0.726136	4248757	0.27162	0.4992997

Contoh perhitungan untuk Step 10 :

$$S a_i = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

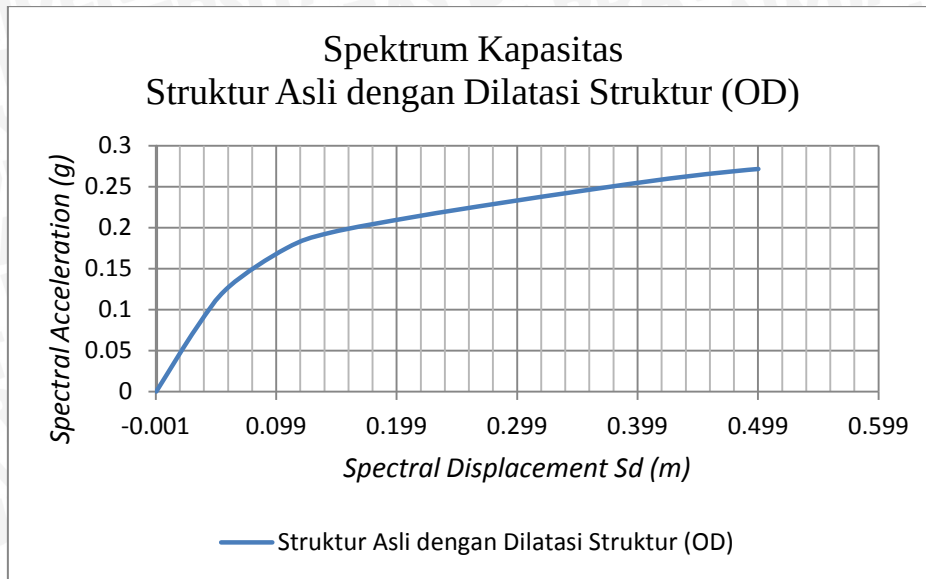
$$S a_i = \frac{4.249.757 / 20.824.567}{0,7512}$$

$$S a_i = 0.27162 \text{ g}$$

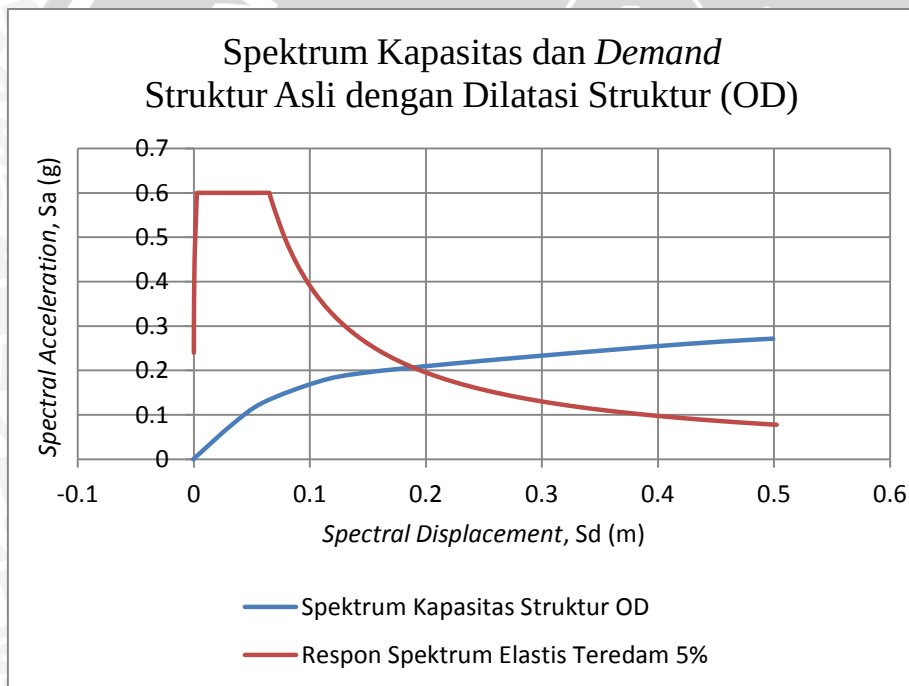
$$S d_i = \frac{\Delta_{roof}}{P F_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$S d_i = \frac{0,726136}{969,5392 \times 0,0015}$$

$$S d_i = 0.4993 \text{ m}$$



Gambar 4.27 Spektrum Kapasitas Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)



Gambar 4.28 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.158$$

$$d_{pi} = 0.09$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.29. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.179$$

$$d_y = 0.078$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand* Struktur OD pada Gambar 4.29. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang. Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,179 \cdot 0,09 - 0,078 \cdot 0,158)$$

$$E_D = \mathbf{0.0151}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,158 \cdot 0,09}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.0071}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,179 \cdot 0,09 - 0,078 \cdot 0,158)}{0,158 \cdot 0,09}$$

$$\beta_0 = \mathbf{16,9598}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{21,9598}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 16,9598 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{16,36306}$$

$$S_{RA} = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$S_{RA} = \frac{3,21 - 0,68 \ln 16,36306}{2,12}$$

$$S_{RA} = \mathbf{0.617633} \geq \mathbf{0.44} \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

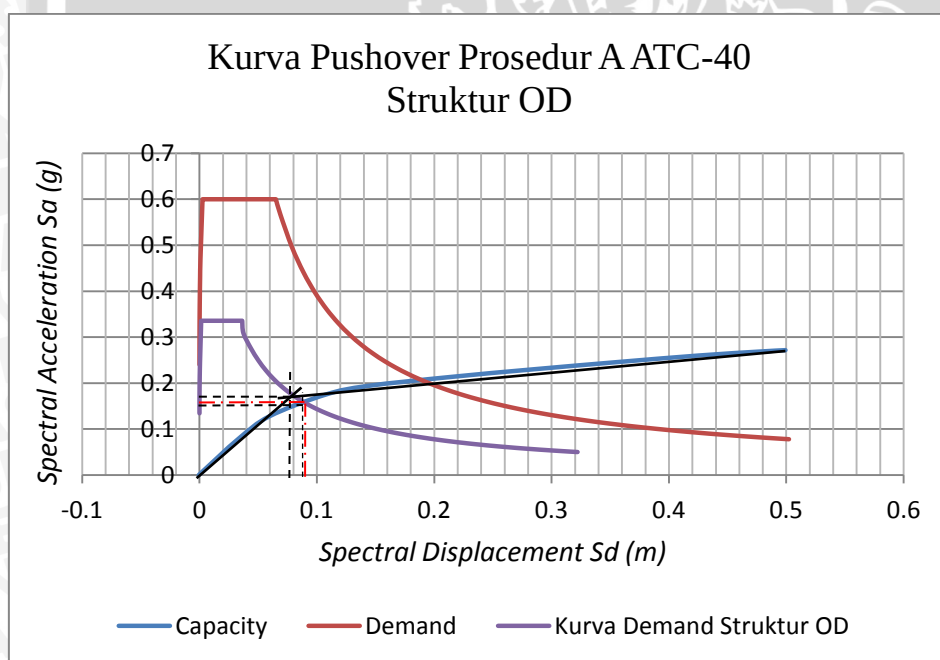
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 16,36306}{1,65}$$

$$SR_A = 0.705478 \geq 0.56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,0855 \leq 0,093 \leq 0,0945$, sehingga :

$$a_p = 0.16$$

$$d_p = 0.093$$



Gambar 4.29 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

4.5.1.2 Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.27 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur OND

PF_1	965,7519
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4486
α_1	0,7553
W	20.097.223

Tabel 4.28 Spektrum Kapasitas Struktur OND

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	S_d
	m	Kgf	g	m
0	-0.000468	0	0	-0.000323
1	0.047588	1180297.14	0.07775	0.0328504
2	0.120837	2459118.57	0.162	0.0834148
3	0.176309	2926590.48	0.19279	0.1217076
4	0.29454	3303710.03	0.21763	0.2033234
5	0.36724	3495636.87	0.23028	0.2535089
6	0.43994	3674560.7	0.24206	0.3036943
7	0.521727	3868277.74	0.25482	0.3601525
8	0.603515	4037377.88	0.26596	0.4166115
9	0.676215	4147688.28	0.27323	0.4667969
10	0.726532	4208891.78	0.27726	0.5015312

Contoh perhitungan untuk Step 10 :

$$S_{a_i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

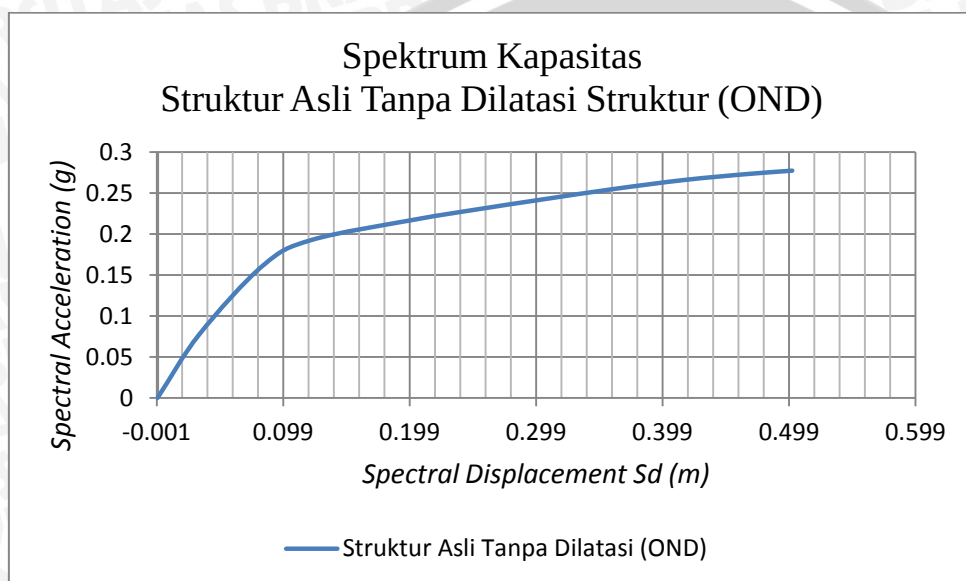
$$S_{a_i} = \frac{4.208.891,78/20.097.233}{0,7553}$$

$$Sa_i = 0.27726 \text{ g}$$

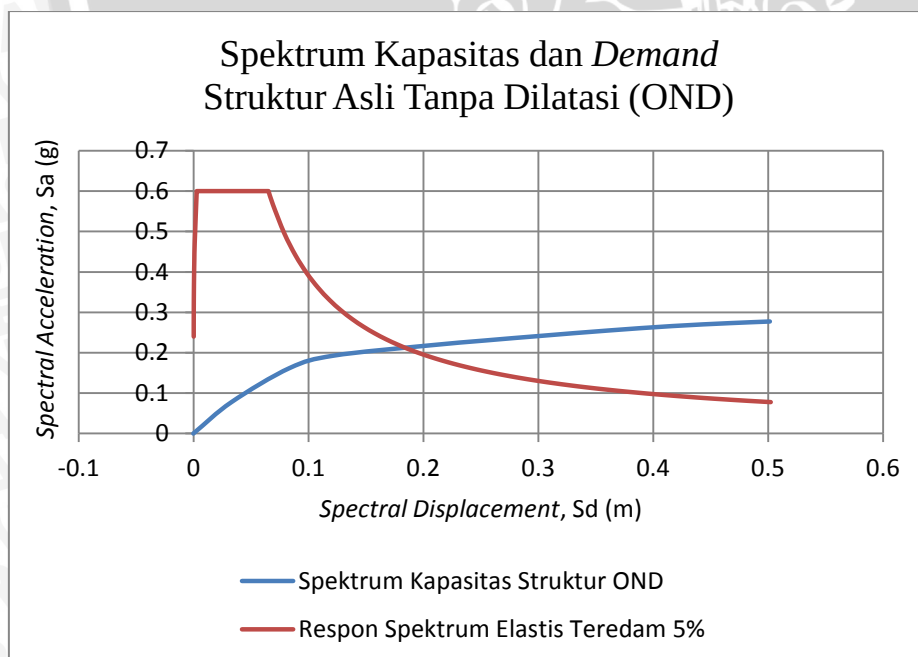
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.726532}{965,7519 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.50153 \text{ m}$$



Gambar 4.30 Spektrum Kapasitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)



Gambar 4.31 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.16$$

$$d_{pi} = 0.09$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.32. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.18$$

$$d_y = 0.078$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand Struktur* OND pada Gambar 4.32. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang.

Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,18 \cdot 0,09 - 0,078 \cdot 0,16)$$

$$E_D = \mathbf{0.01491}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,16 \cdot 0,09}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.0072}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,18 \cdot 0,09 - 0,078 \cdot 0,16)}{0,16 \cdot 0,09}$$

$$\beta_0 = \mathbf{16,4558}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{21,4558}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 16,4558 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{16,0254}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 16,0254}{2,12}$$

$$SR_A = 0.62432 \geq 0.44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

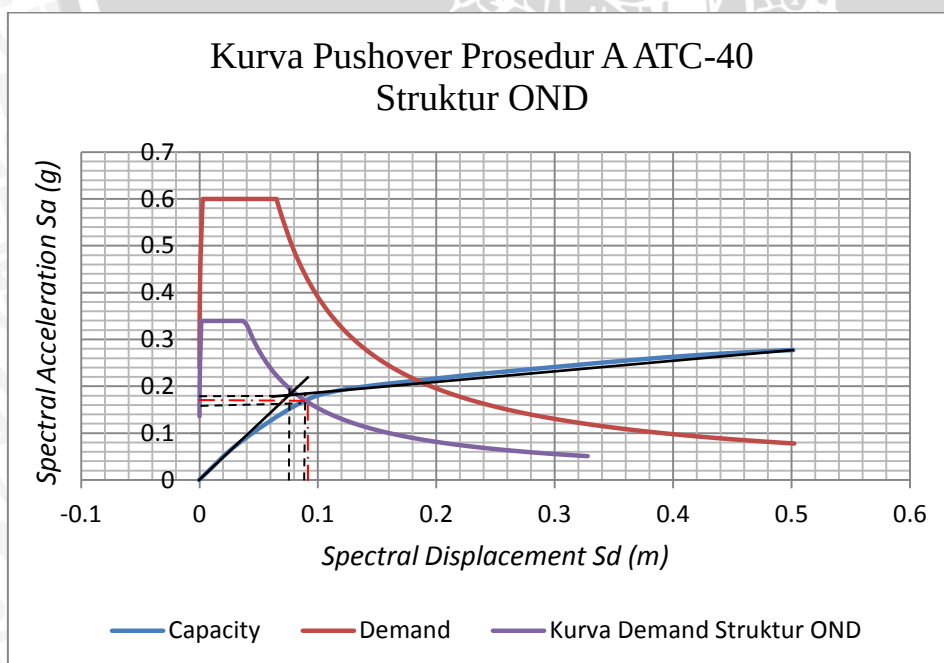
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 16,0254}{1,65}$$

$$SR_A = 0.71066 \geq 0.56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,0855 \leq 0,094 \leq 0,0945$, sehingga :

$$a_p = 0.172$$

$$d_p = 0.094$$



Gambar 4.32 Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)

4.5.1.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.29 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe A

PF_1	967,6779
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4515
α_1	0,7522
W	20.269.255

Tabel 4.30 Spektrum Kapasitas Struktur Tipe A

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	S_d
	m	Kgf	g	m
0	-0.000467	0	0	-0.000322
1	0.050146	1284760.7	0.08427	0.0345473
2	0.123674	2594904.3	0.1702	0.0852033
3	0.177951	3087477.7	0.2025	0.1225966
4	0.206931	3241972.4	0.21264	0.1425619
5	0.339821	3651143.4	0.23947	0.2341144
6	0.412521	3845099.1	0.25219	0.2841999
7	0.494309	4060259.6	0.26631	0.3405465
8	0.576096	4262133.6	0.27955	0.3968924
9	0.651068	4420201.9	0.28991	0.4485432
10	0.724015	4543642.7	0.29801	0.4987989
11	0.726533	4547430.2	0.29826	0.5005336

Contoh perhitungan untuk Step 11 :

$$S a_i = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

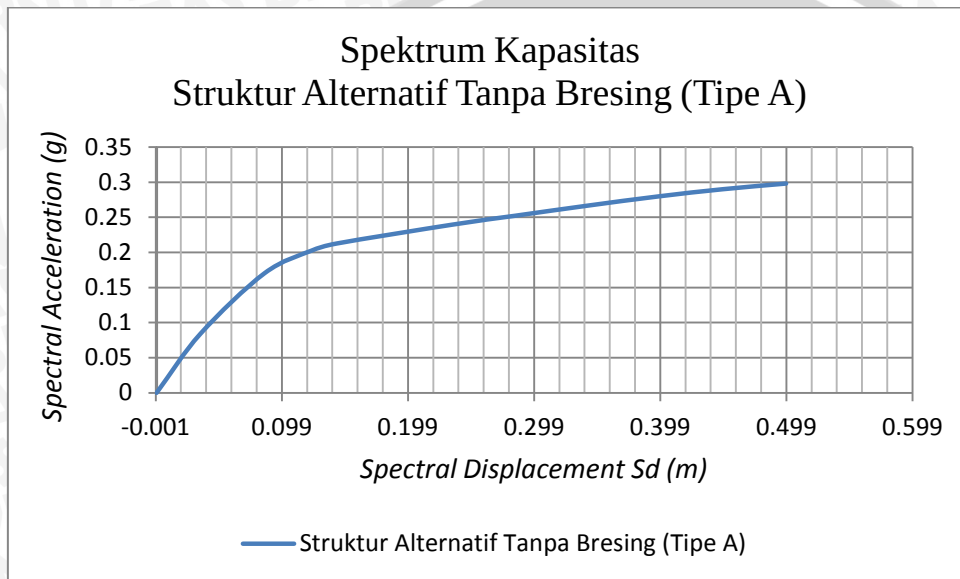
$$S a_i = \frac{4.547.430,2 / 20.269.255}{0,7522}$$

$$Sa_i = 0.29826 \text{ g}$$

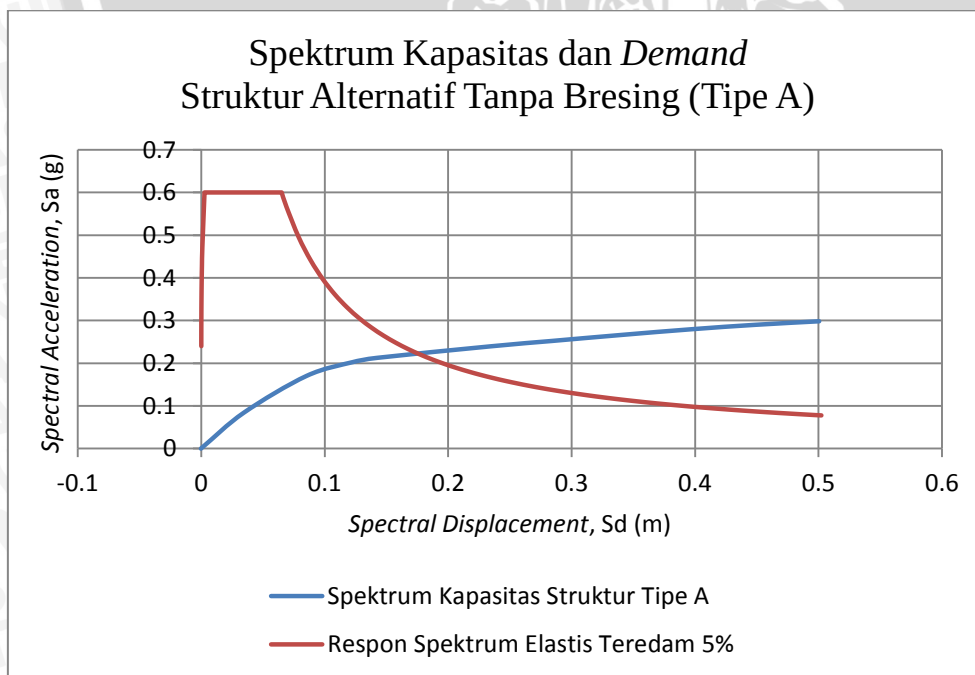
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0,726533}{967,6779 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.50053 \text{ m}$$



Gambar 4.33 Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)



Gambar 4.34 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.18$$

$$d_{pi} = 0.098$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.35. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.188$$

$$d_y = 0.079$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand Struktur Tipe A* pada Gambar 4.35. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang.

Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,188 \cdot 0,098 - 0,079 \cdot 0,18)$$

$$E_D = \mathbf{0.0168}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,18 \cdot 0,098}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.00882}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,188 \cdot 0,098 - 0,079 \cdot 0,18)}{0,18 \cdot 0,098}$$

$$\beta_0 = \mathbf{15,1811}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{20,1811}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 15,1811 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{15,17134}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 15,17134}{2,12}$$

$$SR_A = 0.6419 \geq 0.44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

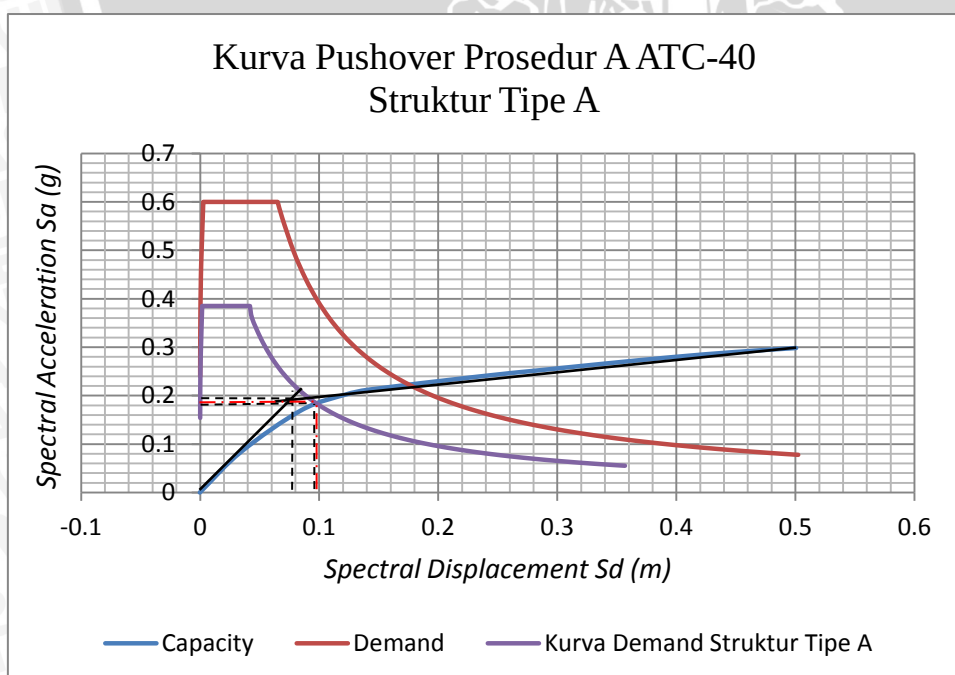
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 15,17134}{1,65}$$

$$SR_A = 0.7243 \geq 0.56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,0931 \leq 0,099 \leq 0,1029$, sehingga :

$$a_p = 0.181$$

$$d_p = 0.099$$



Gambar 4.35 Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

4.5.1.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.31 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe B

PF_1	967,6858
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4515
α_1	0,7522
W	20.270.622

Tabel 4.32 Spektrum Kapasitas Struktur Tipe B

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	S_d
	m	Kgf	g	m
0	-0.000439	0	0	-0.000302
1	0.049708	1301100.03	0.08533	0.0342453
2	0.123319	2674804.73	0.17542	0.084958
3	0.186913	3280576.47	0.21515	0.1287698
4	0.274943	3662124.22	0.24018	0.1894162
5	0.347643	3927934.78	0.25761	0.2395013
6	0.438518	4243262.06	0.27829	0.3021077
7	0.531665	4549532.41	0.29838	0.3662794
8	0.604365	4776665.13	0.31327	0.4163645
9	0.679337	4973768.52	0.3262	0.4680149
10	0.726561	5087051.36	0.33363	0.5005488

Contoh perhitungan untuk Step 10 :

$$S a_i = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

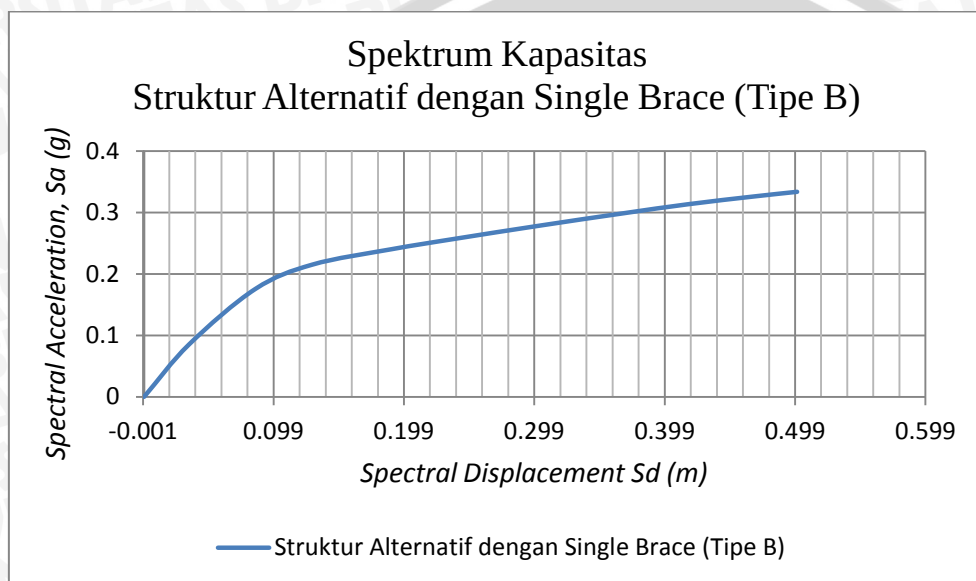
$$S a_i = \frac{5.087.051,36 / 20.270.622}{0,7522}$$

$$Sa_i = 0.33363 \text{ g}$$

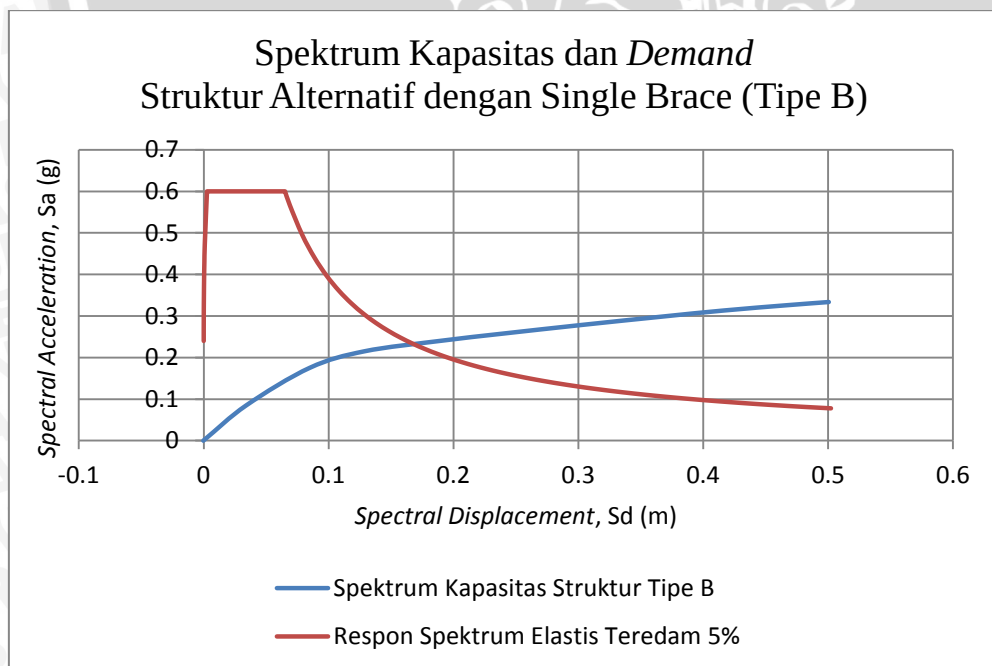
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0,726561}{967,6858 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.50055 \text{ m}$$



Gambar 4.36 Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)



Gambar 4.37 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.198$$

$$d_{pi} = 0.1$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.38. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.2$$

$$d_y = 0.081$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand Struktur Tipe B* pada Gambar 4.38. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang.

Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,2 \cdot 0,1 - 0,081 \cdot 0,198)$$

$$E_D = \mathbf{0.01585}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,198 \cdot 0,1}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.0099}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,2 \cdot 0,1 - 0,081 \cdot 0,198)}{0,198 \cdot 0,1}$$

$$\beta_0 = \mathbf{12,7464}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{17,7464}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 12,7464 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{13,5401}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 13,5401}{2,12}$$

$$SR_A = 0.6784 \geq 0.44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

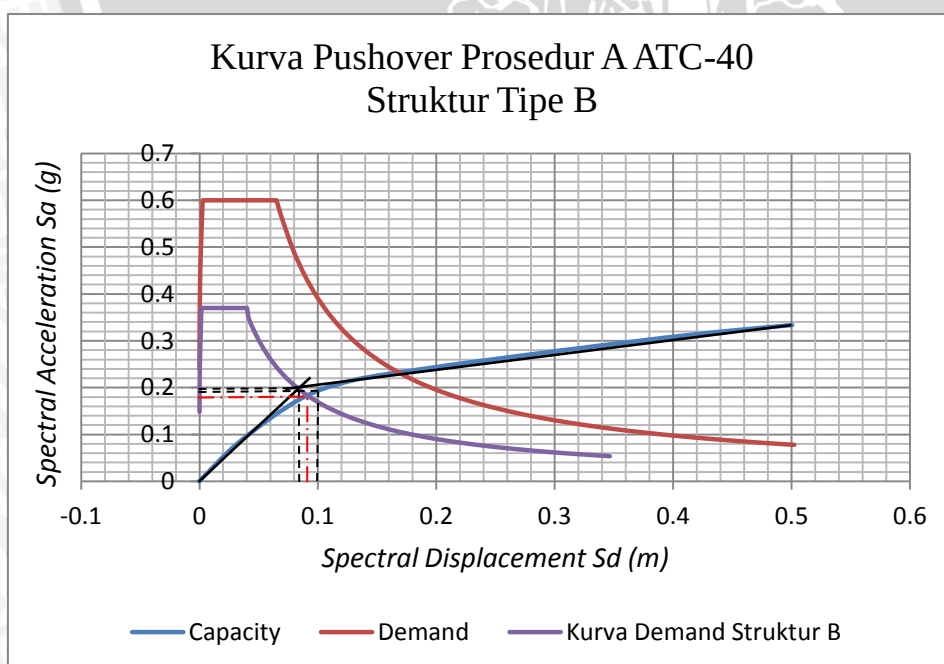
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 13,5401}{1,65}$$

$$SR_A = 0.7525 \geq 0.56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,095 \leq 0,096 \leq 0,105$, sehingga :

$$a_p = 0.18$$

$$d_p = 0.096$$



Gambar 4.38 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

4.5.1.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X - Brace (Tipe C)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.33 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe C

PF_1	967,6937
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4515
α_1	0,7522
W	20.271.989

Tabel 4.34 Spektrum Kapasitas Struktur Tipe C

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000579	0	0	-0.000399
1	0.049399	1326872.42	0.08702	0.0340321
2	0.122812	2752344.31	0.1805	0.084608
3	0.182367	3376617.52	0.22144	0.1256369
4	0.269329	3820552.54	0.25055	0.185547
5	0.342029	4133811.47	0.27109	0.2356317
6	0.423817	4474760.7	0.29345	0.2919774
7	0.514692	4835957.04	0.31714	0.3545833
8	0.589663	5125919.88	0.33616	0.4062325
9	0.614654	5213923.97	0.34193	0.4234494

Contoh perhitungan untuk Step 9 :

$$S_{a_i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

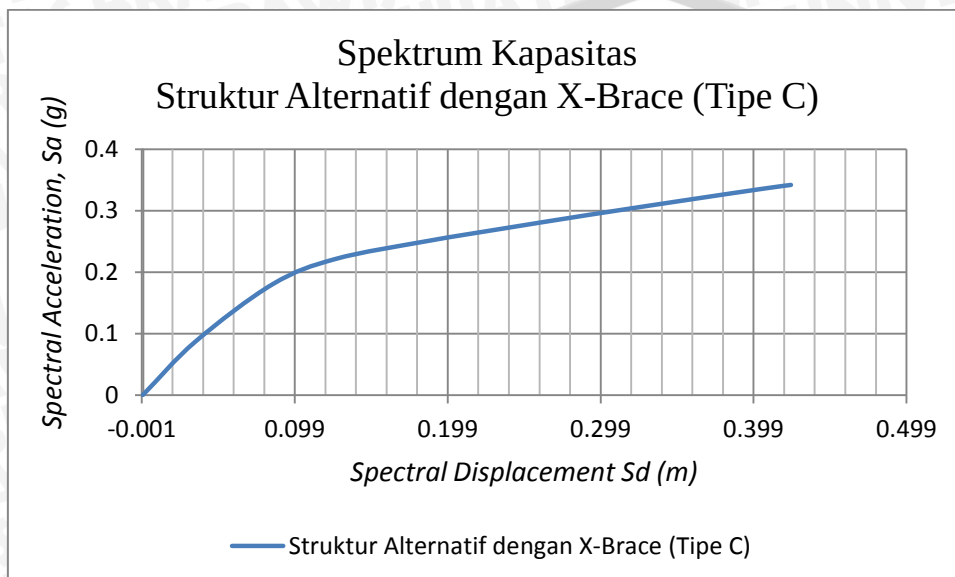
$$S_{a_i} = \frac{5.213.923,97/20.271.989}{0,7522}$$

$$S_{a_i} = 0.34193 \text{ g}$$

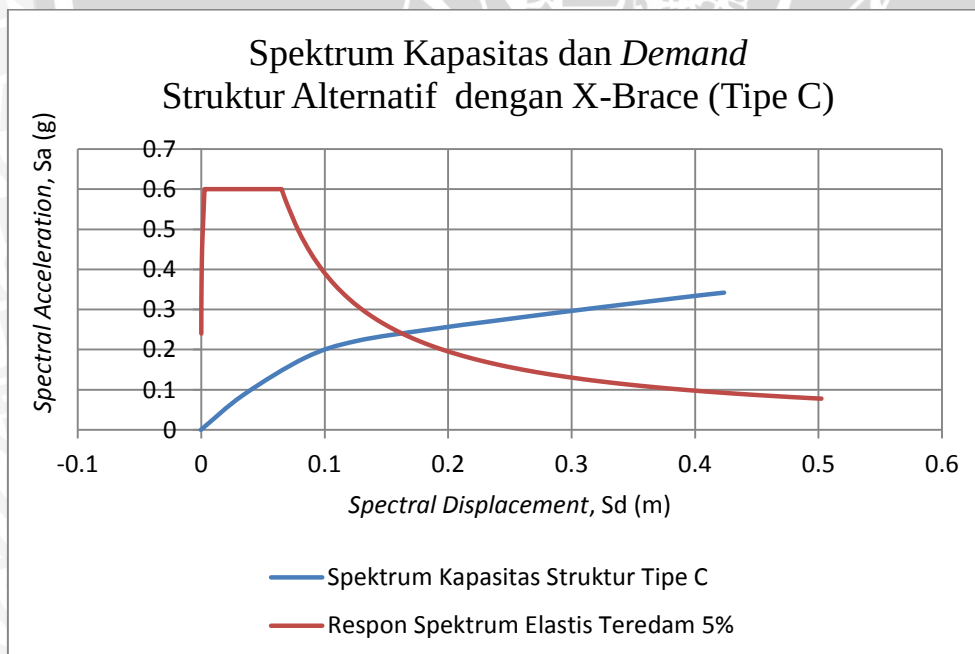
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0,614654}{967,6937 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.42345 \text{ m}$$



Gambar 4.39 Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan X- Brace (Tipe C)



Gambar 4.40 Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan X – Brace (Tipe C)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.18$$

$$d_{pi} = 0.094$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.41. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.198$$

$$d_y = 0.078$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand* Struktur Tipe C pada Gambar 4.41. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang. Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,198 \cdot 0,094 - 0,078 \cdot 0,18)$$

$$E_D = \mathbf{0.01829}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,18 \cdot 0,094}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.00846}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,198 \cdot 0,094 - 0,078 \cdot 0,18)}{0,18 \cdot 0,094}$$

$$\beta_0 = \mathbf{17,2125}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{22,2125}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 17,2125 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{16,5324}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 16,5324}{2,12}$$

$$SR_A = 0,61433 \geq 0,44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

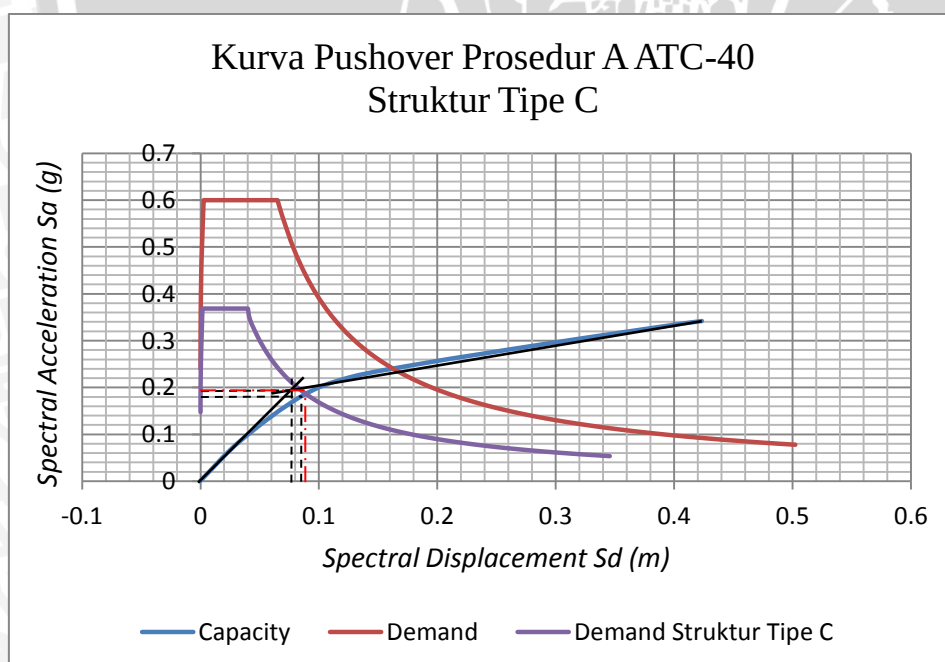
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 16,5324}{1,65}$$

$$SR_A = 0,70292 \geq 0,56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,0893 \leq 0,095 \leq 0,0987$, sehingga :

$$a_p = 0.199$$

$$d_p = 0.095$$



Gambar 4.41 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X-Brace (Tipe C)

4.5.1.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V - Brace (Tipe D)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.35 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe D

PF_1	967,6884
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4515
α_1	0,7522
W	20.271.048

Tabel 4.36 Spektrum Kapasitas Struktur Tipe D

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	S_d
	m	Kgf	g	m
0	-0.000583	0	0	-0.000402
1	0.049392	1318900.14	0.0865	0.0340275
2	0.122615	2731029.64	0.17911	0.0844728
3	0.183011	3348374.89	0.2196	0.1260812
4	0.255904	3708891.49	0.24324	0.1762992
5	0.337692	4050416.17	0.26564	0.2326451
6	0.417207	4357956.35	0.28581	0.2874252
7	0.521714	4758837.68	0.3121	0.3594229
8	0.605773	5057807.7	0.3317	0.4173334
9	0.655754	5214092.26	0.34195	0.4517666

Contoh perhitungan untuk Step 9 :

$$S_{a_i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

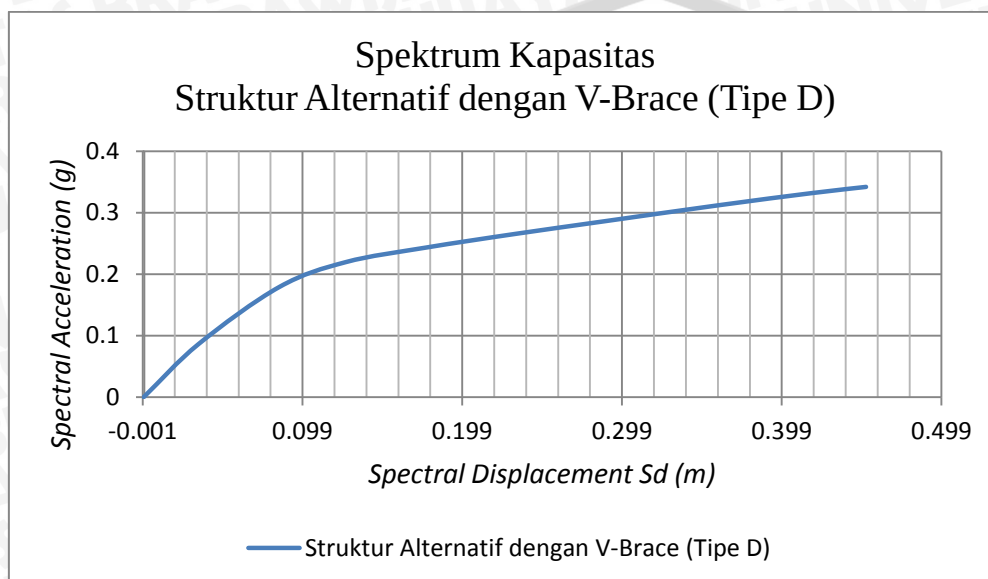
$$S_{a_i} = \frac{5.214.092,26/20.271.048}{0,7522}$$

$$S_{a_i} = 0.34195 \text{ g}$$

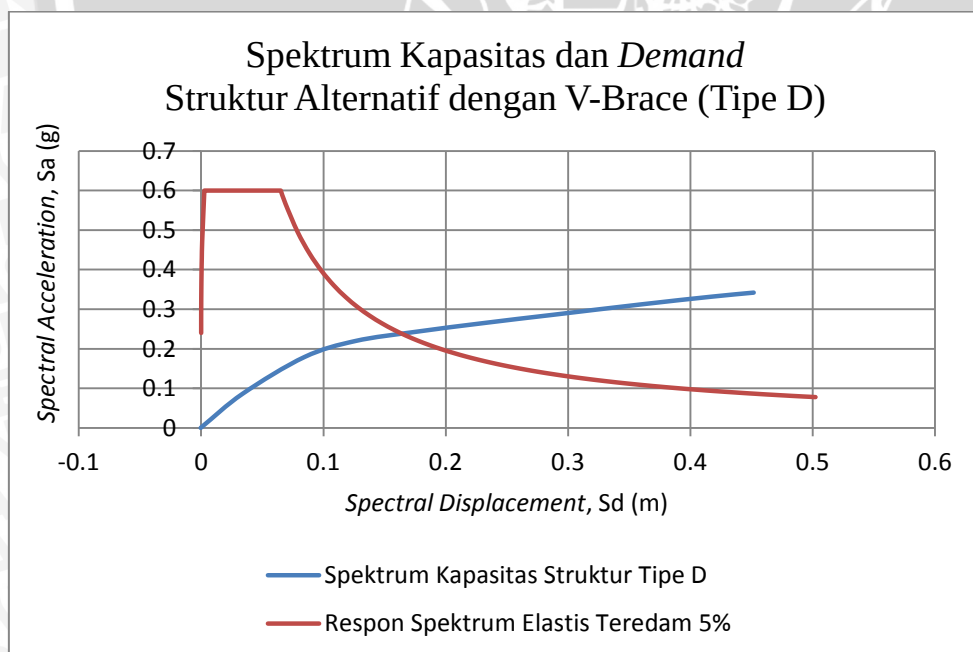
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0,655754}{967,6884 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.45176 \text{ m}$$



Gambar 4.42 Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan V- Brace (Tipe D)



Gambar 4.43 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan V - Brace (Tipe D)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.181$$

$$d_{pi} = 0.096$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.44. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.2$$

$$d_y = 0.084$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand* Struktur Tipe D pada Gambar 4.44. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang. Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0,2 \cdot 0,096 - 0,084 \cdot 0,181)$$

$$E_D = \mathbf{0.015984}$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{SO} = \frac{0,181 \cdot 0,096}{2}$$

$$E_{SO} = \mathbf{0.008688}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,2 \cdot 0,096 - 0,084 \cdot 0,181)}{0,181 \cdot 0,096}$$

$$\beta_0 = \mathbf{14,64924}$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = \mathbf{19,64924}$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (*K*), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = \mathbf{0.67}$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 19,64924 + 5$$

$$\beta_{eff} = \mathbf{14,81499}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 14,81499}{2,12}$$

$$SR_A = 0,649512 \geq 0,44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

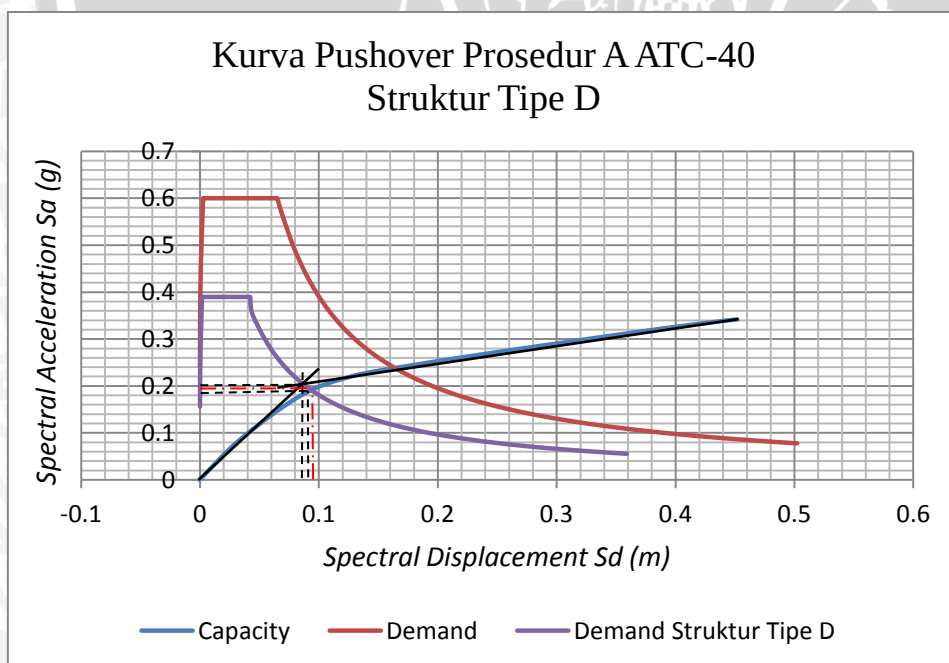
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 14,81499}{1,65}$$

$$SR_A = 0,730174 \geq 0,56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,0912 \leq 0,098 \leq 0,1008$, sehingga :

$$a_p = 0.198$$

$$d_p = 0.098$$



Gambar 4.44 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V-Brace (Tipe D)

4.5.1.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A - Brace (Tipe E)

Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk *mode shape* pertama. Faktor partisipasi modal (PF_1) digunakan untuk mengubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, S_a (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk mengubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas.

Tabel 4.37 Parameter Spektrum Kapasitas Struktur Tipe E

PF_1	967,6884
ϕ_{roof_1}	0,0015
$PF_1\phi_{roof_1}$	1,4515
α_1	0,7522
W	20.271.048

Tabel 4.38 Spektrum Kapasitas Struktur Tipe E

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	S_a	S_d
	m	Kgf	g	m
0	-0.000632	0	0	-0.000435
1	0.048126	1166131.44	0.07648	0.0331553
2	0.122902	2551734.59	0.16735	0.0846705
3	0.183731	3171790.68	0.20801	0.1265772
4	0.192576	3227283	0.21165	0.1326708
5	0.192586	3227480.51	0.21167	0.1326777
6	0.267354	3589009.03	0.23538	0.1841874
7	0.340054	3889810.99	0.2551	0.2342724
8	0.412754	4171889.92	0.2736	0.2843574
9	0.519532	4569628.16	0.29969	0.3579196
10	0.614951	4903200.61	0.32157	0.4236563
11	0.687651	5126328	0.3362	0.4737413
12	0.726371	5237867.05	0.34351	0.5004166

Contoh perhitungan untuk Step 12 :

$$S a_i = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

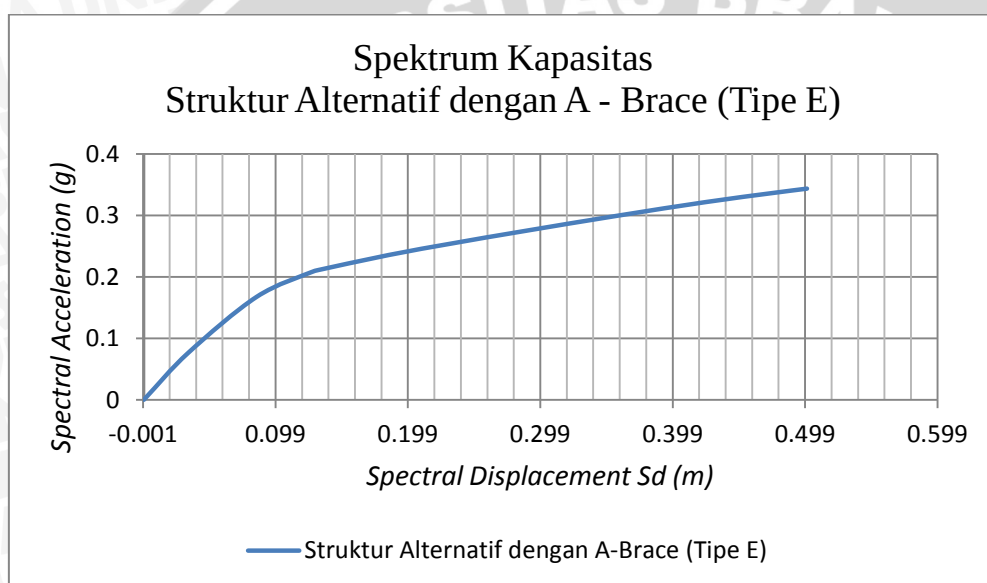
$$Sa_i = \frac{5.237.867,05 / 20.271.048}{0,7522}$$

$$Sa_i = 0.34351 \text{ g}$$

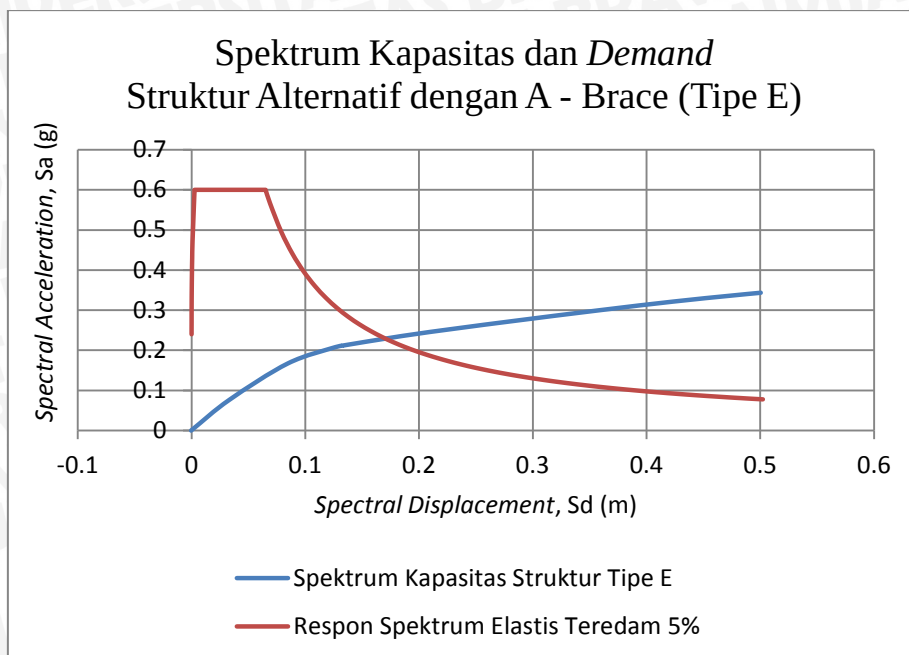
$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0,726371}{967,6884 \times 0,0015}$$

$$Sd_i = 0.50041 \text{ m}$$



Gambar 4.45 Spektrum Kapasitas Struktur Alternatif dengan A - Brace (Tipe E)



Gambar 4.46 Spektrum Kapasitas dan Demand Struktur Alternatif dengan A – Brace (Tipe E)

Tentukan titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} . Dicoba dengan mengambil titik kinerja :

$$a_{pi} = 0.199$$

$$d_{pi} = 0.114$$

Buatlah representasi bilinear dari spektrum kapasitas dengan garis hitam seperti pada Gambar 4.47. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

$$a_y = 0.2$$

$$d_y = 0.094$$

Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan ketentuan pada subbab 2.7.2 yang digambarkan dengan Kurva *Demand* Struktur Tipe E pada Gambar 4.47. Mengenai tipe perilaku struktur, berdasarkan Tabel 2.3, Gedung Pendidikan Bersama FKUB dikategorikan menjadi *Type B* untuk bangunan baru dengan durasi getaran relatif panjang.

Perhitungan faktor reduksi spektral sebagai berikut :

$$E_D = 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_D = 4 \times (0.2 \cdot 0.114 - 0.094 \cdot 0.199)$$

$$E_D = 0.016376$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2}$$

$$E_{So} = \frac{0.199 \cdot 0.114}{2}$$

$$E_{So} = 0.011343$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63,7 (0,2 \cdot 0,114 - 0,094 \cdot 0,199)}{0,199 \cdot 0,114}$$

$$\beta_0 = 11,4955$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eq} = 16,4955$$

Sesuai dengan Tabel 2.1 tentang faktor modifikasi redaman (K), apabila untuk tipe perilaku struktur B dengan nilai $\beta_0 \leq 25$, maka diambil nilai :

$$K = 0.67$$

$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5$$

$$\beta_{eff} = 0,67 \cdot 11,4955 + 5$$

$$\beta_{eff} = 12,702$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \beta_{eff}}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln 12,702}{2,12}$$

$$SR_A = 0,6988 \geq 0,44 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln \beta_{eff}}{1,65}$$

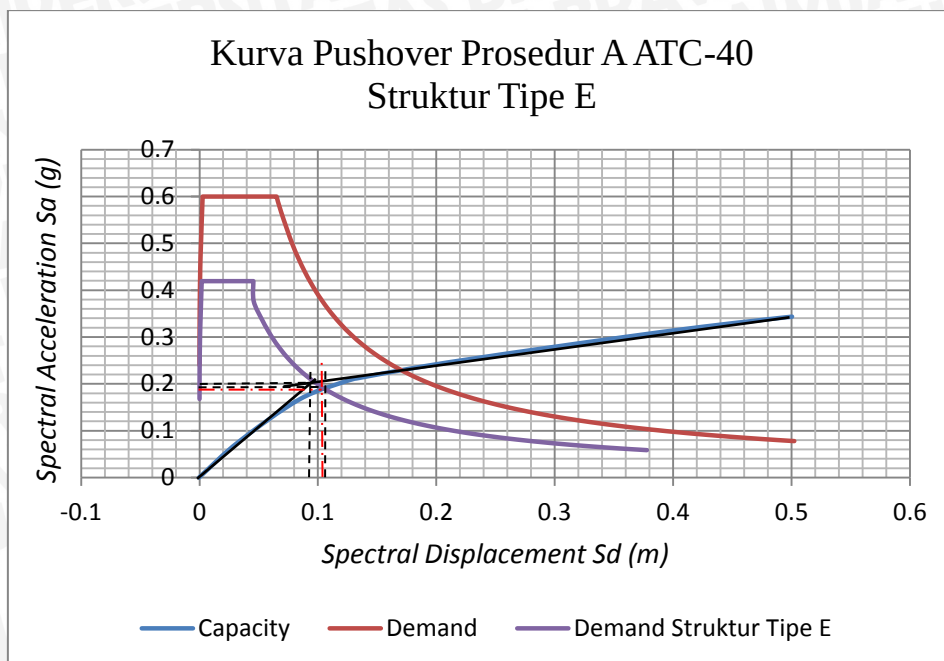
$$SR_A = \frac{2,31 - 0,41 \ln 12,702}{1,65}$$

$$SR_A = 0,7684 \geq 0,56 \text{ (Tabel 2.2) (OK)}$$

Pastikan bahwa spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas pada titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , atau *displacement* dimana spektrum *demand* berpotongan dengan spektrum kapasitas, d_i , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$. Dalam kasus ini, titik kinerja percobaan, a_{pi} , d_{pi} , masih berada dalam batas toleransi yang dapat diterima, yaitu $0,1083 \leq 0,113 \leq 0,1197$, sehingga :

$$a_p = 0.198$$

$$d_p = 0.113$$



Gambar 4.47 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A-Brace (Tipe E)

Tabel 4.39 Rekapitulasi Titik Kinerja Struktur Berdasarkan Prosedur A – ATC 40

Rekapitulasi Titik Kinerja Struktur Berdasarkan Prosedur A - ATC 40		
Jenis Struktur	Titik Kinerja	
	Sa (g)	Sd (m)
OD	0.16	0.093
OND	0.172	0.094
Tipe A	0.181	0.099
Tipe B	0.18	0.096
Tipe C	0.181	0.095
Tipe D	0.199	0.098
Tipe E	0.198	0.113

4.5.2 Analisis Statik Non-Linier Pushover Berdasarkan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur B - ATC 40

Penentuan titik kinerja struktur (*Performance Point*) masing-masing tipe struktur dilakukan berdasarkan ATC-40 dengan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur B. Dimana metode ini sudah tersedia dalam program SAP2000 v18. Dalam menentukan *Performance Point* digunakan Kurva *Demand* dengan kelas situs tanah lunak (SD). Berikut disajikan *Performance Point* dari masing-masing tipe struktur.

4.5.2.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name
 Name: A40PO1
 Units: Kgf, m, C

Plot Axes
☒ Sa - Sd ☐ Sa - T ☐ Sd - T
 Axis Labels and Range: Set Axis Data...

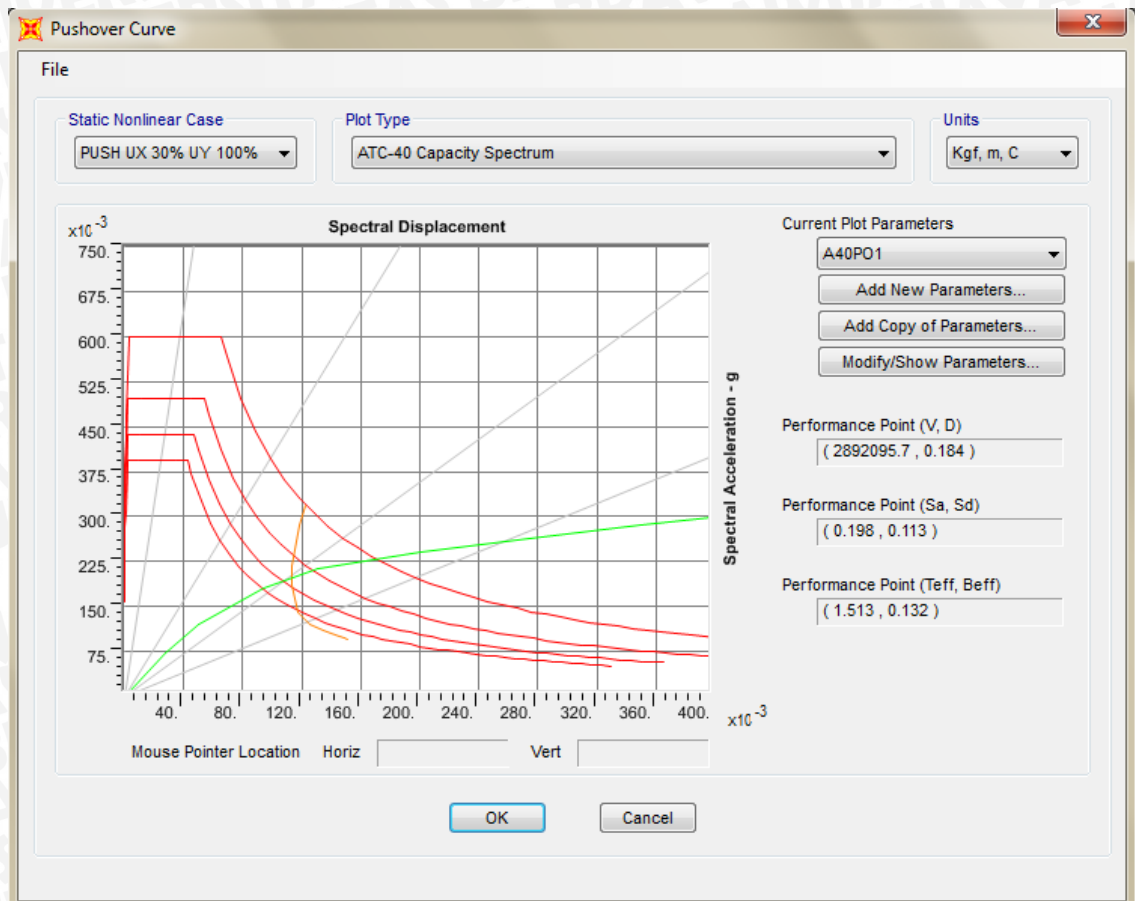
Demand Spectrum Definition
☒ Function: MALANG (Sd) SF: 9.81
☐ User Coeffs: Ca: Cv:

Damping Parameters Definition
 Inherent + Additional Damping: 0.05
 Structural Behavior Type: ☐ A ☒ B ☐ C ☐ User
 Modify/Show...

Items Visible On Plot
☒ Show Capacity Curve Color: ■
☒ Show Family of Demand Spectra Color: ■
 Damping Ratios: 0.05 0.1 0.15 0.2
☒ Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color: ■
☒ Show Constant Period Lines at Color: ■
 0.5 1. 1.5 2.
 Reset Default Colors

Update Plot
 OK Cancel

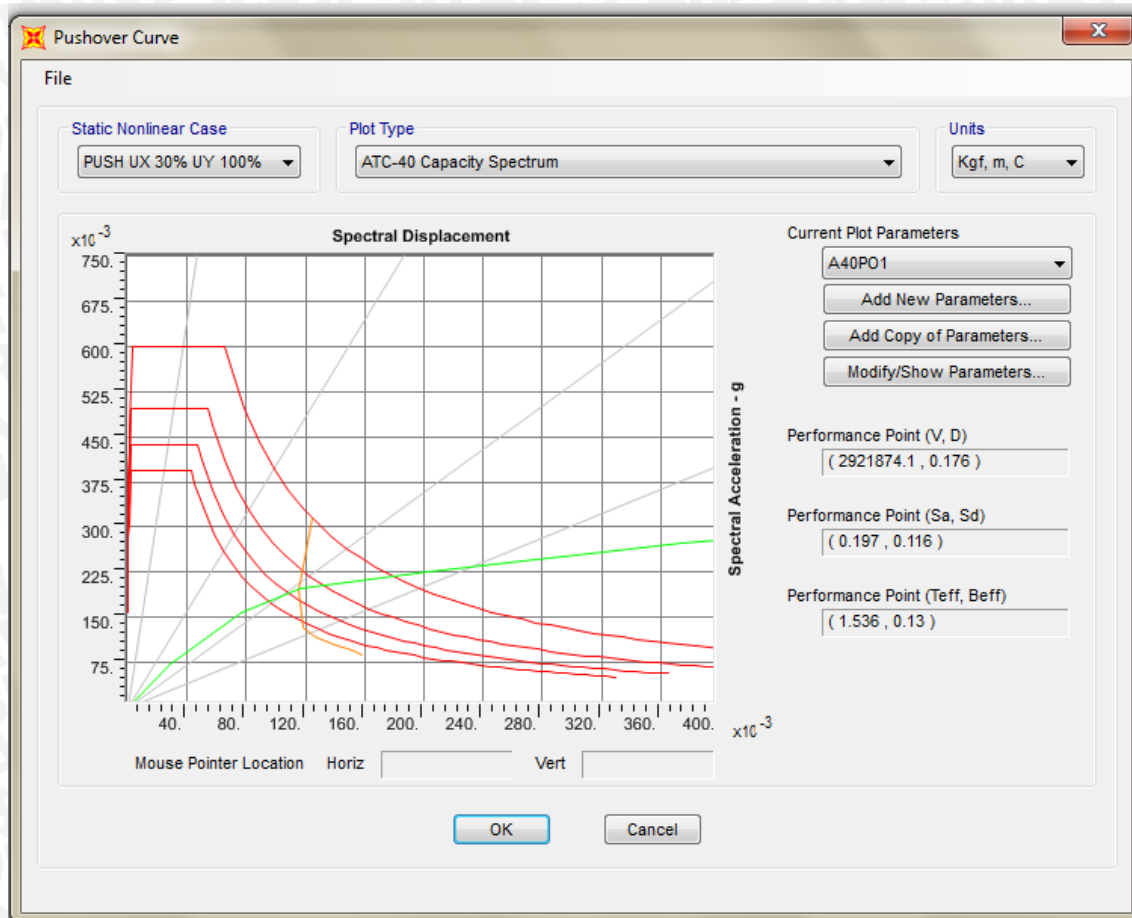
Gambar 4.48 Penentuan Parameter untuk Mendapatkan Titik Kinerja Struktur



Gambar 4.49 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

Pada Gambar 4.49 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Asli dengan Dilatasi (OD) adalah pada koordinat $S_a = 0.198$ dan $S_d = 0.113$.

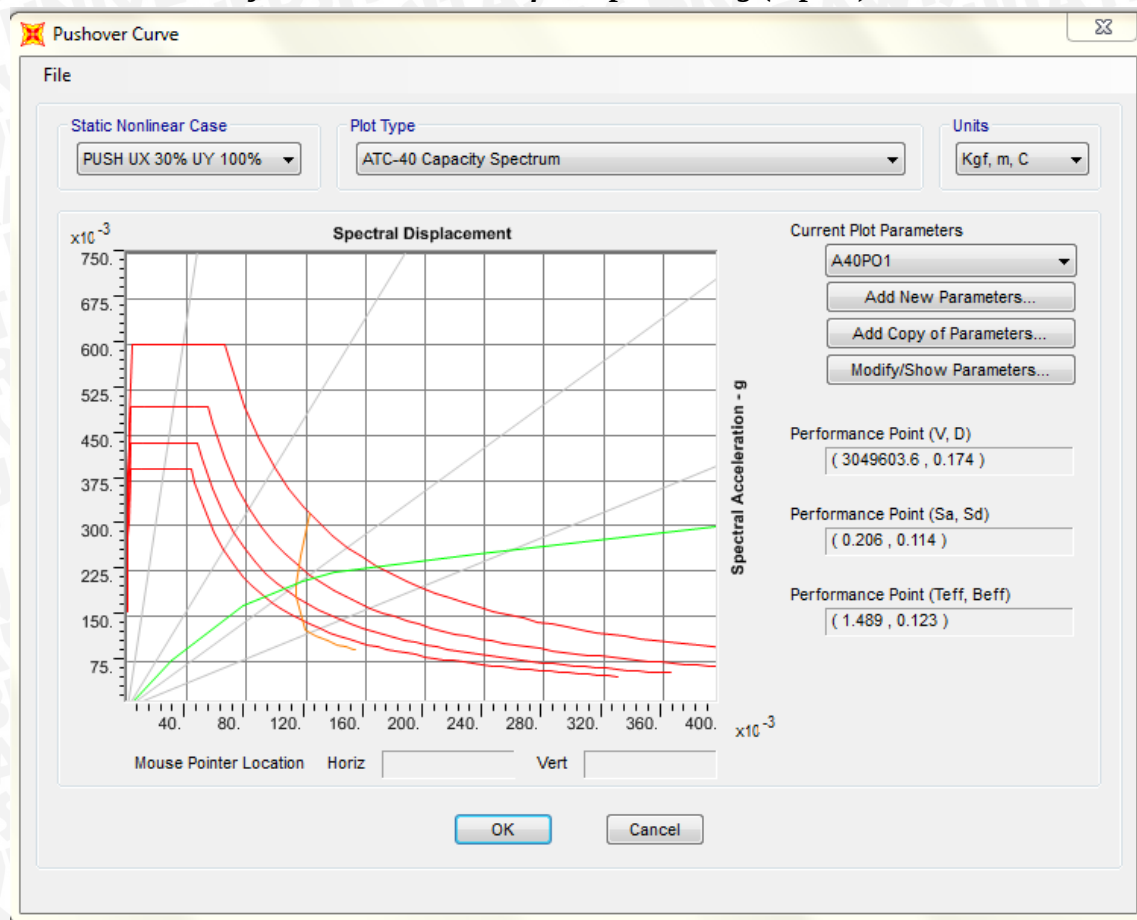
4.5.2.2 Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)



Gambar 4.50 Titik Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND)

Pada Gambar 4.50 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Asli Tanpa Dilatasi (OND) adalah pada koordinat $S_a = 0,197$ dan $S_d = 0,116$.

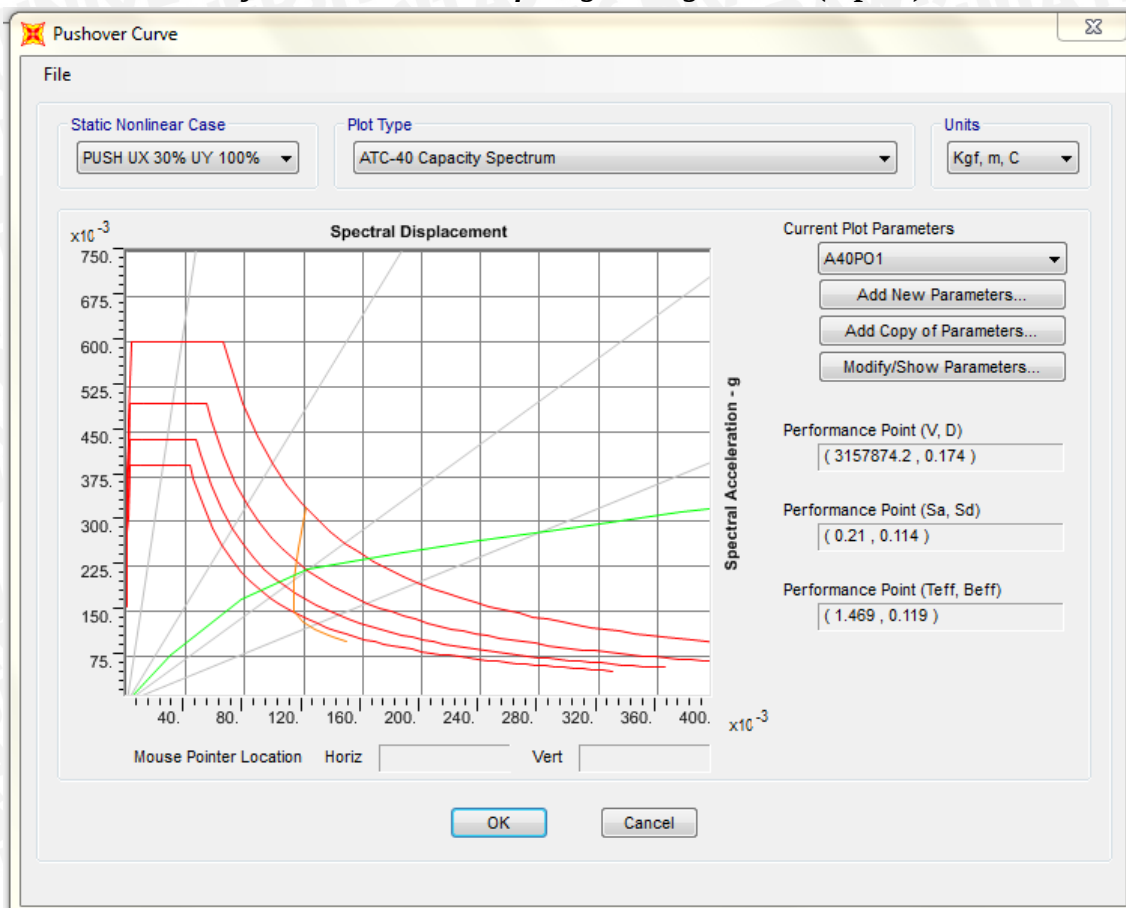
4.5.2.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)



Gambar 4.51 Titik Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

Pada Gambar 4.51 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A) adalah pada koordinat $S_a = 0.206$ dan $S_d = 0.114$.

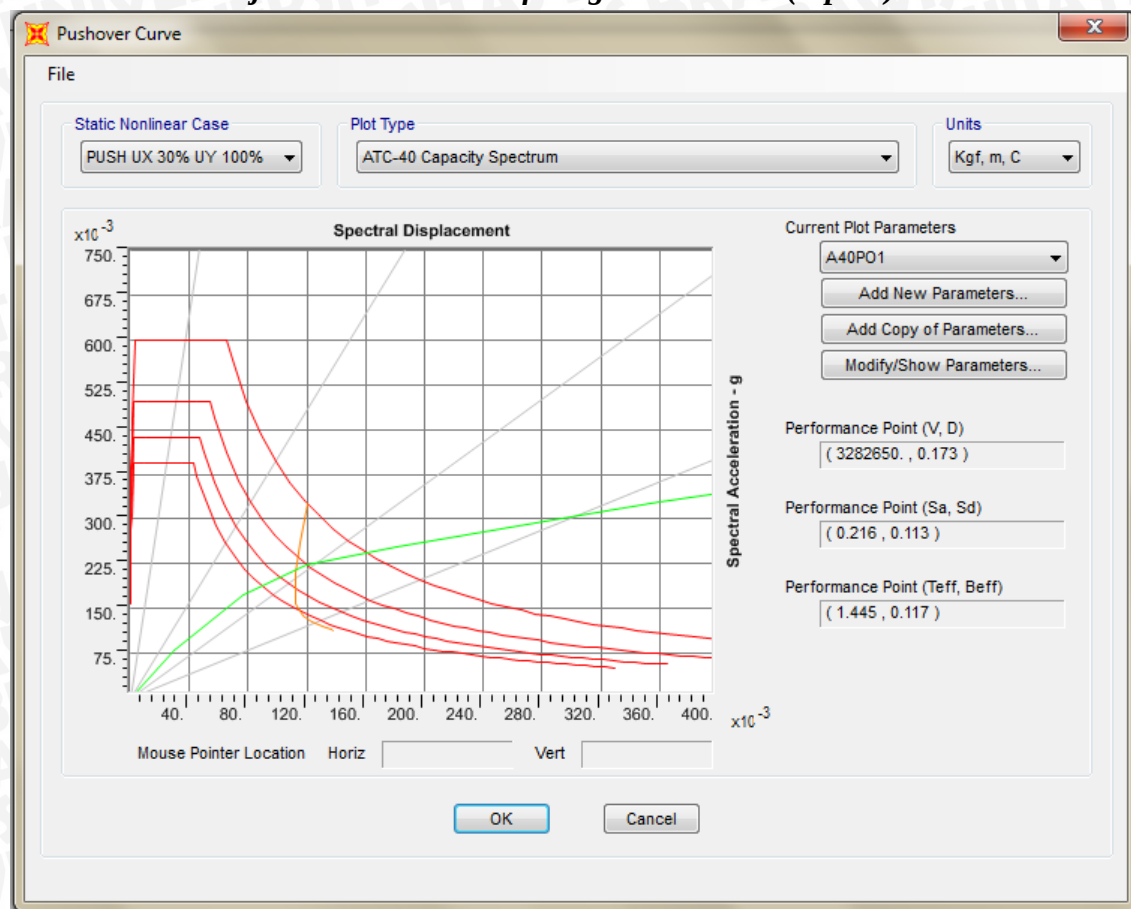
4.5.2.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)



Gambar 4.52 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

Pada Gambar 4.52 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B) adalah pada koordinat $S_a = 0,21$ dan $S_d = 0,114$.

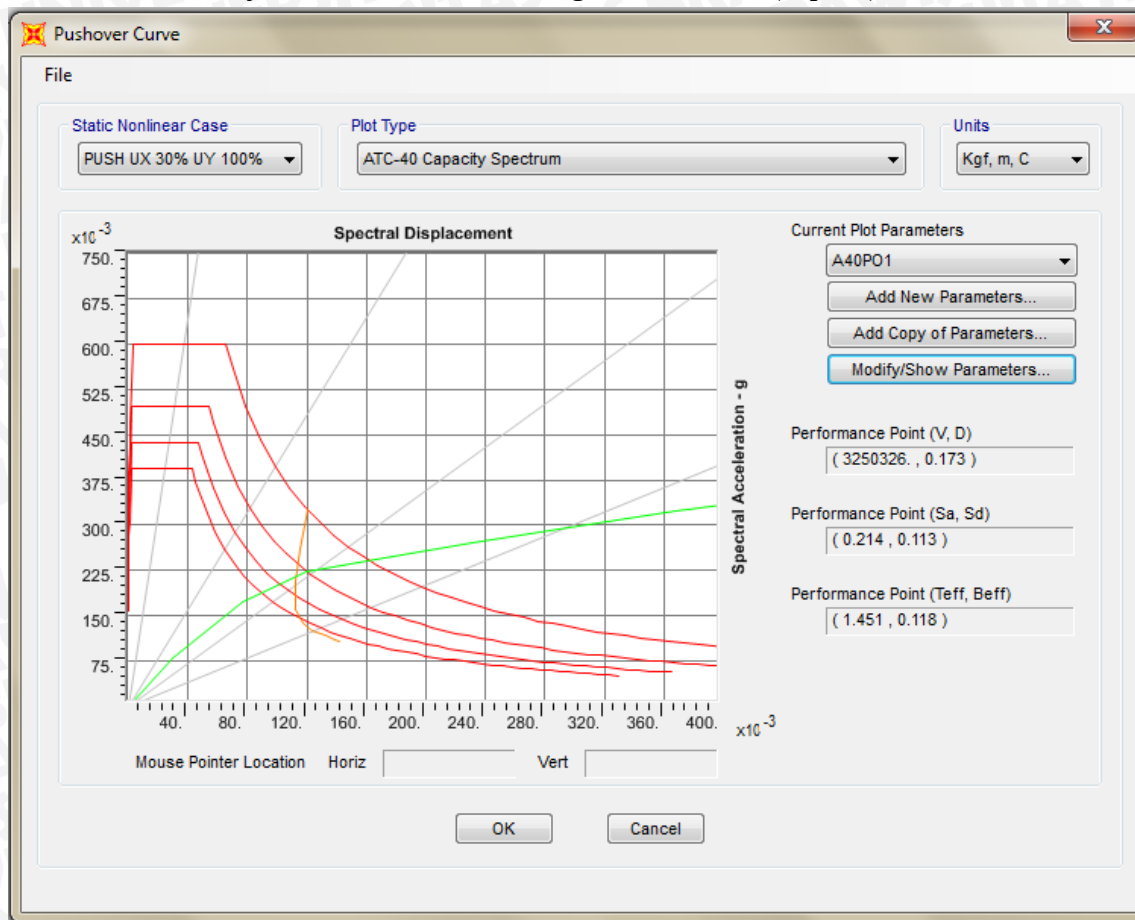
4.5.2.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X – Brace (Tipe C)



Gambar 4.53 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C)

Pada Gambar 4.53 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C) adalah pada koordinat $S_a = 0,216$ dan $S_d = 0,113$.

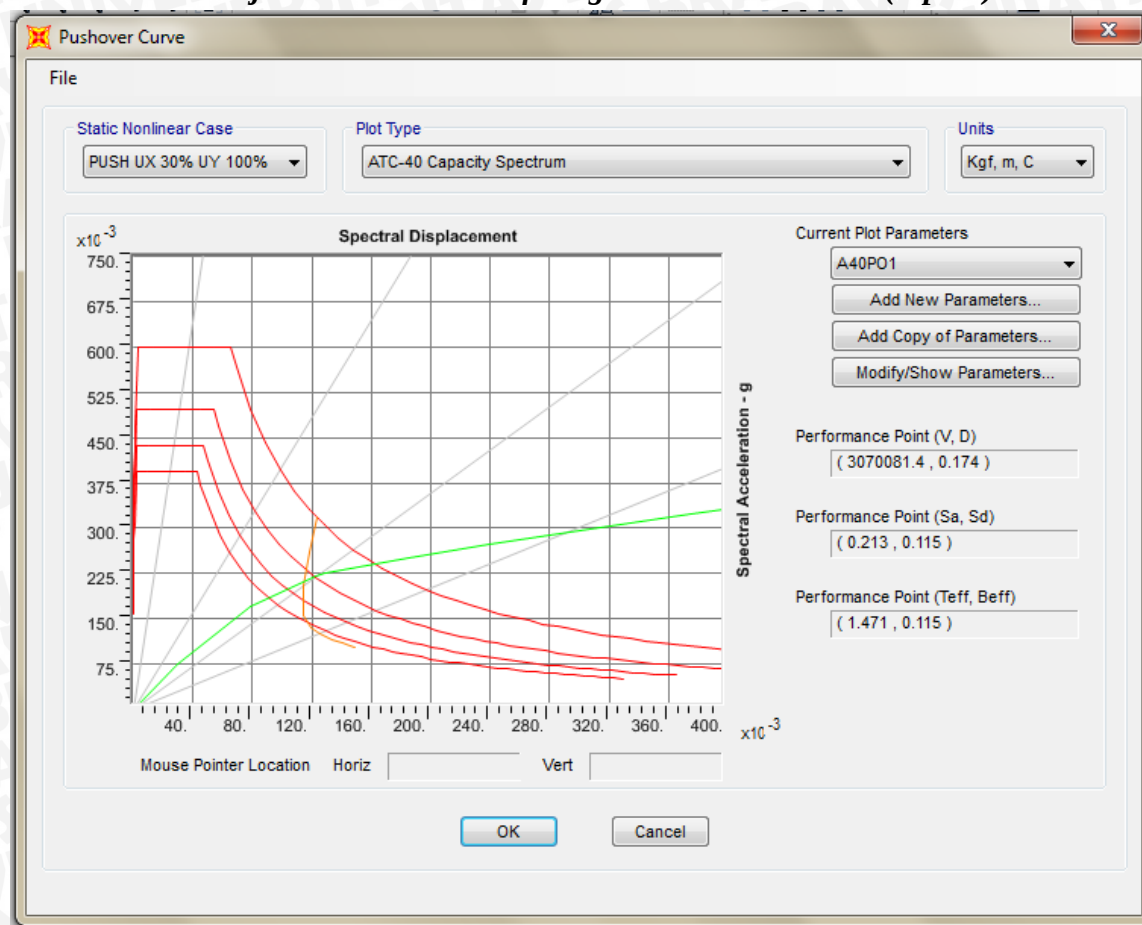
4.5.2.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V – Brace (Tipe D)



Gambar 4.54 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D)

Pada Gambar 4.54 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D) adalah pada koordinat $S_a = 0,214$ dan $S_d = 0,113$.

4.5.2.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A/Chevron Brace (Tipe E)



Gambar 4.55 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E)

Pada Gambar 4.55 dapat dilihat bahwa titik kinerja struktur pada Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E) adalah pada koordinat $S_a = 0,213$ dan $S_d = 0,115$.

4.6 Penentuan Tingkat Kinerja

4.6.1 Tingkat Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.16$$

$$S_d = 0.093$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.41 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur OD berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40 Titik Kinerja Struktur OD

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000864	0	0	-0.000594
1	0.047961	1222999	0.07818	0.0329786
2	0.087079	2002480	0.12802	0.0598766
3	0.156099	2733996	0.17478	0.1073355
4	0.209004	3031609	0.19381	0.1437136
5	0.311171	3336053	0.21327	0.2139649
6	0.413338	3595405	0.22985	0.2842161
7	0.515504	3836610	0.24527	0.3544667
8	0.617671	4064191	0.25982	0.4247179
9	0.694296	4201380	0.26859	0.4774062
10	0.726136	4248757	0.27162	0.4992997

Tabel 4.41 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur OD

Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5512	0	0	0	0	0	0	0
1	5511	1	0	0	0	0	0	0
2	5338	174	0	0	0	0	0	0
3	5143	369	0	0	0	0	0	0
4	5036	476	0	0	0	0	0	0
5	4955	520	37	0	0	0	0	0
6	4862	386	264	0	0	0	0	0
7	4769	379	358	6	0	0	0	0
8	4661	439	293	109	0	10	0	0
9	4600	486	179	176	0	71	0	0
10	4574	505	157	179	0	97	0	0

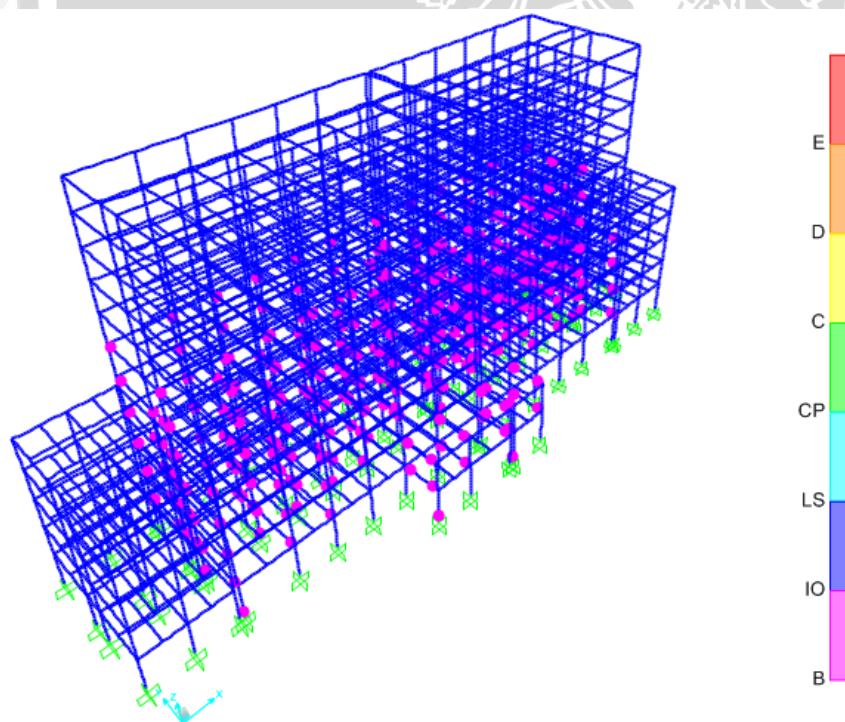
Berdasarkan Tabel 4.41 dapat diketahui tingkat kinerja struktur OD berada pada kategori B-IO.

Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana

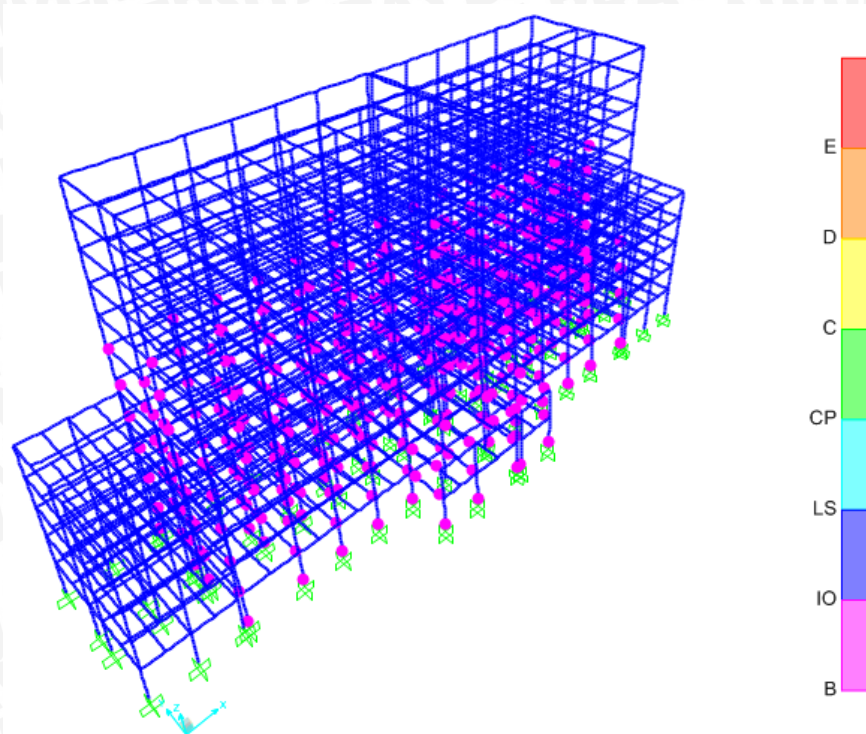
performance point akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.42 *Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur OD*

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.245	0.05	0	0	0.122884	0.319292
1	1.245	0.05	0.027869	0.072412	0.122884	0.319292
2	1.287	0.066	0.049922	0.121366	0.117992	0.286854
3	1.446	0.115	0.094346	0.181608	0.113122	0.217751
4	1.572	0.147	0.130186	0.212048	0.113617	0.18506
5	1.829	0.204	0.199747	0.24047	0.117399	0.141333
6	2.042	0.226	0.273277	0.263936	0.125889	0.121586
7	2.214	0.232	0.348641	0.286289	0.134983	0.110842
8	2.365	0.236	0.425618	0.30629	0.143367	0.103172
9	2.47	0.239	0.482532	0.318437	0.148923	0.098279
10	2.515	0.241	0.506897	0.322668	0.151132	0.096204



Gambar 4.56 Sendi Plastis pada Step 3



Gambar 4.57 Sendi Plastis pada Step 4

Berdasarkan Gambar 4.49 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe OD berada pada koordinat $S_a = 0.198$ g dan $S_d = 0,113$ m dimana koordinat ini berada diantara step 3 dan step 4 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.42) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.2 Tingkat Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.172$$

$$S_d = 0.094$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.44 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur OND berada diantara *step 2* dan *step 3* seperti terlihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43 Titik Kinerja Struktur OND

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000468	0	0	-0.000323
1	0.047588	1180297.14	0.07775	0.0328504
2	0.120837	2459118.57	0.162	0.0834148
3	0.176309	2926590.48	0.19279	0.1217076
4	0.29454	3303710.03	0.21763	0.2033234
5	0.36724	3495636.87	0.23028	0.2535089
6	0.43994	3674560.7	0.24206	0.3036943
7	0.521727	3868277.74	0.25482	0.3601525
8	0.603515	4037377.88	0.26596	0.4166115
9	0.676215	4147688.28	0.27323	0.4667969
10	0.726532	4208891.78	0.27726	0.5015312

Tabel 4.44 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur OND

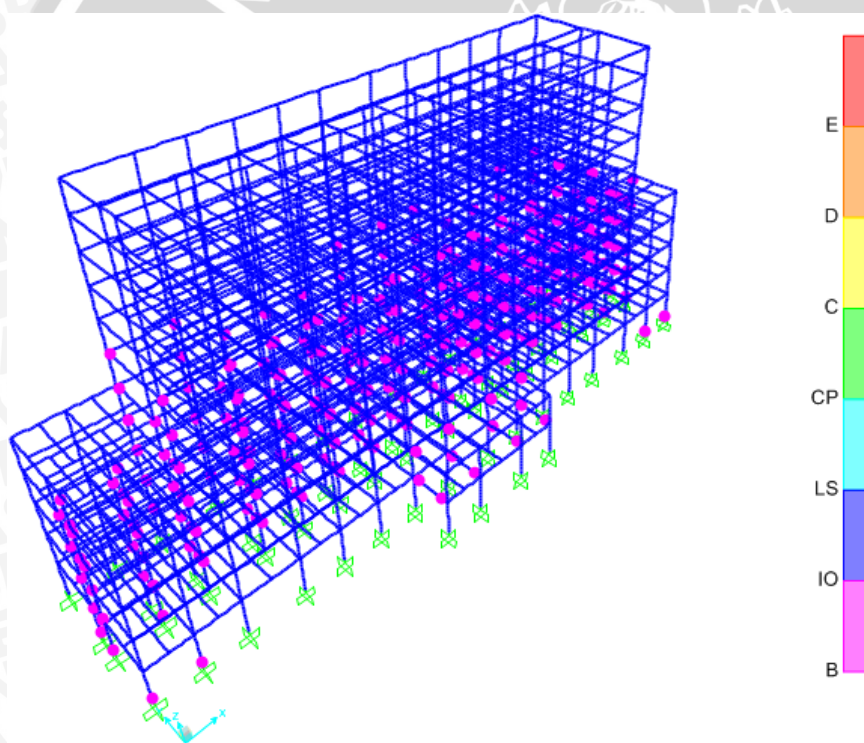
Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5201	3	0	0	0	0	0	0
2	4888	316	0	0	0	0	0	0
3	4634	570	0	0	0	0	0	0
4	4497	594	113	0	0	0	0	0
5	4444	505	255	0	0	0	0	0
6	4387	415	401	1	0	0	0	0
7	4314	442	371	77	0	0	0	0
8	4227	468	313	126	0	70	0	0
9	4149	516	250	160	0	129	0	0
10	4104	538	236	130	0	196	0	0

Berdasarkan Tabel 4.44 dapat diketahui tingkat kinerja struktur OND berada pada kategori B-IO.

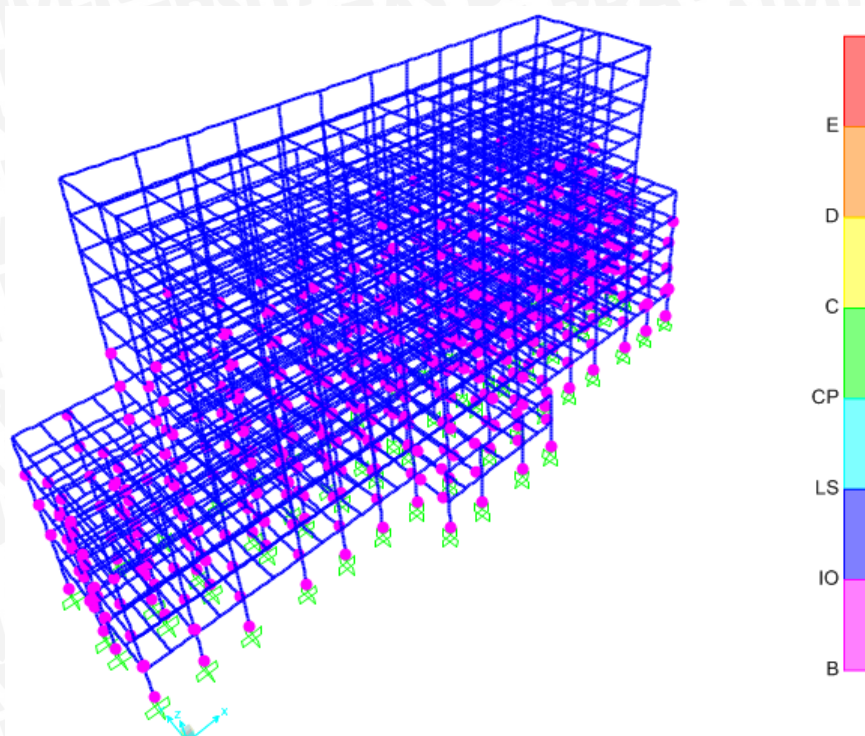
Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana *performance point* akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.45 Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur OND

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.261	0.05	0	0	0.12445	0.31524
1	1.261	0.05	0.028587	0.072413	0.12445	0.31524
2	1.391	0.085	0.076318	0.158696	0.119165	0.247791
3	1.538	0.131	0.115964	0.197478	0.115527	0.196735
4	1.898	0.219	0.201576	0.225373	0.118483	0.13247
5	2.066	0.231	0.255893	0.24136	0.126254	0.119084
6	2.208	0.236	0.311054	0.256793	0.133709	0.110385
7	2.347	0.239	0.373923	0.273279	0.14159	0.10348
8	2.475	0.241	0.436592	0.286987	0.148574	0.097663
9	2.592	0.246	0.493535	0.295661	0.154293	0.092432
10	2.679	0.251	0.534366	0.299819	0.158214	0.08877



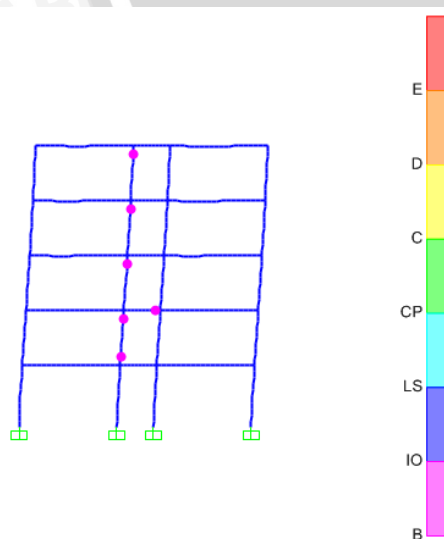
Gambar 4.58 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.59 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.50 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe OND berada pada koordinat $S_a = 0,197$ dan $S_d = 0,116$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.45) dengan tingkat kinerja B-IO.

Pada Struktur Tipe OND terjadi sendi plastis yang muncul pada kolom yang muncul sebelum struktur mencapai *performance point*, dimana sendi plastis muncul pada step 2. Sendi plastis muncul pada portal bagian sayap seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.60.



Gambar 4.60 Sendi Plastis yang Terjadi pada Kolom

Hal ini menunjukkan bahwa struktur kolom lebih lemah dari balok yang diakibatkan oleh dihilangkannya pengaruh dilatasi yang pada mulanya terdapat pada Struktur Tipe OD. Dihilangkannya dilatasi mengakibatkan kekakuan balok meningkat karena pengaruh dari bangunan inti yang memiliki kekakuan lebih besar, sehingga menjadikan struktur balok lebih kaku dari struktur kolom. Munculnya sendi plastis pada struktur kolom tidak diperbolehkan terjadi karena akan mengakibatkan terjadinya *coloum sidesway mechanism* yaitu mekanisme kelelahan pada kolom yang akan mengakibatkan keruntuhan kolom pada struktur.

Untuk menghindari hal tersebut maka dilakukan modifikasi pada Struktur Tipe OND dengan memperbesar dimensi kolom pada portal bagian sayap. Dimana dimensi kolom pada portal bagian sayap disamakan dengan dimensi kolom pada portal bangunan utama. Performa struktur modifikasi tersebut ditunjukkan oleh Struktur Tipe A.

4.6.3 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$Sa = 0.181$$

$$Sd = 0.099$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.47 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur Tipe A berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.46.

Tabel 4.46 Titik Kinerja Struktur Tipe A

Step	Displacement (<i>Aroof</i>)	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000467	0	0	-0.000322
1	0.050146	1284760.7	0.08427	0.0345473
2	0.123674	2594904.3	0.1702	0.0852033
3	0.177951	3087477.7	0.2025	0.1225966
4	0.206931	3241972.4	0.21264	0.1425619
5	0.339821	3651143.4	0.23947	0.2341144
6	0.412521	3845099.1	0.25219	0.2841999
7	0.494309	4060259.6	0.26631	0.3405465
8	0.576096	4262133.6	0.27955	0.3968924
9	0.651068	4420201.9	0.28991	0.4485432
10	0.724015	4543642.7	0.29801	0.4987989
11	0.726533	4547430.2	0.29826	0.5005336

Tabel 4.47 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe A

Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5200	4	0	0	0	0	0	0
2	4885	319	0	0	0	0	0	0
3	4652	552	0	0	0	0	0	0
4	4603	601	0	0	0	0	0	0
5	4494	527	183	0	0	0	0	0
6	4457	406	341	0	0	0	0	0
7	4394	380	430	0	0	0	0	0
8	4296	413	392	102	0	1	0	0
9	4233	457	278	171	0	65	0	0
10	4176	480	200	206	0	142	0	0
11	4173	483	195	204	0	149	0	0

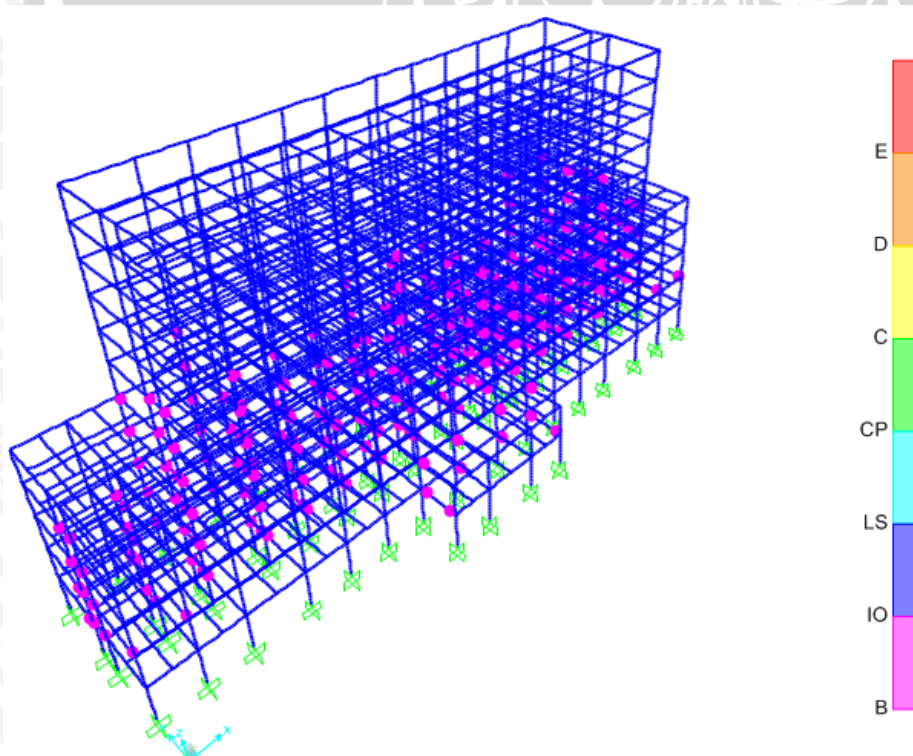
Berdasarkan Tabel 4.45 dapat diketahui tingkat kinerja struktur Tipe A berada pada kategori B–IO.

Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana

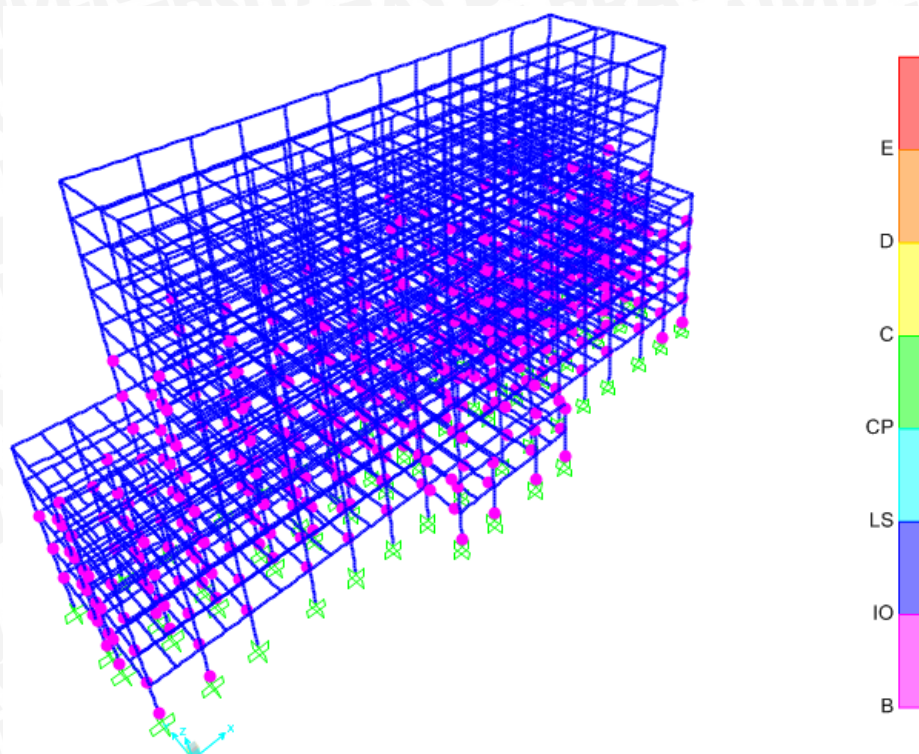
performance point akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.48 Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe A

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.238	0.05	0	0	0.122222	0.320975
1	1.238	0.05	0.029963	0.078689	0.122222	0.320975
2	1.367	0.086	0.077881	0.16767	0.116727	0.251303
3	1.499	0.127	0.116889	0.209422	0.113653	0.203625
4	1.581	0.151	0.138339	0.222772	0.113008	0.18198
5	1.936	0.225	0.234757	0.252132	0.119512	0.128357
6	2.081	0.234	0.288156	0.267915	0.126543	0.117654
7	2.219	0.237	0.35014	0.286322	0.134274	0.1098
8	2.34	0.238	0.412449	0.30333	0.141322	0.103934
9	2.443	0.24	0.46928	0.316442	0.147101	0.099192
10	2.549	0.244	0.527131	0.326524	0.152462	0.094441
11	2.553	0.244	0.529157	0.326807	0.152641	0.094271



Gambar 4.61 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.62 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.51 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe A berada pada koordinat $S_a = 0.206$ dan $S_d = 0,114$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.48) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.4 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.18$$

$$S_d = 0.096$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.50 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur Tipe B berada diantara *step 2* dan *step 3* seperti terlihat pada Tabel 4.49.

Tabel 4.49 Titik Kinerja Struktur Tipe B

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000439	0	0	-0.000302
1	0.049708	1301100.03	0.08533	0.0342453
2	0.123319	2674804.73	0.17542	0.084958
3	0.186913	3280576.47	0.21515	0.1287698
4	0.274943	3662124.22	0.24018	0.1894162
5	0.347643	3927934.78	0.25761	0.2395013
6	0.438518	4243262.06	0.27829	0.3021077
7	0.531665	4549532.41	0.29838	0.3662794
8	0.604365	4776665.13	0.31327	0.4163645
9	0.679337	4973768.52	0.3262	0.4680149
10	0.726561	5087051.36	0.33363	0.5005488

Tabel 4.50 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe B

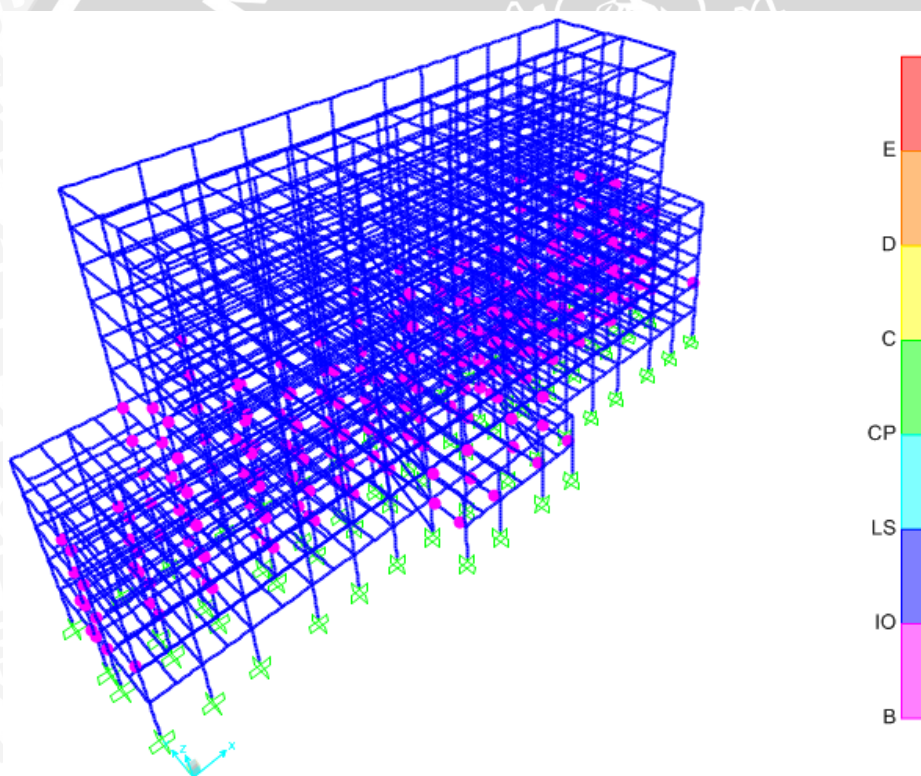
Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5199	5	0	0	0	0	0	0
2	4891	313	0	0	0	0	0	0
3	4639	565	0	0	0	0	0	0
4	4544	658	2	0	0	0	0	0
5	4486	517	201	0	0	0	0	0
6	4420	402	382	0	0	0	0	0
7	4317	419	410	58	0	0	0	0
8	4243	459	349	111	0	42	0	0
9	4167	512	221	223	0	81	0	0
10	4126	526	218	171	0	163	0	0

Berdasarkan Tabel 4.50 dapat diketahui tingkat kinerja struktur Tipe B berada pada kategori B-IO.

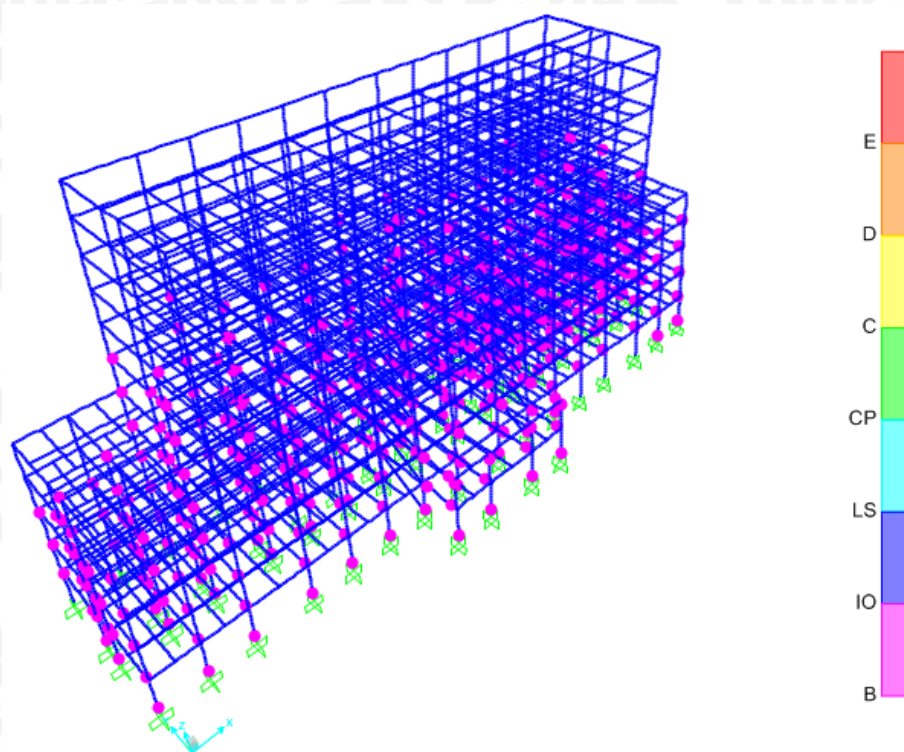
Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana *performance point* akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.51 Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe B

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.23	0.05	0	0	0.121369	0.323119
1	1.23	0.05	0.02964	0.078909	0.121369	0.323119
2	1.35	0.084	0.07729	0.170645	0.116224	0.256603
3	1.499	0.129	0.122953	0.220405	0.113064	0.202678
4	1.742	0.195	0.1864	0.247217	0.113709	0.15081
5	1.897	0.217	0.239029	0.26733	0.118907	0.132986
6	2.056	0.224	0.306379	0.291746	0.127118	0.121046
7	2.191	0.227	0.375659	0.315003	0.134763	0.113003
8	2.284	0.228	0.430198	0.33211	0.140288	0.108301
9	2.383	0.231	0.489161	0.346817	0.14558	0.103217
10	2.446	0.234	0.527293	0.354709	0.148784	0.100087



Gambar 4.63 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.64 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.52 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe B berada pada koordinat $S_a = 0,21$ dan $S_d = 0,114$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.51) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.5 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan X – Brace (Tipe C)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.199$$

$$S_d = 0.095$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.53 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur Tipe C berada diantara *step 2* dan *step 3* seperti terlihat pada Tabel 4.52.

Tabel 4.52 Titik Kinerja Struktur Tipe C

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000579	0	0	-0.000399
1	0.049399	1326872.42	0.08702	0.0340321
2	0.122812	2752344.31	0.1805	0.084608
3	0.182367	3376617.52	0.22144	0.1256369
4	0.269329	3820552.54	0.25055	0.185547
5	0.342029	4133811.47	0.27109	0.2356317
6	0.423817	4474760.7	0.29345	0.2919774
7	0.514692	4835957.04	0.31714	0.3545833
8	0.589663	5125919.88	0.33616	0.4062325
9	0.614654	5213923.97	0.34193	0.4234494

Tabel 4.53 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe C

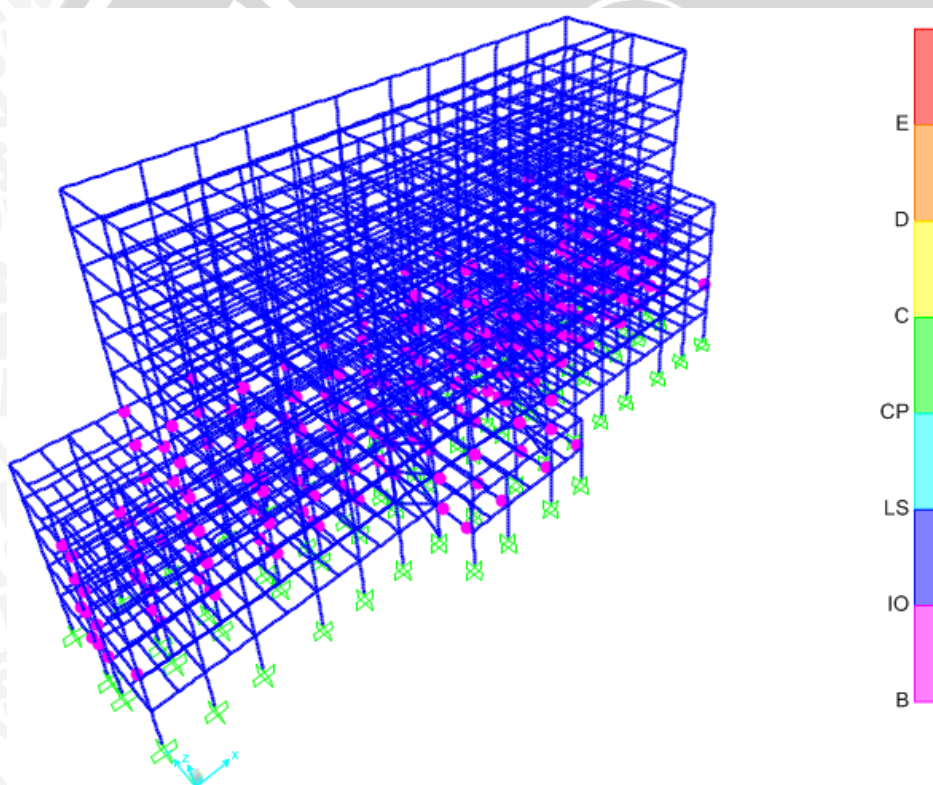
Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5200	4	0	0	0	0	0	0
2	4892	312	0	0	0	0	0	0
3	4642	562	0	0	0	0	0	0
4	4534	668	2	0	0	0	0	0
5	4467	550	187	0	0	0	0	0
6	4404	443	357	0	0	0	0	0
7	4290	477	397	40	0	0	0	0
8	4210	501	358	104	0	31	0	0
9	4182	526	305	124	0	67	0	0

Berdasarkan Tabel 4.53 dapat diketahui tingkat kinerja struktur Tipe C berada pada kategori B–IO.

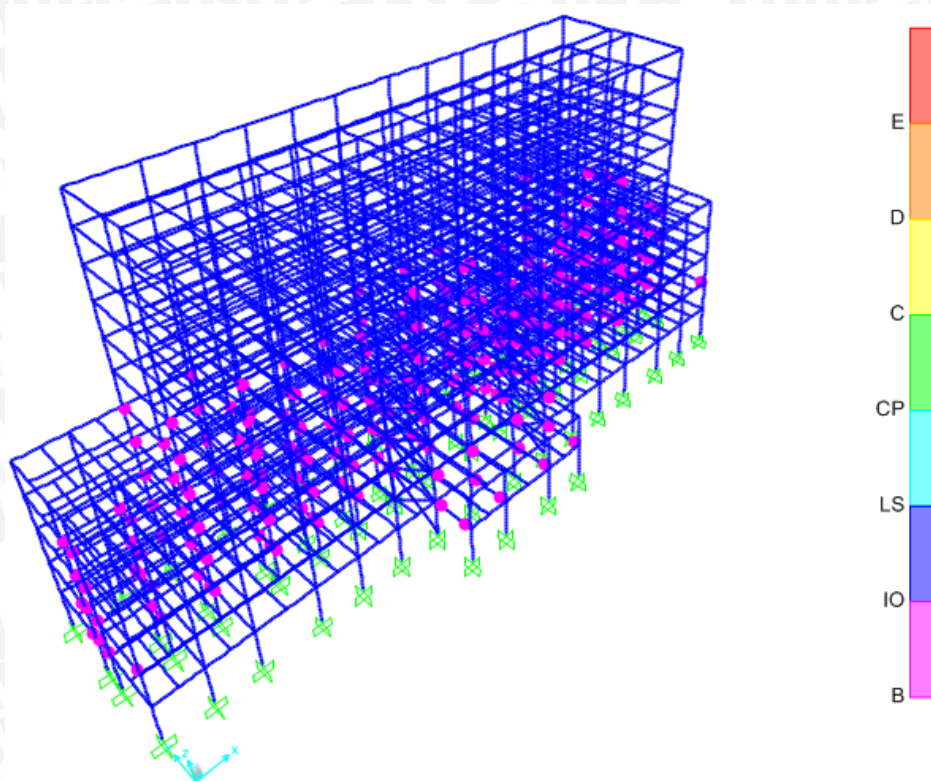
Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana *performance point* akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.54 Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe C

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.219	0.05	0	0	0.120265	0.325854
1	1.219	0.05	0.029461	0.079823	0.120265	0.325854
2	1.333	0.082	0.07672	0.173794	0.115335	0.261266
3	1.465	0.123	0.119003	0.223289	0.112161	0.210451
4	1.694	0.187	0.181009	0.253911	0.112269	0.157486
5	1.845	0.209	0.233523	0.276284	0.117283	0.138759
6	1.979	0.218	0.293004	0.301125	0.123841	0.127273
7	2.103	0.22	0.359664	0.327532	0.131061	0.119352
8	2.194	0.221	0.415497	0.34756	0.136514	0.114193
9	2.225	0.221	0.434591	0.353504	0.138243	0.112449



Gambar 4.65 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.66 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.53 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe C berada pada koordinat $S_a = 0,216$ dan $S_d = 0,113$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.54) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.6 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan V – Brace (Tipe D)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.198$$

$$S_d = 0.098$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.56 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur Tipe D berada diantara *step 2* dan *step 3* seperti terlihat pada Tabel 4.55.

Tabel 4.55 Titik Kinerja Struktur Tipe D

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000583	0	0	-0.000402
1	0.049392	1318900.14	0.0865	0.0340275
2	0.122615	2731029.64	0.17911	0.0844728
3	0.183011	3348374.89	0.2196	0.1260812
4	0.255904	3708891.49	0.24324	0.1762992
5	0.337692	4050416.17	0.26564	0.2326451
6	0.417207	4357956.35	0.28581	0.2874252
7	0.521714	4758837.68	0.3121	0.3594229
8	0.605773	5057807.7	0.3317	0.4173334
9	0.655754	5214092.26	0.34195	0.4517666

Tabel 4.56 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe D

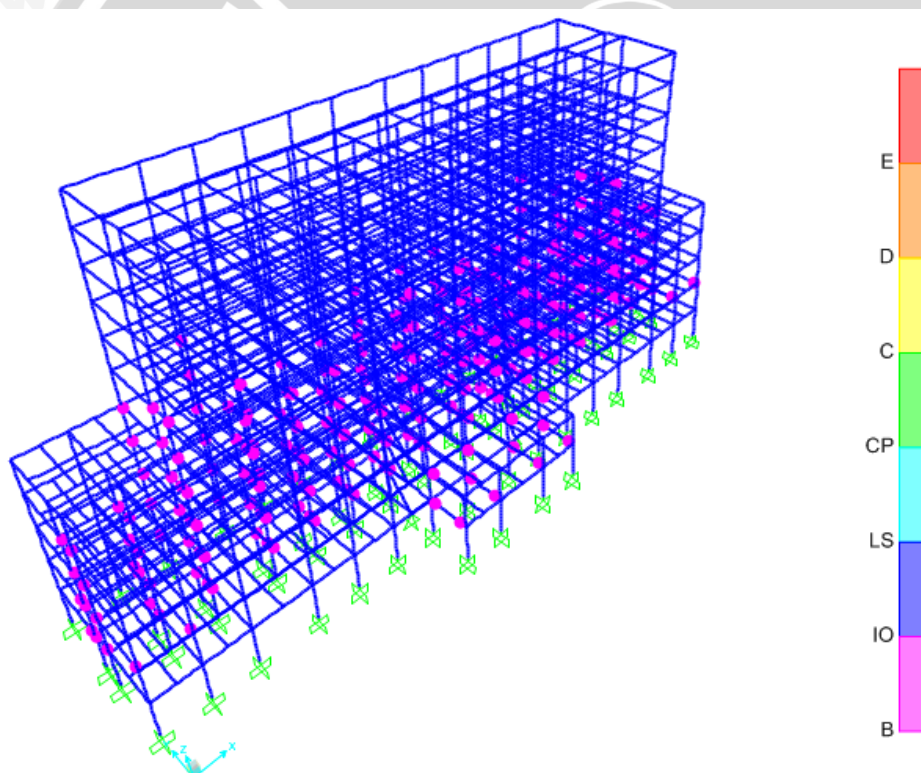
Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5200	4	0	0	0	0	0	0
2	4894	310	0	0	0	0	0	0
3	4641	563	0	0	0	0	0	0
4	4550	652	2	0	0	0	0	0
5	4481	545	178	0	0	0	0	0
6	4421	430	353	0	0	0	0	0
7	4297	463	384	60	0	0	0	0
8	4196	512	317	120	0	59	0	0
9	4140	553	246	184	0	81	0	0

Berdasarkan Tabel 4.56 dapat diketahui tingkat kinerja struktur Tipe D berada pada kategori B–IO.

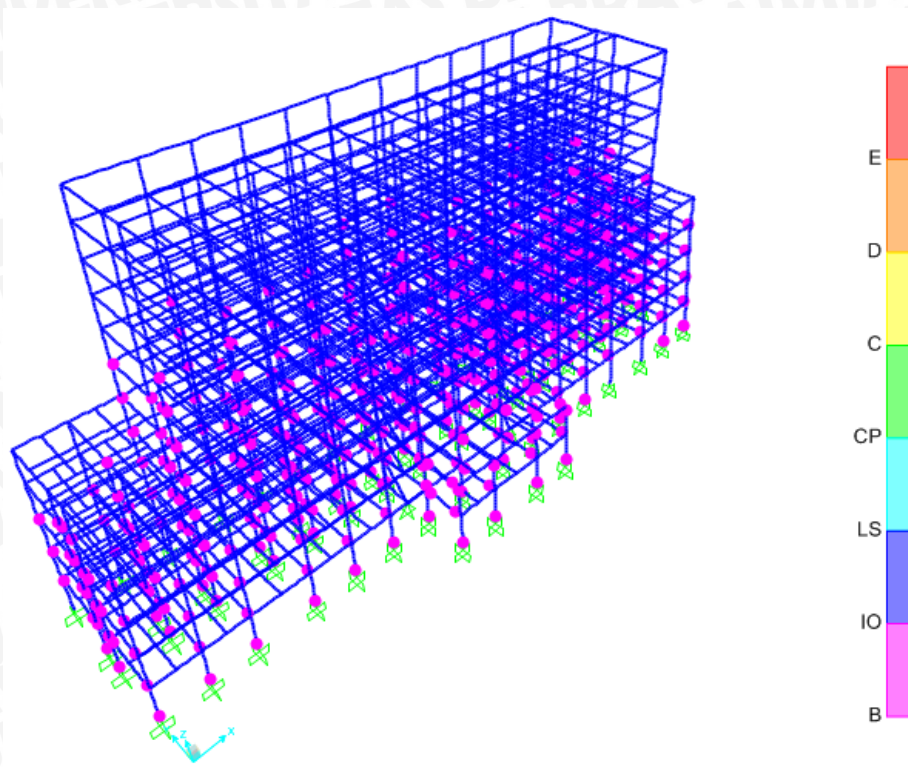
Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana *performance point* akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.57 Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe D

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.222	0.05	0	0	0.120566	0.325114
1	1.222	0.05	0.029482	0.079501	0.120566	0.325114
2	1.336	0.082	0.076648	0.172771	0.115591	0.260552
3	1.473	0.125	0.11966	0.222067	0.112307	0.208421
4	1.674	0.184	0.171635	0.246713	0.111745	0.160625
5	1.851	0.211	0.230945	0.271214	0.117229	0.137669
6	1.989	0.22	0.289033	0.294109	0.123835	0.12601
7	2.137	0.223	0.367202	0.323683	0.132564	0.116853
8	2.242	0.224	0.430194	0.344585	0.138705	0.111102
9	2.307	0.226	0.469827	0.355478	0.142116	0.107527



Gambar 4.67 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.68 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.54 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe D berada pada koordinat $T_{eff} = S_a = 0,214$ dan $S_d = 0,113$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.57) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.7 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan A/Chevron Brace (Tipe E)

Tingkat kinerja untuk Prosedur A ditentukan berdasarkan pada titik kinerja dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$S_a = 0.198$$

$$S_d = 0.113$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.59 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur Tipe E berada diantara *step 2* dan *step 3* seperti terlihat pada Tabel 4.58.

Tabel 4.58 Titik Kinerja Struktur Tipe E

Step	Displacement (Δ_{roof})	Base Force (V)	Sa	Sd
	m	Kgf	g	m
0	-0.000632	0	0	-0.000435
1	0.048126	1166131.44	0.07648	0.0331553
2	0.122902	2551734.59	0.16735	0.0846705
3	0.183731	3171790.68	0.20801	0.1265772
4	0.192576	3227283	0.21165	0.1326708
5	0.192586	3227480.51	0.21167	0.1326777
6	0.267354	3589009.03	0.23538	0.1841874
7	0.340054	3889810.99	0.2551	0.2342724
8	0.412754	4171889.92	0.2736	0.2843574
9	0.519532	4569628.16	0.29969	0.3579196
10	0.614951	4903200.61	0.32157	0.4236563
11	0.687651	5126328	0.3362	0.4737413
12	0.726371	5237867.05	0.34351	0.5004166

Tabel 4.59 Sendi Plastis yang Terjadi Pada Struktur Tipe E

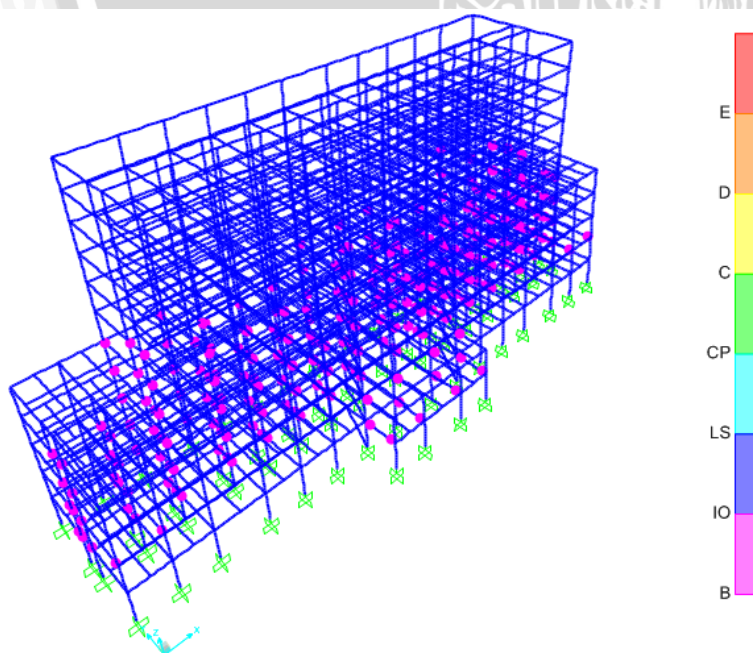
Step	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	5204	0	0	0	0	0	0	0
1	5199	5	0	0	0	0	0	0
2	4934	270	0	0	0	0	0	0
3	4694	510	0	0	0	0	0	0
4	4673	531	0	0	0	0	0	0
5	4673	531	0	0	0	0	0	0
6	4575	619	10	0	0	0	0	0
7	4500	502	202	0	0	0	0	0
8	4438	431	335	0	0	0	0	0
9	4326	463	358	57	0	0	0	0
10	4216	501	277	145	0	65	0	0
11	4129	561	202	185	0	127	0	0
12	4094	582	190	137	0	201	0	0

Berdasarkan Tabel 4.59 dapat diketahui tingkat kinerja struktur Tipe E berada pada kategori B-IO.

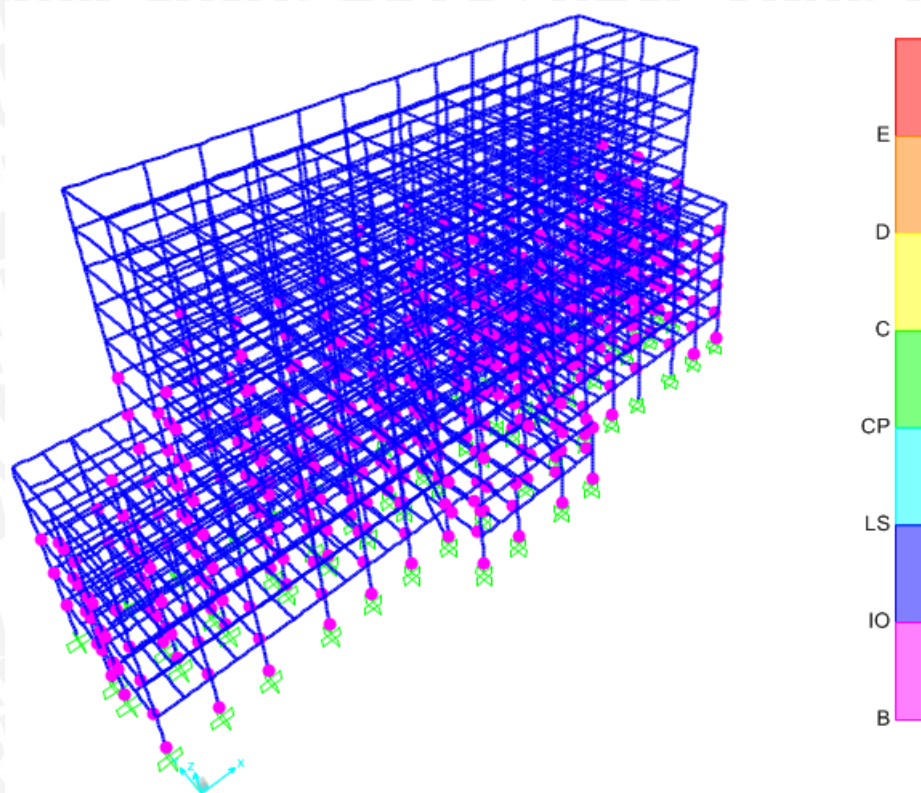
Sedangkan berdasarkan prosedur B tingkat kinerja struktur ditentukan berdasarkan titik kinerja (*performance point*) dari struktur. Pada program SAP2000 v18 dalam analisis statik non-linier pushover akan menghasilkan sendi plastis pada setiap stepnya dimana *performance point* akan muncul pada salah satu step yang akan menampilkan sendi plastis dengan tingkat kinerja tertentu seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.60 *Data Hasil Analisis Statik Non-Linier Pushover Struktur Tipe E*

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40						
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
0	1.249	0.05	0	0	0.123324	0.318166
1	1.249	0.05	0.029412	0.07588	0.123324	0.318166
2	1.356	0.079	0.07834	0.171513	0.118803	0.2601
3	1.494	0.123	0.122403	0.220764	0.114463	0.206445
4	1.519	0.132	0.129018	0.224957	0.113846	0.198504
5	1.519	0.132	0.129024	0.22497	0.113849	0.198511
6	1.723	0.186	0.18476	0.250556	0.114392	0.155129
7	1.879	0.209	0.238857	0.272419	0.119349	0.136119
8	2.005	0.218	0.293264	0.293598	0.12525	0.125392
9	2.156	0.221	0.374087	0.323907	0.134136	0.116143
10	2.275	0.222	0.447768	0.348183	0.141141	0.109751
11	2.369	0.226	0.506937	0.363781	0.146087	0.104833
12	2.417	0.228	0.538885	0.371271	0.148579	0.102365



Gambar 4.69 Sendi Plastis pada Step 2



Gambar 4.70 Sendi Plastis pada Step 3

Berdasarkan Gambar 4.55 dapat dilihat *performance point* Struktur Tipe E berada pada koordinat $S_a = 0,213$ dan $S_d = 0,115$ dimana koordinat ini berada diantara step 2 dan step 3 (seperti yang ditampilkan Tabel 4.60) dengan tingkat kinerja B-IO.

4.6.8 Perbandingan Tingkat Kinerja Antara Prosedur A dan B - ATC 40

Tabel 4.61 Perbandingan Tingkat Kinerja Struktur Antara Prosedur A dan B- ATC 40

Jenis Struktur	Prosedur A			Prosedur B		
	S_a	S_d	Tingkat Kinerja	S_a	S_d	Tingkat Kinerja
	g	m		g	m	
OD	0.16	0.093	B-IO	0.198	0.113	B-IO
OND	0.172	0.094	B-IO	0.197	0.116	B-IO
Tipe A	0.181	0.099	B-IO	0.206	0.114	B-IO
Tipe B	0.18	0.096	B-IO	0.21	0.114	B-IO
Tipe C	0.199	0.095	B-IO	0.216	0.113	B-IO
Tipe D	0.198	0.098	B-IO	0.214	0.113	B-IO
Tipe E	0.198	0.113	B-IO	0.213	0.115	B-IO

Berdasarkan data perbandingan diatas, dapat dilihat bahwa prosedur A dan B memiliki hasil analisis dengan karakteristik yang hampir sama. Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa berdasarkan analisis prosedur A dan B semua jenis struktur memiliki tingkat kinerja

B-IO (*Immedite Occupancy*) atau segera huni. Dimana struktur Tipe C memiliki tingkat kinerja paling tinggi.

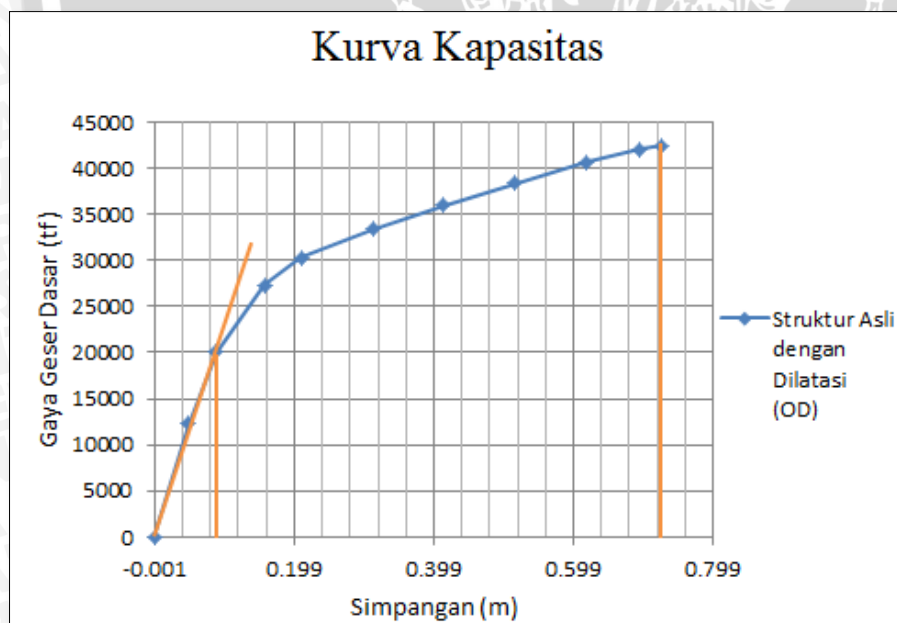
4.7 Daktilitas Struktur

Daktilitas merupakan kemampuan suatu komponen struktur untuk mengalami deformasi sebesar-besarnya tanpa menyebabkan kegagalan daya layan, walaupun telah berada dalam kondisi plastis. Besaran daktilitas dinyatakan dalam suatu faktor, yang merupakan rasio antara defleksi pada kondisi maksimum/ runtuh terhadap defleksi pada saat terjadi kelelahan awal, yang dapat dituliskan dengan persamaan berikut:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \dots \dots \dots (4-3)$$

Untuk mendapatkan daktilitas masing-masing tipe struktur digunakan analisis daktilitas berdasarkan defleksi, dimana untuk memperoleh defleksi pada kondisi leleh digunakan metode A, sebagaimana ditunjukkan dalam pembahasan pada subbab 2.11.3. Berikut merupakan penentuan defleksi kondisi leleh dan defleksi kondisi runtuh dari masing-masing tipe struktur.

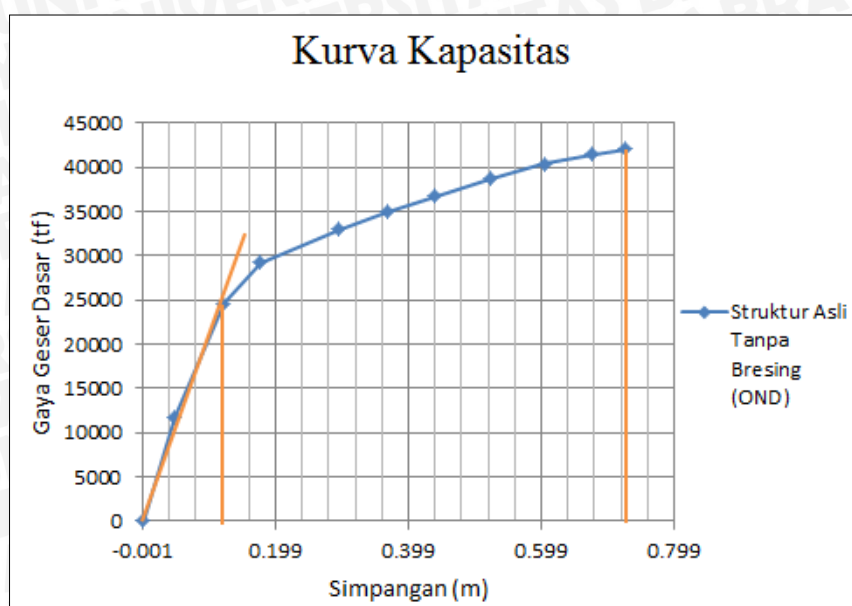
4.7.1 Daktilitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)



Gambar 4.71 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh struktur OD

Berdasarkan Gambar 4.71 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,0871 m ($\Delta_y = 0,0871$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,7261 m ($\Delta_u = 0,7261$ m).

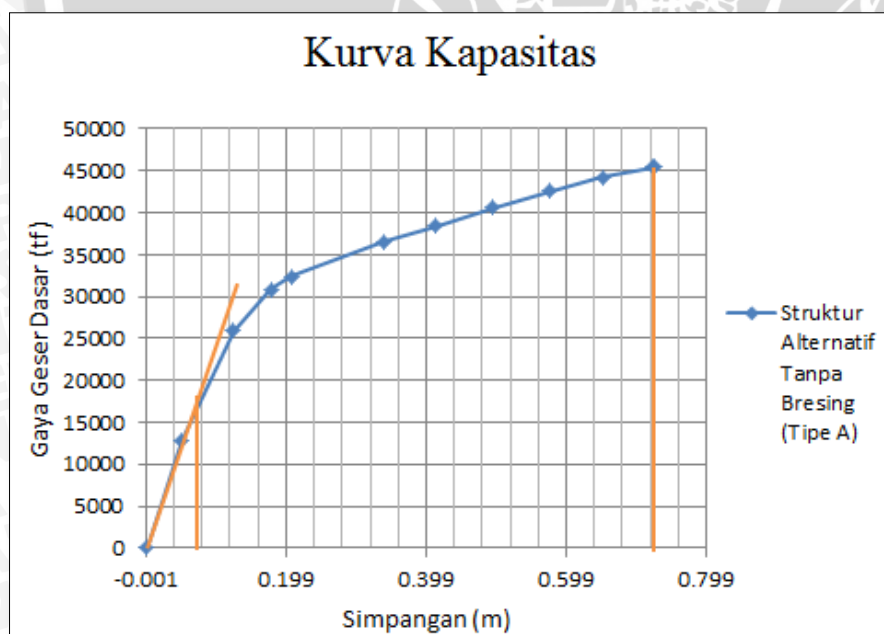
4.7.2 Daktilitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)



Gambar 4.72 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh struktur OND

Berdasarkan Gambar 4.72 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,1208 m ($\Delta y = 0,1208$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,7265 m ($\Delta u = 0,7265$ m).

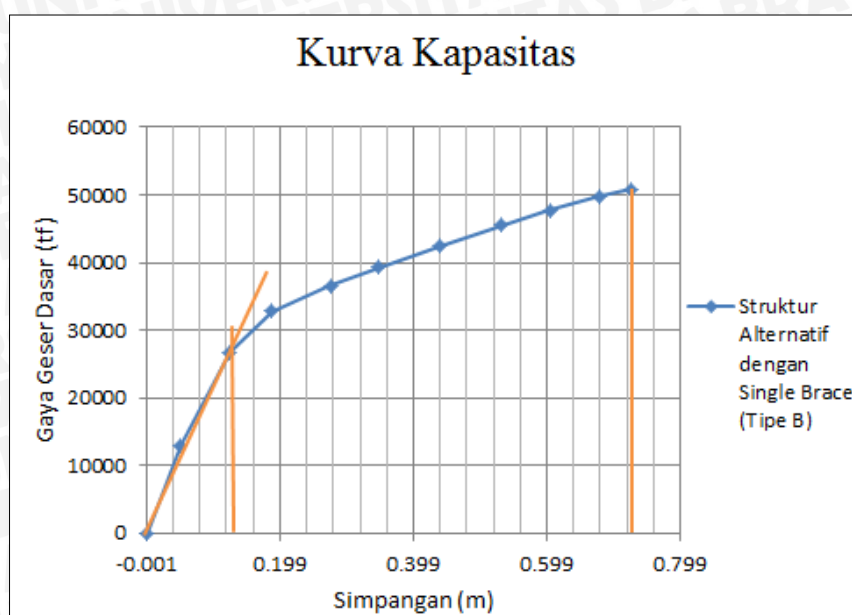
4.7.3 Daktilitas Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)



Gambar 4.73 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe A

Berdasarkan Gambar 4.73 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,078 m ($\Delta y = 0,078$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,72653 m ($\Delta u = 0,72653$ m).

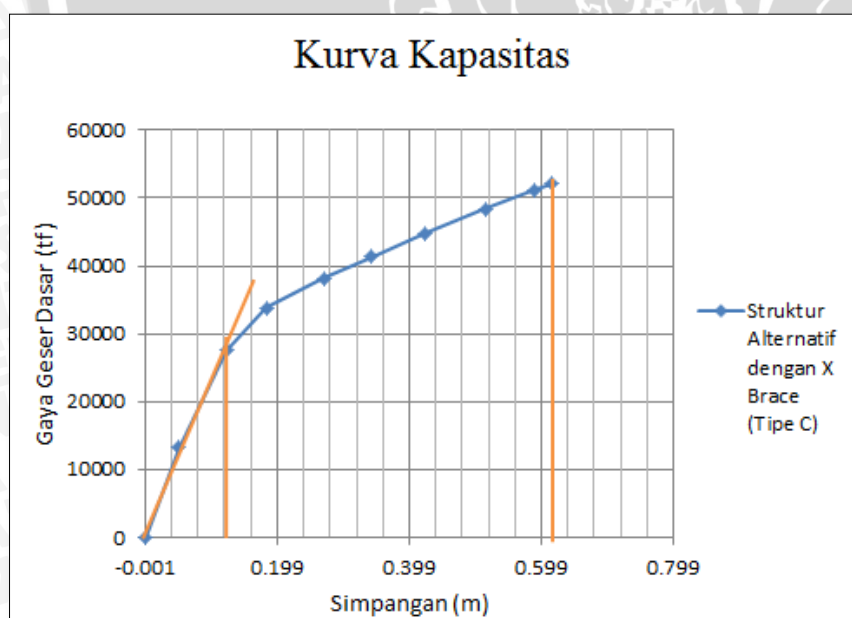
4.7.4 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Single Brace (Tipe B)



Gambar 4.74 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe B

Berdasarkan Gambar 4.74 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,1233 m ($\Delta y = 0,1233$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,72656 m ($\Delta u = 0,72656$ m).

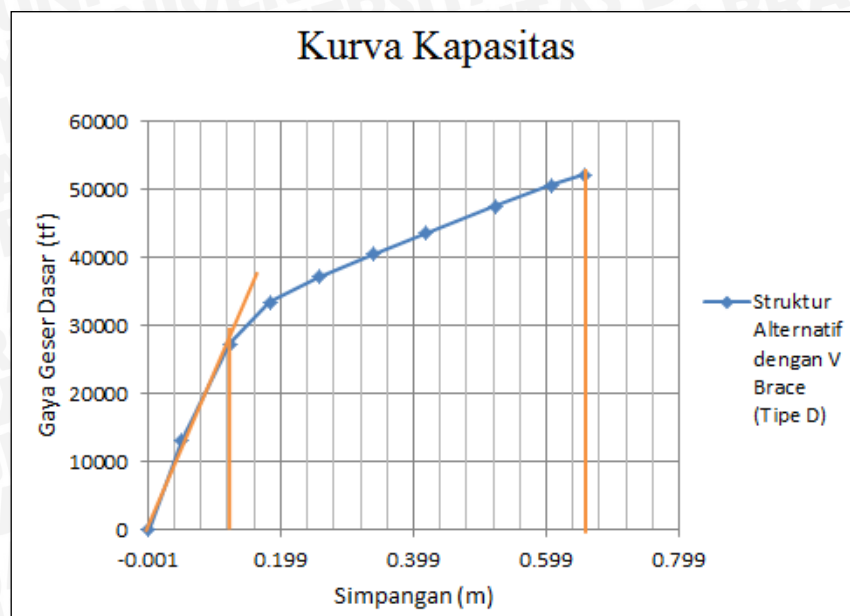
4.7.5 Daktilitas Struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C)



Gambar 4.75 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe C

Berdasarkan Gambar 4.75 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,1228 m ($\Delta y = 0,1228$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,61465 m ($\Delta u = 0,61465$ m).

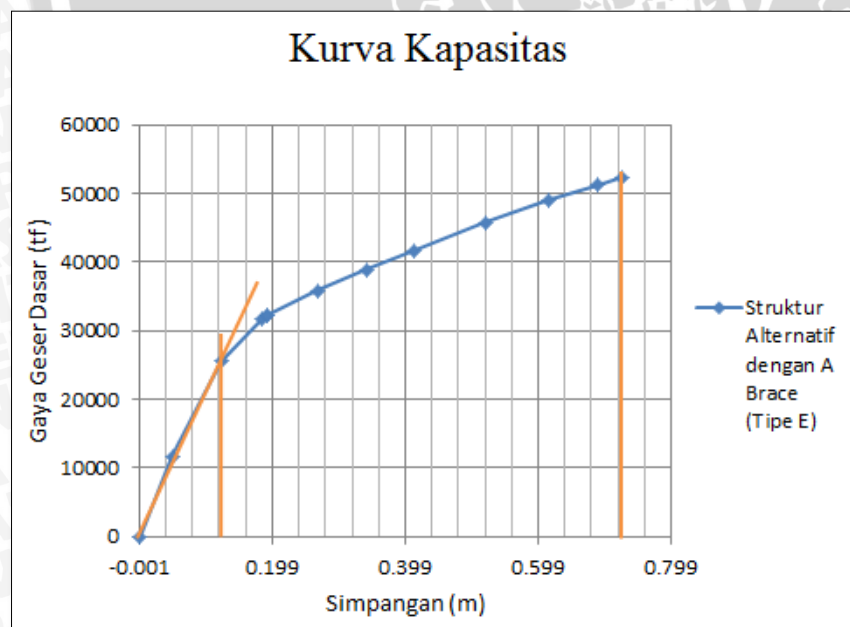
4.7.6 Daktilitas Struktur Alternatif dengan V Brace (Tipe D)



Gambar 4.76 Simpangan Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe D

Berdasarkan Gambar 4.76 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,122615 m ($\Delta y = 0,122615$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,655754 m ($\Delta u = 0,655754$ m).

4.7.7 Daktilitas Struktur Alternatif dengan A Brace (Tipe E)



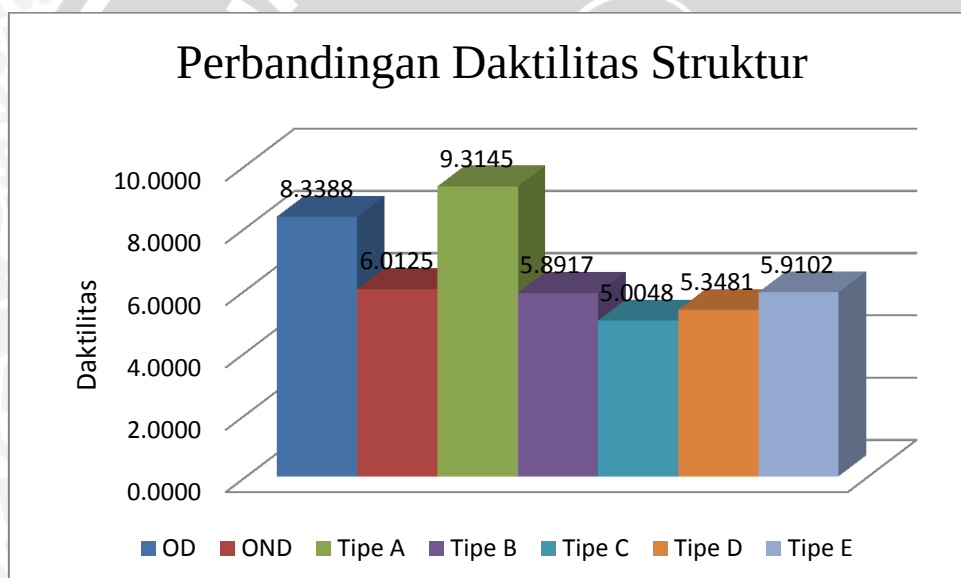
Gambar 4.77 Defleksi Kondisi Leleh dan Simpangan Kondisi Runtuh Struktur Tipe E

Berdasarkan Gambar 4.77 didapatkan defleksi kondisi leleh sebesar 0,122902 m ($\Delta y = 0,122902$ m) dan defleksi kondisi runtuh sebesar 0,726371 m ($\Delta u = 0,726371$ m).

4.7.8 Perbandingan Daktilitas Struktur

Tabel 4.62 Perbandingan Daktilitas Struktur

Jenis Struktur	Δy	Δu	μ
	m	m	
OD	0.08708	0.72614	8.33882
OND	0.12084	0.72653	6.0125
Tipe A	0.078	0.72653	9.31453
Tipe B	0.12332	0.72656	5.89172
Tipe C	0.12281	0.61465	5.00484
Tipe D	0.12262	0.65575	5.34807
Tipe E	0.1229	0.72637	5.91016



Gambar 4.78 Perbandingan Daktilitas Struktur

Berdasarkan Gambar 4.78 dapat dilihat bahwa struktur Tipe A (Struktur Alternatif Tanpa Bresing) lebih unggul dibandingkan struktur jenis lain karena struktur Tipe A memiliki daktilitas paling tinggi diantara struktur jenis lain, dimana struktur ini memiliki daktilitas sebesar 9,3145 sehingga dapat dipilih sebagai struktur yang paling tahan terhadap gempa pada wilayah gempa kota malang dengan kelas situs tanah lunak. Dibawah struktur Tipe A adalah struktur OD dengan daktilitas sebesar 8,3388. Berdasarkan SNI 1726: 2002 struktur ini dapat dikategorikan sebagai struktur dengan daktilitas penuh karena mampu mencapai faktor daktilitas sebesar 5,3. Sedangkan struktur dengan faktor daktilitas struktur diantara 1,0 sampai 5,3 dapat dikategorikan sebagai struktur dengan daktilitas parsial.

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

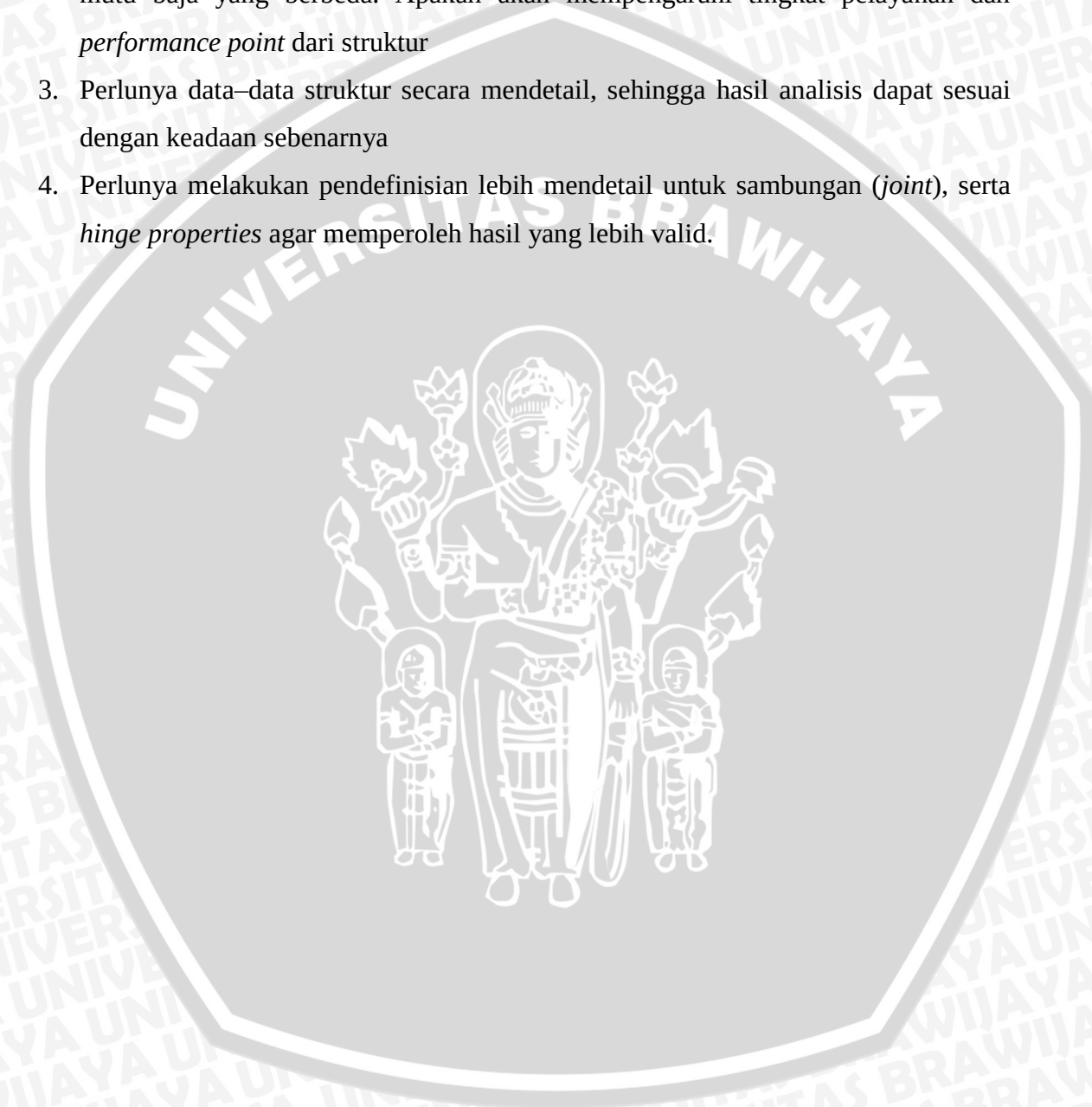
Kesimpulan dari penelitian ini hanya berlaku untuk struktur gedung (tanpa dilatasi struktur) dengan variasi bresing baja dengan profil WF 100.50.5.7. Penelitian ini hanya berlaku jika analisis *pushover* dilakukan dengan kombinasi beban gempa 100% terhadap sumbu lemah struktur dan 30% terhadap sumbu kuat struktur. Berdasarkan hasil analisis, maka dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Penggunaan variasi bresing baja dapat mengurai besarnya simpangan lateral pada struktur. Dimana penggunaan X Brace pada struktur alternatif dapat meningkatkan kemampuan struktur untuk menerima gaya geser dasar karena struktur ini mampu menerima gaya geser dasar paling besar (46.750 tf) untuk menghasilkan simpangan 0,48 m (*drift* sebesar 1 %). Sehingga struktur Alternatif dengan X Brace (Tipe C) merupakan struktur yang paling unggul bila ditinjau terhadap simpangan lateral (*drift*) struktur.
2. Tingkat pelayanan struktur untuk semua jenis struktur adalah B-IO, sehingga penggunaan variasi bresing baja tidak berpengaruh besar terhadap perubahan tingkat pelayanan struktur.
3. Didapatkan periode getar alami yang seragam antara struktur OND, Tipe A, Tipe B, Tipe C, Tipe D, dan Tipe E, sehingga penggunaan variasi bresing tidak berpengaruh besar terhadap periode getar alami struktur. Namun terjadi perbedaan yang signifikan pada struktur OD, dimana periode getar alami pada struktur ini jauh lebih besar dibandingkan dengan keenam tipe struktur lainnya yang disebabkan karena struktur OD memiliki berat struktur paling besar.
4. Penggunaan X Brace pada struktur alternatif (struktur Tipe C) dapat menghasilkan simpangan antar lantai paling kecil dibandingkan dengan penggunaan variasi bresing jenis lainnya.
5. Struktur Tipe A (Struktur Alternatif Tanpa Bresing) memiliki daktilitas paling tinggi yaitu sebesar 9.314, sehingga dapat dipilih sebagai struktur yang paling tahan terhadap gempa pada wilayah gempa Kota Malang dengan kelas situs Tanah Sedang (SD).

5.2. Saran

Adapun saran untuk penelitian selanjutnya adalah:

1. Perlunya pemahaman serta referensi yang valid mengenai analisis statik non-linier *pushover* dengan menggunakan program SAP2000
2. Perlunya penelitian lebih lanjut mengenai pengaruh penggunaan profil baja, serta mutu baja yang berbeda. Apakah akan mempengaruhi tingkat pelayanan dan *performance point* dari struktur
3. Perlunya data-data struktur secara mendetail, sehingga hasil analisis dapat sesuai dengan keadaan sebenarnya
4. Perlunya melakukan pendefinisian lebih mendetail untuk sambungan (*joint*), serta *hinge properties* agar memperoleh hasil yang lebih valid.



DAFTAR PUSTAKA

- Applied Technology Council. ATC – 40. (1997). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Volume 1. California. California Seismic Safety Commision.
- Badan Standardisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Stuktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung SNI 1726: 2012*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2014). *Baja Tulangan Beton SNI 2052: 2014*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Budiono & Lucky. (2011). *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201x*. Bandung: Penerbit ITB.
- Febriana. A. (2016). *Analisis Pushover Untuk Performance Based Design (Studi Kasus Gedung D Program Teknologi Informasi dan Komputer Universitas Brawijaya)*. Malang.
- Federal Emergency Management Agency. (2006). *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, FEMA. Edition 547. Oktober. Washington: ASCE.
- Park, R. (1988). *Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing*. Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering: 605-616. Tokyo-Kyoto: Ninth World Conference on Earthquake Engineering.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York, USA: John Wiley & Sons. Inc.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, USA: John Wiley & Sons Inc.
- Safarizky. H. A. (2012). *Evaluasi Penggunaan Bresing Baja Dalam Meningkatkan Kinerja Struktur Beton Tahan Gempa (Studi Kasus: Gedung V Fakultas Teknik UNS)*. Surakarta.
- Taranath, B. S. (1998). *Steel, Concrete, and Composite Design for Tall Buildings*. USA: McGraw-Hill.



Lampiran 1. Perhitungan Berat Struktur Asli dengan Dilatasi (OD)

Lantai 1

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	7.39	24	148982.4
60 x 80		0.8	0.6	7.39	31	263911.68
90 x 90		0.9	0.9	7.39	12	172393.92
80 x 90		0.9	0.8	7.39	14	178778.88
Balok						
40 x 70	2400	96	0.4	0.7		64512
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
		20.4	6.2	0.12		36426.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	185		2.25		37462.5
		232		5.14		107323.2
	90	305		2.25		61762.5
		240		5.14		111024
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
		20.4	6.2			1391.28
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
		20.4	6.2			885.36
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2698716.6

Lantai 3

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	24	90720
60 x 80		0.8	0.6	2.25	26	67392
90 x 90		0.9	0.9	2.25	12	52488
80 x 90		0.9	0.8	2.25	14	54432
50 x 80		0.8	0.5	2.25	13	28080
80 x 80		0.8	0.8	2.25	13	44928
Balok						
40 x 70	2400	96	0.4	0.7		64512
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	260		2.25		52650
	90	265		2.25		53662.5
	90	390		2.25		78975
	90	420		2.25		85050
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2186752.14

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	24	90720
60 x 80		0.8	0.6	4.5	25	129600
50 x 80		0.8	0.5	4.5	13	56160
80 x 80		0.8	0.8	4.5	13	89856
Balok						
40 x 70	2400	96	0.4	0.7		64512
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	320		2.25		64800
		260		2.25		52650
		430		2.25		87075
		390		2.25		78975
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2228210.64

Lantai 5

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	24	90720
60 x 80		0.8	0.6	4.5	25	129600
50 x 80		0.8	0.5	4.5	13	56160
80 x 80		0.8	0.8	4.5	13	89856
Balok						
40 x 70	2400	96	0.4	0.7		64512
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	295		2.25		59737.5
		320		2.25		64800
		450		2.25		91125
		430		2.25		87075
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2247448.14

Lantai 7

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.2	25	120960
50 x 80		0.8	0.5	4.2	13	52416
80 x 80		0.8	0.8	4.2	13	83865.6
Balok						
40 x 80	2400	253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	210		2.1		39690
		295		2.1		55755
		420		2.1		79380
		470		2.1		88830
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1752073.08

Lantai 9

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.2	25	120960
50 x 80		0.8	0.5	4.2	13	52416
80 x 80		0.8	0.8	4.2	13	83865.6
Balok						
40 x 80	2400	253	0.4	0.8		194304
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	250		2.1		47250
		230		2.1		43470
		390		2.1		73710
		460		2.1		86940
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1739788.08

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.1	25	118080
50 x 80		0.8	0.5	4.1	13	51168
80 x 80		0.8	0.8	4.1	13	81868.8
Balok						
40 x 80	2400	120	0.4	0.8		92160
30 x 50		153	0.3	0.5		55080
30 x 50		312	0.3	0.5		112320
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	140		2		25200
		250		2.1		47250
		270		2		48600
		390		2.1		73710
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1380929.28

Lantai Atap

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	25	129600
50 x 80		0.8	0.5	4.5	13	56160
80 x 80		0.8	0.8	4.5	13	89856
Balok						
30 x 50	2400	76	0.3	0.5		27360
30 x 50		288	0.3	0.5		103680
Dinding	90	140		2		25200
		270		2		48600
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	100	74.4	19.4			43300.8
JUMLAH						549737.28

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur OD

Lantai	Berat (kg)
1	2698716.6
2	2281576.14
3	2186752.14
4	2228210.64
5	2247448.14
6	1789272.78
7	1752073.08
8	1737898.08
9	1739788.08
10	1380929.28
Atap	781901.8444
Berat Total Bangunan	20824566.8

Lantai 1

Lantai 2

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	16	60480
60 x 80		0.8	0.6	4.5	24	124416
90 x 90		0.9	0.9	4.5	12	104976
80 x 90		0.9	0.8	4.5	12	93312
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	265		2.25		53662.5
		185		2.25		37462.5
		420		2.25		85050
		305		2.25		61762.5
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2158792.14

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	16	60480
60 x 80		0.8	0.6	2.25	23	59616
90 x 90		0.9	0.9	2.25	12	52488
80 x 90		0.9	0.8	2.25	14	54432
50 x 80		0.8	0.5	2.25	12	25920
80 x 80		0.8	0.8	2.25	12	41472
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	260		2.25		52650
		265		2.25		53662.5
		390		2.25		78975
		420		2.25		85050
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2102416.14

Lantai 4

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	16	60480
60 x 80		0.8	0.6	4.5	24	124416
50 x 80		0.8	0.5	4.5	12	51840
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	320		2.25		64800
	90	260		2.25		52650
	90	430		2.25		87075
	90	390		2.25		78975
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2140850.64

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/ tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	4.5	16	60480
60 x 80		0.8	0.6	4.5	24	124416
50 x 80		0.8	0.5	4.5	12	51840
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	295		2.25		59737.5
		320		2.25		64800
		450		2.25		91125
		430		2.25		87075
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2160088.14

Lantai 6

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.35	24	120268.8
50 x 80		0.8	0.5	4.35	12	50112
80 x 80		0.8	0.8	4.35	12	80179.2
Balok						
40 x 80	2400	228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	275		2.1		51975
		295		2.25		59737.5
		470		2.1		88830
		450		2.25		91125
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1754203.98

Lantai 8

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.2	24	116121.6
50 x 80		0.8	0.5	4.2	12	48384
80 x 80		0.8	0.8	4.2	12	77414.4
Balok						
40 x 80	2400	228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	230		2.1		43470
		210		2.1		39690
		460		2.1		86940
		420		2.1		79380
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1703376.48

Lantai 10

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.1	24	113356.8
50 x 80		0.8	0.5	4.1	12	47232
80 x 80		0.8	0.8	4.1	12	75571.2
Balok						
40 x 80	2400	120	0.4	0.8		92160
30 x 50		153	0.3	0.5		55080
30 x 50		312	0.3	0.5		112320
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	140		2		25200
		250		2.1		47250
		270		2		48600
		390		2.1		73710
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1365972.48

Lantai Atap

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	24	124416
50 x 80		0.8	0.5	4.5	12	51840
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
30 x 50	2400	76	0.3	0.5		27360
30 x 50	2400	288	0.3	0.5		103680
Dinding	90	140		2		25200
		270		2		48600
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	100	74.4	19.4			43300.8
JUMLAH						533321.28

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur OND

Lantai	Berat (kg)
1	2523219
2	2158792.14
3	2102416.14
4	2140850.64
5	2160088.14
6	1754203.98
7	1717551.48
8	1703376.48
9	1705266.48
10	1365972.48
Atap	765485.8444
Berat Total Bangunan	20097222.8

Lampiran 3. Perhitungan Berat Struktur Alternatif Tanpa Bresing (Tipe A)

Lantai 1

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	7.39	32	272424.96
90 x 90		0.9	0.9	7.39	12	172393.92
80 x 90		0.9	0.8	7.39	20	255398.4
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
		20.4	6.2	0.12		36426.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	185		2.25		37462.5
		232		5.14		107323.2
		305		2.25		61762.5
		240		5.14		111024
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
		20.4	6.2			1391.28
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
		20.4	6.2			885.36
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2594163

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	32	165888
90 x 90		0.9	0.9	4.5	12	104976
80 x 90		0.9	0.8	4.5	20	155520
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	265		2.25		53662.5
		185		2.25		37462.5
		420		2.25		85050
		305		2.25		61762.5
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2201992.14

Lantai 3

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	31	160704
90 x 90		0.9	0.9	2.25	12	52488
80 x 90		0.9	0.8	2.25	18	69984
50 x 80		0.8	0.5	2.25	16	34560
80 x 80		0.8	0.8	2.25	12	41472
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	260		2.25		52650
		265		2.25		53662.5
		390		2.25		78975
		420		2.25		85050
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2167216.14

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	32	165888
50 x 80		0.8	0.5	4.5	20	86400
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	320		2.25		64800
		260		2.25		52650
		430		2.25		87075
		390		2.25		78975
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2156402.64

Lantai 5

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	28	145152
50 x 80		0.8	0.5	4.5	16	69120
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
40 x 70	2400	64	0.4	0.7		43008
30 x 50		12	0.3	0.5		4320
20 x 40		64	0.2	0.4		12288
40 x 80		228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50	2400	195	0.3	0.5		70200
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
25 x 45		48	0.25	0.45		12960
30 x 60		48	0.3	0.6		20736
Pelat	2400	98.6	19.3	0.12		548058.24
Spesi	63	98.6	19.3			119887.74
Keramik	24	98.6	19.3			45671.52
Dinding	90	295		2.25		59737.5
		320		2.25		64800
		450		2.25		91125
		430		2.25		87075
Plafon	11	98.6	19.3			20932.78
Penggantung plafon	7	98.6	19.3			13320.86
Beban Hidup	250	98.6	19.3			142723.5
JUMLAH						2137624.14

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/ tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.35	24	120268.8
50 x 80		0.8	0.5	4.35	12	50112
80 x 80		0.8	0.8	4.35	12	80179.2
Balok						
40 x 80	2400	228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	275		2.1		51975
		295		2.25		59737.5
		470		2.1		88830
		450		2.25		91125
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1754203.98

Lantai 7

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.2	24	116121.6
50 x 80		0.8	0.5	4.2	12	48384
80 x 80		0.8	0.8	4.2	12	77414.4
Balok						
40 x 80	2400	228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	210		2.1		39690
		295		2.1		55755
		420		2.1		79380
		470		2.1		88830
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1717551.48

Lantai 9

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.2	24	116121.6
50 x 80		0.8	0.5	4.2	12	48384
80 x 80		0.8	0.8	4.2	12	77414.4
Balok						
40 x 80	2400	228	0.4	0.8		175104
30 x 45		203	0.3	0.45		65772
30 x 50		147	0.3	0.5		52920
40 x 80		316	0.4	0.8		242688
Pelat	2400	74.4	19.4	0.12		415687.68
Spesi	63	74.4	19.4			90931.68
Keramik	24	74.4	19.4			34640.64
Dinding	90	250		2.1		47250
		230		2.1		43470
		390		2.1		73710
		460		2.1		86940
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	250	74.4	19.4			108252
JUMLAH						1705266.48

[illegible]

Lantai Atap

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.5	24	124416
50 x 80		0.8	0.5	4.5	12	51840
80 x 80		0.8	0.8	4.5	12	82944
Balok						
30 x 50	2400	76	0.3	0.5		27360
30 x 50		288	0.3	0.5		103680
Dinding	90	140		2		25200
		270		2		48600
Plafon	11	74.4	19.4			15876.96
Penggantung plafon	7	74.4	19.4			10103.52
Beban Hidup	100	74.4	19.4			43300.8
JUMLAH						533321.28

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur Tipe A

Lantai	Berat (kg)
1	2594163
2	2201992.14
3	2167216.14
4	2156402.64
5	2137624.14
6	1754203.98
7	1717551.48
8	1703376.48
9	1705266.48
10	1365972.48
Atap	765485.8444
Berat Total Bangunan	20269254.8

Lampiran 4. Perhitungan Berat Struktur Tipe B, C, D, dan Tipe E

Perhitungan berat struktur Tipe B, C, D dan E menggunakan berat struktur Tipe A sebagai dasar perhitungan, namun ada penambahan berat bresing pada tiap lantai struktur. Perhitungan masing-masing jenis struktur disajikan sebagai berikut:

Perhitungan Berat Bresing Tiap Lantai Struktur Tipe B

Lantai	Material	Berat Jenis (Kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat (Kg)
1	WF 100.50.5.7	9.3	9.51	2	176.886
2	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	2	170.748
3	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	2	170.748
4	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	2	170.748
5	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	2	170.748
6	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	2	170.748
7	WF 100.50.5.7	9.3	9.04	2	168.144
8	WF 100.50.5.7	9.3	9.04	2	168.144
					1366.914

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur Tipe B

Lantai	Berat (kg)
1	2,594,339.89
2	2,202,162.89
3	2,167,386.89
4	2,156,573.39
5	2,137,794.89
6	1,754,374.73
7	1,717,719.62
8	1,703,544.62
9	1,705,266.48
10	1,365,972.48
Atap	765,485.84
Berat Total Bangunan	20,270,621.72

Perhitungan Berat Bresing Tiap Lantai Struktur Tipe C

Lantai	Material	Berat Jenis (Kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat (Kg)
1	WF 100.50.5.7	9.3	9.51	4	353.772
2	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	4	341.496
3	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	4	341.496
4	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	4	341.496
5	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	4	341.496
6	WF 100.50.5.7	9.3	9.18	4	341.496
7	WF 100.50.5.7	9.3	9.04	4	336.288
8	WF 100.50.5.7	9.3	9.04	4	336.288
					2733.83

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur Tipe C

Lantai	Berat (kg)
1	2,594,516.77
2	2,202,333.64
3	2,167,557.64
4	2,156,744.14
5	2,137,965.64
6	1,754,545.48
7	1,717,887.77
8	1,703,712.77
9	1,705,266.48
10	1,365,972.48
Atap	765,485.84
Berat Total Bangunan	20,271,988.63



Perhitungan Berat Bresing Tiap Lantai Struktur Tipe D

Lantai	Material	Berat Jenis (Kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat (Kg)
1	WF 100.50.5.7	9.3	6.51	4	242.172
2	WF 100.50.5.8	9.3	6.02	4	223.944
3	WF 100.50.5.9	9.3	6.02	4	223.944
4	WF 100.50.5.10	9.3	6.02	4	223.944
5	WF 100.50.5.11	9.3	6.02	4	223.944
6	WF 100.50.5.12	9.3	6.02	4	223.944
7	WF 100.50.5.13	9.3	5.8	4	215.76
8	WF 100.50.5.14	9.3	5.8	4	215.76
					1793.41

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur Tipe D

Lantai	Berat (kg)
1	2,594,405.17
2	2,202,216.08
3	2,167,440.08
4	2,156,626.58
5	2,137,848.08
6	1,754,427.92
7	1,717,767.24
8	1,703,592.24
9	1,705,266.48
10	1,365,972.48
Atap	765,485.84
Berat Total Bangunan	20,271,048.22



Perhitungan Berat Bresing Tiap Lantai Struktur Tipe E

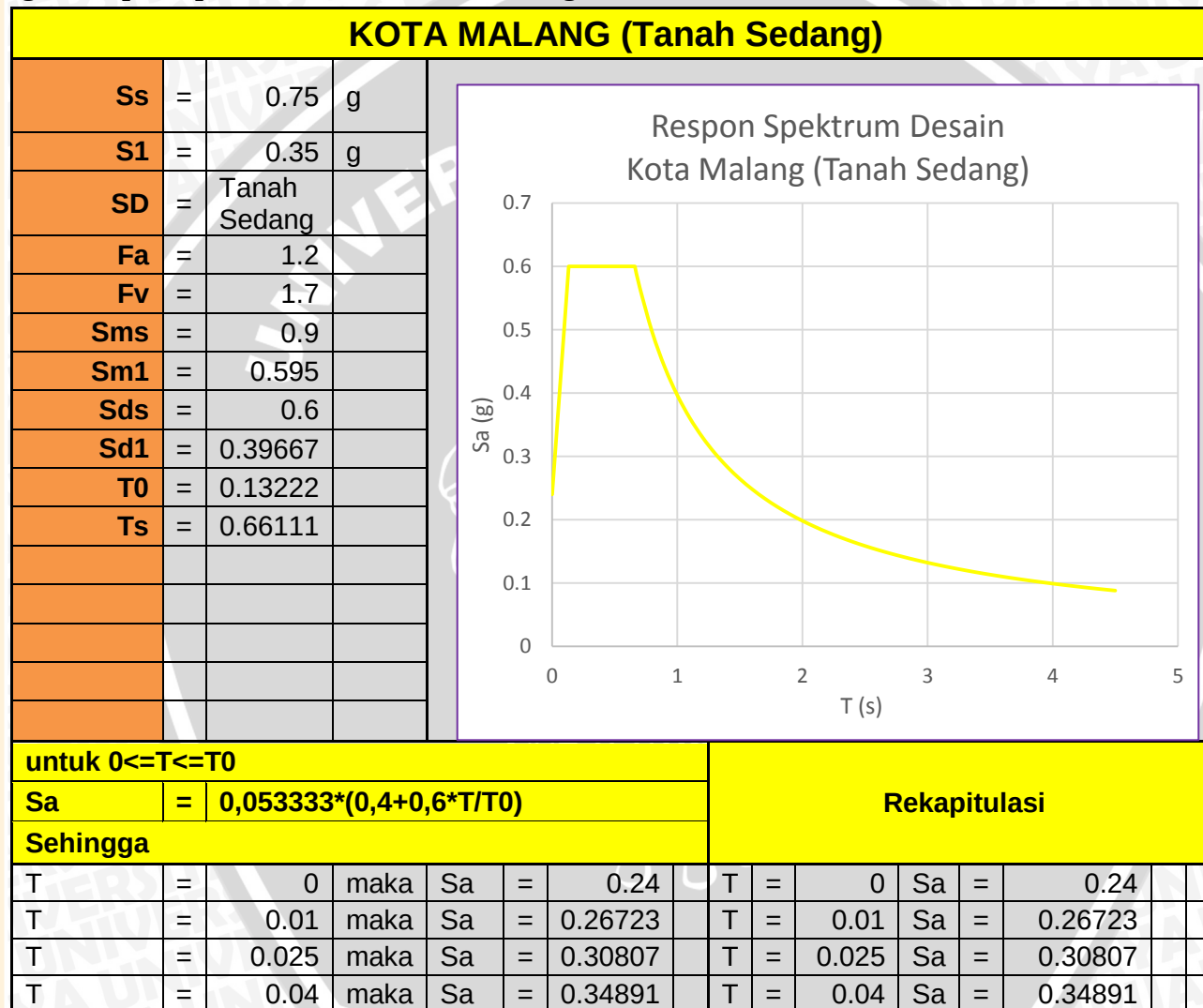
Lantai	Material	Berat Jenis (Kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat (Kg)
1	WF 100.50.5.7	9.3	6.51	4	242.172
2	WF 100.50.5.7	9.3	6.02	4	223.944
3	WF 100.50.5.7	9.3	6.02	4	223.944
4	WF 100.50.5.7	9.3	6.02	4	223.944
5	WF 100.50.5.7	9.3	6.02	4	223.944
6	WF 100.50.5.7	9.3	6.02	4	223.944
7	WF 100.50.5.7	9.3	5.8	4	215.76
8	WF 100.50.5.7	9.3	5.8	4	215.76
					1793.41

Rekapitulasi Berat Tiap Lantai Struktur Tipe E

Lantai	Berat (kg)
1	2,594,405.17
2	2,202,216.08
3	2,167,440.08
4	2,156,626.58
5	2,137,848.08
6	1,754,427.92
7	1,717,767.24
8	1,703,592.24
9	1,705,266.48
10	1,365,972.48
Atap	765,485.84
Berat Total Bangunan	20,271,048.22



Lampiran 5. Perhitungan Respon Spektrum Desain Kota Malang



T	=	0.055	maka	Sa	=	0.38975		T	=	0.055	Sa	=	0.38975		
T	=	0.07	maka	Sa	=	0.43059		T	=	0.07	Sa	=	0.43059		
T	=	0.085	maka	Sa	=	0.47143		T	=	0.085	Sa	=	0.47143		
T	=	0.13222	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.132	Sa	=	0.6		
untuk $T_0 \leq T \leq T_s$								T	=	0.132	Sa	=	0.6		
Sa	=	Sds						T	=	0.15	Sa	=	0.6		
Sehingga								T	=	0.3	Sa	=	0.6		
T	=	0.13222	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.6	Sa	=	0.6		
T	=	0.15	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.661	Sa	=	0.6		
T	=	0.3	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.661	Sa	=	0.6		
T	=	0.6	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.7	Sa	=	0.56667		
T	=	0.66111	maka	Sa	=	0.6		T	=	0.8	Sa	=	0.49583		
untuk $T_s \leq T \leq T_{ak}$ hingga								T	=	0.9	Sa	=	0.44074		
Sa	=	0,08/T						T	=	1	Sa	=	0.39667		
Sehingga								T	=	1.1	Sa	=	0.36061		
T	=	0.66111	maka	Sa	=	0.6		T	=	1.2	Sa	=	0.33056		
T	=	0.7	maka	Sa	=	0.56667		T	=	1.3	Sa	=	0.30513		
T	=	0.8	maka	Sa	=	0.49583		T	=	1.4	Sa	=	0.28333		
T	=	0.9	maka	Sa	=	0.44074		T	=	1.5	Sa	=	0.26444		
T	=	1	maka	Sa	=	0.39667		T	=	1.6	Sa	=	0.24792		
T	=	1.1	maka	Sa	=	0.36061		T	=	1.7	Sa	=	0.23333		
T	=	1.2	maka	Sa	=	0.33056		T	=	1.8	Sa	=	0.22037		
T	=	1.3	maka	Sa	=	0.30513		T	=	1.9	Sa	=	0.20877		
T	=	1.4	maka	Sa	=	0.28333		T	=	2	Sa	=	0.19833		
T	=	1.5	maka	Sa	=	0.26444		T	=	2.1	Sa	=	0.18889		
T	=	1.6	maka	Sa	=	0.24792		T	=	2.2	Sa	=	0.1803		
T	=	1.7	maka	Sa	=	0.23333		T	=	2.3	Sa	=	0.17246		
T	=	1.8	maka	Sa	=	0.22037		T	=	2.4	Sa	=	0.16528		
T	=	1.9	maka	Sa	=	0.20877		T	=	2.5	Sa	=	0.15867		

4

RSITAS B

45

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA
Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-02	06,00-06,50	1.339	2.354	50.36	47.86	40.02	7.84
	12,00-12,50	0.682	2.201	75.37	-	-	-
	18,00-18,50	1.466	2.718	18.59	-	-	-
	24,00-24,50	1.449	2.278	37.63	43.77	32.73	11.05

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-03	06,00-06,50	1.706	2.768	44.60	63.90	62.48	1.42
	12,00-12,50	0.971	2.028	81.46	51.35	49.99	1.37
	18,00-18,50	1.399	2.005	12.98	-	-	-
	24,00-24,50	0.726	2.345	61.90	-	-	-

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-04	06,00-06,50	1.262	2.142	51.77	39.06	36.06	3.00
	12,00-12,50	1.450	2.649	37.61	-	-	-
	18,00-18,50	1.067	2.649	33.81	-	-	-
	24,00-24,50	1.076	2.307	56.69	-	-	-

Tabel 4. Ringkasan hasil-hasil pengujian sifat mekanis tanah.

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-01	06,00-06,50	-	-	0.139	22.64	-
	12,00-12,50	-	-	0.185	23.90	-
	18,00-18,50	-	-	0.122	23.90	-
	24,00-24,50	0.281	7.46	-	-	0.71

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-02	06,00-06,50	0.249	7.91	-	-	0.286
	12,00-12,50	-	-	0.194	21.33	-
	18,00-18,50	-	-	0.092	28.43	-
	24,00-24,50	0.249	7.91	-	-	0.283

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA
Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-02	06,00-06,50	1.339	2.354	50.36	47.86	40.02	7.84
	12,00-12,50	0.682	2.201	75.37	-	-	-
	18,00-18,50	1.466	2.718	18.59	-	-	-
	24,00-24,50	1.449	2.278	37.63	43.77	32.73	11.05

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-03	06,00-06,50	1.706	2.768	44.60	63.90	62.48	1.42
	12,00-12,50	0.971	2.028	81.46	51.35	49.99	1.37
	18,00-18,50	1.399	2.005	12.98	-	-	-
	24,00-24,50	0.726	2.345	61.90	-	-	-

Bor	Kedalaman (m)	Unit weight	Gs	wc %	LL %	PL %	PI %
B-04	06,00-06,50	1.262	2.142	51.77	39.06	36.06	3.00
	12,00-12,50	1.450	2.649	37.61	-	-	-
	18,00-18,50	1.067	2.649	33.81	-	-	-
	24,00-24,50	1.076	2.307	56.69	-	-	-

Tabel 4. Ringkasan hasil-hasil pengujian sifat mekanis tanah.

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-01	06,00-06,50	-	-	0.139	22.64	-
	12,00-12,50	-	-	0.185	23.90	-
	18,00-18,50	-	-	0.122	23.90	-
	24,00-24,50	0.281	7.46	-	-	0.71

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-02	06,00-06,50	0.249	7.91	-	-	0.286
	12,00-12,50	-	-	0.194	21.33	-
	18,00-18,50	-	-	0.092	28.43	-
	24,00-24,50	0.249	7.91	-	-	0.283

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA
Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-03	06,00-06,50	0.144	9.31	-	-	0.325
	12,00-12,50	0.123	12.52	-	-	0.240
	18,00-18,50	-	-	0.223	15.51	-
	24,00-24,50	-	-	0.118	23.91	-

Bor	Kedalaman (m)	Triaxial C kg/cm ²	Triaxial Ø °	Direct shear C kg/cm ²	Direct shear Ø °	Cc
B-04	06,00-06,50	0.097	12.90	-	-	0.277
	12,00-12,50	-	-	0.097	27.38	-
	18,00-18,50	-	-	0.088	26.27	-
	24,00-24,50	-	-	0.164	23.90	-

III. KAJIAN TEKNIS

• Perencanaan Tiang Pondasi

Daya dukung maksimum sebuah tiang pondasi dihitung berdasarkan pada hasil Standard Penetration Test (SPT) dengan menggunakan metode dari Luciano Decourt (1982).

$$Q_t = Q_r + Q_s = [N_p \cdot K \cdot A_r] + \left[\left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \right]$$

Q_r = daya dukung dari unsur point bearing

Q_s = daya dukung dari unsur skin friction

N_p = harga rata-rata SPT di sekitar 4B diatas dan dibawah dasar pondasi (B = diameter tiang pondasi)

N_s = harga rata2 SPT di sepanjang tiang yang terbenam (D), dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$.

A_p = luas penampang dasar tiang (m²)

A_s = luas selimut tiang = $\pi \cdot B \cdot D$ (m²)

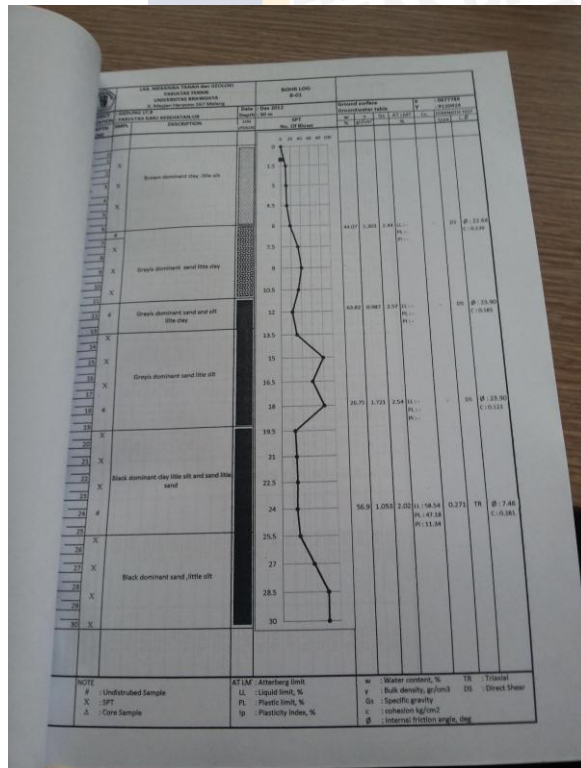
K = koefisien karakteristik tanah :

12 t/m², lempung

20 t/m², lanau berlempung

25 t/m², lanau berpasir

40 t/m², pasir



Daya Dukung Tiang Pancang Terhadap SPT (QL, ton)

Diameter : 0,400 m

Depth(m)	Elevation(mLWS)	ujung										geser		B1	
		N	N'	Np'	K	Ap	Qp	Ns1	Ns	qs	As	Qs	QL (ton)	Qall (ton)	
1.50	-1.500	10	12.5	12.8	20	0.12560	32.0	10.0	10.0	4.3	1.88	8.2	40.2	13.4	
3.00	-3.000	11	13	13.0	20	0.12560	32.7	11.0	10.5	4.5	3.77	17.0	49.6	16.5	
4.50	-4.500	12	13.5	14.5	30	0.12560	54.6	12.0	11.0	4.7	5.65	25.4	81.0	27.0	
6.00	-6.000	19	17	18.3	30	0.12560	69.1	19.0	13.0	5.3	7.54	40.2	109.3	36.4	
7.50	-7.500	34	24.5	23.2	30	0.12560	87.3	34.0	17.2	6.7	9.42	63.5	150.8	50.3	
9.00	-9.000	41	28	25.7	30	0.12560	96.7	41.0	21.2	8.1	11.31	91.1	187.8	62.6	
10.50	-10.500	34	24.5	24.0	20	0.12560	60.3	34.0	23.0	8.7	13.19	114.4	174.6	58.2	
12.00	-12.000	24	19.5	22.2	20	0.12560	55.7	24.0	23.1	8.7	15.08	131.3	187.0	62.3	
13.50	-13.500	30	22.5	29.8	20	0.12560	74.9	30.0	23.9	9.0	16.96	152.1	227.0	75.7	
15.00	-15.000	80	47.5	35.7	30	0.12560	134.4	50.0	26.5	9.8	18.85	185.4	319.7	106.6	
16.50	-16.500	59	37	44.0	30	0.12560	165.8	50.0	28.6	10.5	20.73	218.7	384.4	128.1	
18.00	-18.000	80	47.5	34.8	30	0.12560	131.3	50.0	30.4	11.1	22.62	252.0	383.2	127.7	
19.50	-19.500	25	20	29.5	20	0.12560	74.1	25.0	30.0	11.0	24.50	269.5	343.7	114.6	
21.00	-21.000	27	21	20.8	20	0.12560	52.3	27.0	29.8	10.9	26.39	288.4	340.7	113.6	
22.50	-22.500	28	21.5	21.2	20	0.12560	53.2	28.0	29.7	10.9	28.27	307.9	361.0	120.3	
24.00	-24.000	27	21	21.8	20	0.12560	54.8	27.0	29.5	10.8	30.16	326.7	381.6	127.2	
25.50	-25.500	31	23	26.5	20	0.12560	66.6	31.0	29.6	10.9	32.04	348.1	414.7	138.2	
27.00	-27.000	56	35.5	35.3	20	0.12560	88.8	50.0	30.7	11.2	33.93	361.4	470.1	156.7	
28.50	-28.500	80	47.5	43.5	30	0.12560	163.9	50.0	31.7	11.6	35.81	414.7	578.6	192.9	
30.00	-30.000	80	47.5	47.5	30	0.12560	179.0	50.0	32.7	11.9	37.70	448.0	627.0	209.0	

Diameter : 0.500 m

Depth(m)	Elevation(mLWS)	N	N'	Np'	K	Ap	Qp	Ns'	Ns	qs	As	Qs	Qs (ton)	Qs (ton)
1.50	-1.500	10	12.5	12.8	20	0.19625	50.0	10.0	10.0	4.3	2.36	10.2	60.3	28.1
3.00	-3.000	11	13	13.0	20	0.19625	51.0	11.0	10.5	4.5	4.71	21.2	72.2	34.1
4.50	-4.500	12	13.5	14.5	30	0.19625	85.4	12.0	11.0	4.7	7.07	33.0	118.4	54.5
6.00	-6.000	19	17	18.3	30	0.19625	107.6	16.0	13.0	5.3	9.42	50.3	158.2	82.7
7.50	-7.500	34	24.5	23.2	30	0.19625	136.4	34.0	17.2	6.7	11.78	79.3	215.7	71.8
9.00	-9.000	41	28	25.7	30	0.19625	151.1	41.0	21.2	8.1	14.14	113.9	265.0	88.3
10.50	-10.500	34	24.5	24.0	20	0.19625	94.2	34.0	23.0	8.7	16.49	142.9	337.1	79.8
12.00	-12.000	24	19.5	22.2	20	0.19625	87.0	24.0	23.1	8.7	16.86	154.1	351.2	83.7
13.50	-13.500	30	22.5	29.8	20	0.19625	117.1	30.0	23.9	9.0	21.21	190.1	307.2	102.4
15.00	-15.000	80	47.5	35.7	30	0.19625	210.0	50.0	28.5	9.8	23.96	331.7	441.7	147.2
16.50	-16.500	59	37	44.0	30	0.19625	258.1	50.0	28.6	10.5	25.82	370.3	520.4	177.3
18.00	-18.000	80	47.5	34.8	30	0.19625	205.1	50.0	30.4	11.1	26.37	374.5	538.3	188.8
19.50	-19.500	25	20	29.5	20	0.19625	115.8	25.0	30.0	11.0	30.63	336.9	452.7	158.9
21.00	-21.000	27	21	20.8	20	0.19625	81.8	27.0	29.8	10.9	32.89	380.5	487.9	164.7
22.50	-22.500	28	21.5	21.2	20	0.19625	83.1	28.0	29.7	10.9	33.34	384.8	494.1	169.7
24.00	-24.000	27	21	21.8	20	0.19625	85.7	27.0	29.5	10.8	37.70	408.4	538.1	175.7
25.50	-25.500	31	23	26.5	20	0.19625	104.0	31.0	29.6	10.9	40.06	435.1	581.4	205.1
27.00	-27.000	56	35.5	35.3	20	0.19625	138.7	50.0	30.7	11.2	42.41	476.7	615.4	258.2
28.50	-28.500	80	47.5	43.5	30	0.19625	256.1	50.0	31.7	11.6	44.77	518.4	774.5	279.8
30.00	-30.000	80	47.5	47.5	30	0.19625	279.7	50.0	32.7	11.9	47.12	560.0	839.6	279.8

Depth(m)	Elevation(mLWS)	N	N'	Np'	K	Ap	Qp	Ns'	Ns	qs	As	Qs	Qs (ton)	Qs (ton)
1.50	-1.500	10	12.5	12.8	20	0.19625	50.0	10.0	10.0	4.3	2.36	10.2	60.3	28.1
3.00	-3.000	11	13	13.0	20	0.19625	51.0	11.0	10.5	4.5	4.71	21.2	72.2	34.1
4.50	-4.500	12	13.5	14.5	30	0.19625	85.4	12.0	11.0	4.7	7.07	33.0	118.4	54.5
6.00	-6.000	19	17	18.3	30	0.19625	107.6	16.0	13.0	5.3	9.42	50.3	158.2	82.7
7.50	-7.500	34	24.5	23.2	30	0.19625	136.4	34.0	17.2	6.7	11.78	79.3	215.7	71.8
9.00	-9.000	41	28	25.7	30	0.19625	151.1	41.0	21.2	8.1	14.14	113.9	265.0	88.3
10.50	-10.500	34	24.5	24.0	20	0.19625	94.2	34.0	23.0	8.7	16.49	142.9	337.1	79.8
12.00	-12.000	24	19.5	22.2	20	0.19625	87.0	24.0	23.1	8.7	16.86	154.1	351.2	83.7
13.50	-13.500	30	22.5	29.8	20	0.19625	117.1	30.0	23.9	9.0	21.21	190.1	307.2	102.4
15.00	-15.000	80	47.5	35.7	30	0.19625	210.0	50.0	28.5	9.8	23.96	331.7	441.7	147.2
16.50	-16.500	59	37	44.0	30	0.19625	258.1	50.0	28.6	10.5	25.82	370.3	520.4	177.3
18.00	-18.000	80	47.5	34.8	30	0.19625	205.1	50.0	30.4	11.1	26.37	374.5	538.3	188.8
19.50	-19.500	25	20	29.5	20	0.19625	115.8	25.0	30.0	11.0	30.63	336.9	452.7	158.9
21.00	-21.000	27	21	20.8	20	0.19625	81.8	27.0	29.8	10.9	32.89	380.5	487.9	164.7
22.50	-22.500	28	21.5	21.2	20	0.19625	83.1	28.0	29.7	10.9	33.34	384.8	494.1	169.7
24.00	-24.000	27	21	21.8	20	0.19625	85.7	27.0	29.5	10.8	37.70	408.4	538.1	175.7
25.50	-25.500	31	23	26.5	20	0.19625	104.0	31.0	29.6	10.9	40.06	435.1	581.4	205.1
27.00	-27.000	56	35.5	35.3	20	0.19625	138.7	50.0	30.7	11.2	42.41	476.7	615.4	258.2
28.50	-28.500	80	47.5	43.5	30	0.19625	256.1	50.0	31.7	11.6	44.77	518.4	774.5	279.8
30.00	-30.000	80	47.5	47.5	30	0.19625	279.7	50.0	32.7	11.9	47.12	560.0	839.6	279.8



Diameter : 0.600 m

Depth(m)	Elevation(mLWS)	N	N'	Np'	K	Ap	Qp	Ns1	Ns	qs	As	Qs	Q _L (ton)	Q _{all} (ton)
1.50	-1.500	10	12.5	12.8	20	0.28260	72.1	10.0	31.6	11.5	2.83	32.6	104.9	34.9
3.00	-3.000	11	13	13.0	20	0.28260	73.5	11.0	30.6	11.2	5.65	63.4	136.9	45.6
4.50	-4.500	12	13.5	14.5	30	0.28260	122.9	12.0	29.8	10.9	8.48	92.8	215.7	71.9
6.00	-6.000	19	17	18.3	30	0.28260	155.4	19.0	29.4	10.8	11.31	122.1	277.5	92.5
7.50	-7.500	34	24.5	23.2	30	0.28260	196.4	34.0	29.6	10.9	14.14	153.4	348.3	116.8
9.00	-9.000	41	28	25.7	30	0.28260	217.6	41.0	30.0	11.0	16.96	198.6	404.2	134.7
10.50	-10.500	34	24.5	24.0	20	0.28260	136.6	34.0	30.1	11.0	19.79	218.7	384.3	118.1
12.00	-12.000	24	19.5	22.2	20	0.28260	125.3	24.0	29.9	11.0	22.92	248.3	373.6	104.5
13.50	-13.500	30	22.5	29.8	20	0.28260	168.6	30.0	29.9	11.0	25.45	279.3	447.9	148.3
15.00	-15.000	80	47.5	36.7	30	0.28260	302.4	50.0	30.6	11.2	28.27	316.7	615.1	206.4
16.50	-16.500	59	37	44.0	30	0.28260	373.0	50.0	31.2	11.4	31.10	354.3	727.9	242.6
18.00	-18.000	80	47.5	34.8	30	0.28260	295.3	50.0	31.8	11.6	33.93	393.7	689.0	226.7
19.50	-19.500	25	20	29.5	20	0.28260	166.7	25.0	31.6	11.5	36.76	424.0	590.7	196.9
21.00	-21.000	27	21	20.8	20	0.28260	117.8	27.0	31.5	11.5	39.59	454.3	572.8	190.3
22.50	-22.500	28	21.5	21.2	20	0.28260	119.6	28.0	31.4	11.5	42.41	485.3	605.5	201.3
24.00	-24.000	27	21	21.8	20	0.28260	123.4	27.0	31.3	11.4	45.24	516.3	638.3	212.3
25.50	-25.500	31	23	26.5	20	0.28260	149.8	31.0	31.2	11.4	48.07	546.9	668.4	222.9
27.00	-27.000	56	36.5	35.3	20	0.28260	196.7	50.0	31.7	11.6	50.89	598.3	798.0	263.0
28.50	-28.500	80	47.5	43.5	30	0.28260	306.8	50.0	32.2	11.7	53.72	630.4	898.2	303.1
30.00	-30.000	80	47.5	47.5	30	0.28260	402.7	50.0	32.7	11.8	56.55	672.0	1074.7	366.2

