ANALISIS STATIK NON-LINIER *PUSHOVER* PADA OPTIMASI DESAIN GEDUNG PENDIDIKAN BERSAMA FKUB DENGAN VARIASI KONFIGURASI DINDING GESER

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

MARSA ACHADIAN TYARPRATAMA
NIM. 135060107111002

UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2017

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS STATIK NON-LINIER *PUSHOVER* PADA OPTIMASI DESAIN GEDUNG PENDIDIKAN BERSAMA FKUB DENGAN VARIASI KONFIGURASI DINDING GESER

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

MARSA ACHADIAN TYARPRATAMA

NIM. 135060107111002

Skripsi ini telah disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 29 Mei 2017

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Ari Wibowo, S.T., M.T., Ph.D.	Dr.Eng. Desy S., S.T., M.T., M.Sc..
NIP. 19740619 200012 1 002	NIP. 201102 841203 2 001

Mengetahui
Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil

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

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

HALAMAN IDENTITAS TIM PENGUJI SKRIPSI

JUDUL SKRIPSI :

Analisis Statik Non-Linier *Pushover* pada Optimasi Desain Gedung Pendidikan Bersama FKUB dengan Variasi Konfigurasi Dinding Geser

Nama Mahasiswa : Marsa Achadian Tyarpratama

NIM : 135060107111002

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Struktur

Tim Dosen Penguji :

Dosen Penguji 1 : Dr.Eng. Ming Narto Wijaya, S.T., M.T., M.Sc.

Dosen Penguji 2 : Ari Wibowo, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Penguji 3 : Dr.Eng. Desy Setyowulan, S.T., M.T., M.Sc.

Tanggal Ujian : 25 April 2017

SK Penguji : 480/UN10.F07/SK/2017

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

RIWAYAT HIDUP

Marsa Achadian Tyarpratama merupakan putra pertama dari pasangan bapak Ari Kushartanto dan ibu Betty Zubaida yang lahir di Surabaya pada tanggal 9 Juli 1995. Mulai menempuh pendidikan sekolah dasar di SD Al-Hikmah Surabaya pada tahun 2001 dan lulus pada tahun 2007. Pada tahun yang sama melanjutkan pendidikan di SMP Negeri 1 Surabaya, dan lulus pada tahun 2010. Kemudian melanjutkan pendidikan tingkat akhir di SMA Negeri 5 Surabaya dan lulus pada tahun 2013. Selama menempuh jenjang SMA, aktif berorganisasi dan berkontribusi dalam kegiatan ekstrakulikuler Paduan Suara Gita Smala hingga berhasil menjadi *Winner of Youth Choir Category* pada kompetisi internasional bertajuk 26th *Praga Cantat* 2012 *International Choir Competition and Festival* di Praha, Republik Ceko.

Pada tahun 2013 mulai mengenyam bangku perkuliahan sarjana (S1) teknik sipil di Universitas Brawijaya, Malang. Selama masa kuliah, aktif dalam beberapa kegiatan akademik maupun non akademik. Salah satunya dalam bidang non akademik pada tahun 2015, bersama *Brawijaya University Student Choir* berhasil menjadi *Winner of Adults Choir Category – Free Songs* pada 2nd ITB *International Choir Competition* 2015. Selain itu juga aktif dalam kepengurusan Himpunan Mahasiswa Sipil FTUB (HMS FTUB) selama dua tahun berturut-turut. Kemudian dalam bidang akademik pada tahun 2016 menjadi Asisten Laboratorium Mekanika Tanah dan Geologi Teknik Sipil FTUB sampai dinyatakan lulus pada tahun 2017.

Depok, 1 Mei 2017

Penulis

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).

Depok, 1 Mei 2017
Mahasiswa,

Marsa Achadian Tyarpratama
135060107111002

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Teriring Ucapan Terima Kasih kepada :

Mama dan Papa tercinta,

atas segala do’a dan bimbingan yang tiada henti untuk penulis.

PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan kasih dan sayang-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi dengan judul **"Analisis Statik Non-Linier *Pushover* pada Optimasi Desain Gedung Pendidikan Bersama FKUB dengan Variasi Konfigurasi Dinding Geser"**. Maksud dari penyusunan skripsi ini adalah untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik dari Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.

Dalam penyusunan skripsi ini, banyak pihak yang sangat membantu penulis dalam berbagai hal. Oleh karena itu, penulis menyampaikan rasa terima kasih sedalam-dalamnya kepada :

1. Ibu Betty Zubaida, Bapak Ari Kushartanto, Darin Dinda Raihana, Raditya Haritsah A. dan seluruh keluarga besar tercinta yang selalu menjadi semangat saya untuk menyelesaikan skripsi ini sebelum waktunya
2. Bapak Ari Wibowo, S.T., M.T., Ph.D selaku Dosen Pembimbing I
3. Ibu Dr.Eng. Desy Setyowulan, S.T., M.T., M.Sc. selaku Dosen Pembimbing II
4. Bapak Dr.Eng. Ming Narto Wijaya, S.T., M.T., M.Sc. atas bimbingannya dalam menggunakan program SAP2000
5. Bapak Ir. Sugeng P. Budio, M.S. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTUB
6. Bapak Dr.Eng. Indradi W., S.T., M.Eng.(Prac) selaku KPS S1 Teknik Sipil FTUB
7. Bapak Prof. Ir. Harnen Sulistio, M.Sc., Ph.D. selaku Dosen Penasehat Akademik
8. Bapak Lulut Endi S., S.E., M.AB. selaku Kasubbag Umum dan Perlengkapan FKUB
9. Segenap dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTUB
10. I Made Surya W. P. selaku rekan seperjuangan dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
11. Rizky Andhika K., M. Radja Nur Rizqi, Kartika Candra S., Natalia Vin K., Christiovalni N., Ismiralda Citra R., Devina Nadia A., Afria Nurizky M., Afifah Ramadhani atas dukungan dan semangat yang diberikan selama satu tahun terakhir.
12. Zhazha Carissa P., M. Rizky Langgeng P., Agasa Putra H. atas dukungan, semangat, dan kebahagiaan yang diberikan selama ini.
13. Keluarga besar Laboratorium Mekanika Tanah & Geologi Teknik Sipil FTUB, Pak Ketut, Mbak Indah, Mbak Azmi, Mbak Meisy, dan seluruh asisten angkatan 2012,

2013 maupun 2014 yang tidak bisa saya sebutkan satu per satu atas dukungan yang diberikan sejak awal bergabung.

14. Indira Thenisia L. F., Retno Iswandari, M. Arif Rachman selaku rekan Kuliah Kerja Nyata-Praktik (KKN-P)
15. Nadia Izmi Carissa I. selaku rekan dalam menyelesaikan tugas Studio Perancangan I
16. Teman-teman Teknik Sipil UB 2013 yang tidak bisa saya sebutkan satu per satu atas dukungan, bantuan, dan masukan selama masa studi saya di kampus ini
17. Teman-teman BUSC 2013 yang juga tidak bisa saya sebutkan satu per satu atas hiburan, kebahagiaan selama saya aktif di UAPSM UB
18. 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, 17 April 2017

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman

PENGANTAR…… i
DAFTAR ISI…… iii
DAFTAR TABEL…… ix
DAFTAR GAMBAR…… xiii
DAFTAR LAMPIRAN…… xvii
RINGKASAN…… xix
BAB I PENDAHULUAN…… 1
1.1Latar Belakang…… 1
1.2Identifikasi Masalah…… 2
1.3Rumusan Masalah…… 2
1.4Pembatasan Masalah…… 2
1.5Tujuan Penelitian…… 3
1.6Manfaat Penelitian…… 3
BAB II TINJUAN PUSTAKA…… 5
2.1 Gempa Bumi…… 5
2.2 Konfigurasi Bangunan Tahan Gempa…… 6
2.3 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja…… 9
2.3.1 Tingkat Kinerja Menurut ATC 40…… 10
2.3.1.1SP-1, *Immedite Occupancy*…… 10
2.3.1.2SP-2, *Damage Control*…… 11
2.3.1.3SP-3, *Life Safety*…… 11
2.3.1.4SP-4, *Limited Safety*…… 11
2.3.1.5 SP-5, *Collapse Prevention*…… 12
2.3.1.6 SP-6, *Not Considered*…… 12
2.3.2 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Layan…… 13
2.3.3 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Ultimit…… 13
2.4 Analisis Statik Non-Linier *Pushover* (ATC 40)…… 14
2.4.1 Prosedur dalam Menentukan *Capacity*…… 16
2.4.2 Prosedur dalam Menentukan *Demand*…… 16
2.4.2.1 Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A…… 17
2.4.2.2 Metode Spektrum Kapasitas Prosedur B…… 22
2.4.3 Prosedur dalam Menentukan Titik Kinerja (*Performance Point*)…… 25
2.4.3.1 Prosedur A…… 25
2.4.3.2 Prosedur B…… 25
2.5 Persyaratan Gempa Rencana (SNI 1726: 2012)…… 26
2.5.1 Parameter Percepatan Gempa Terpetakan…… 26
2.5.2 Klasifikasi Situs…… 27

2.5.3 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spectral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)……. 29
2.5.4 Parameter Percepatan Spektrum Rencana…… 29
2.5.4 Spektrum Respons Rencana…….. 29
2.6 Perkuatan Struktur..……. 30
2.6.1 Dinding Geser……... 31
2.6.1.1 Perencanaan Dimensi…… 31
2.6.1.2 Penulangan Geser…… 32
2.6.1.3 Penulangan Lentur dan Aksial pada Komponen Batas…… 33
2.7 Daktilitas Struktur..……. 34
2.7.1 Daktilitas Rotasi…… 34
2.7.2 Daktilitas Kurvatur…… 34
2.7.3 Daktilitas Perpindahan…….. 35
2.7.4 Penentuan Deformasi Leleh…….. 35
2.7.5 Penentuan Deformasi Ultimit……... 36
2.8 Mekanisme Keruntuhan..…… 36
2.8.1 *Beam Sidesway Mechanism*…….. 36
2.8.2 *Column Sidesway Mechanism*……... 37
BAB III METODE PENELITIAN……. 39
3.1 Desain Pendahuluan…… 39
3.2 Variasi Parameter…… 41
3.3 Pembebanan…… 52
3.4 Pemodelan Struktur dengan SAP2000 18……... 53
3.4.1 Pemodelan Elemen Struktur…….. 53
3.4.1.1 Pemodelan Penampang Balok dan Kolom……... 53
3.4.1.2 Pemodelan Penampang Dinding Geser…… 54
3.4.1.3 Pemodelan Pelat Lantai…… 54
3.4.1.4 Pemodelan Tumpuan…… 55
3.4.2 Desain dan Detail Elemen Struktur…….. 55
3.4.2.1 Desain dan Detail Penampang Kolom…….. 56
3.4.2.2 Desain dan Detail Penampang Balok……... 57
3.4.2.3 Desain dan Detail Penampang Dinding Geser…… 58
3.4.3 Pemodelan Struktur……... 58
3.5 Analisis Statik Non-Linier *Pushover*…….. 63
3.5.1 Input Analisis Pushover…… 63
3.6 Diagram Alir Penelitian…….. 64
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN……... 65
4.1 Perbandingan Berat Struktur……... 65
4.1.1 Berat Struktur…… 65
4.1.2 Perbandingan Berat Struktur…… 69
4.2 Karakteristik Dinamika Struktur……. 70
4.2.1 Mode Shape…….. 70

4.2.2 Perbandingan Periode Getar Alami dan Frekuensi Natural Struktur… 73
4.3 Kurva Kapasitas…….. 76
4.3.1 Kurva Kapasitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)…… 76
4.3.2 Kurva Kapasitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)……... 77
4.3.3 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)…. 78
4.3.4 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)……... 79
4.3.5 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB) …….. 80
4.3.6 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC) …….. 81
4.3.7 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD) …….. 82
4.3.8 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE) …….. 83
4.3.9 Perbandingan Kapasitas Struktur……... 84
4.4 Spektrum Respon Rencana menurut SNI 1726:2012……. 85
4.4.1 Parameter Percepatan Gempa Terpetakan…… 85
4.4.2 Klasifikasi Situs…… 85
4.4.3 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)…… 90
4.4.4 Parameter Percepatan Spektrum Rencana…… 91
4.4.5 Spektrum Respons Rencana…….. 91
4.4.6 Spektrum Respons Elastis Teredam 5%……... 92
4.5 Analisis Statik Non-Linier Pushover dengan Prosedur A Metode Spektrum Kapasitas ATC-40……..... 94
4.5.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)…….. 94
4.5.2 Titik Kinerja Struktur Asli tanpa Dilatasi Struktur (OND)…….. 98
4.5.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif tanpa Dinding Geser (NSW) ……... 103
4.5.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)……... 107
4.5.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)……... 112
4.5.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)……... 116
4.5.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)……... 121
4.5.8 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)……... 125
4.5.9 Perbandingan Titik Kinerja……... 130
4.6 Analisis Statik Non-Linier Pushover dengan Prosedur B Metode Spektrum

Kapasitas ATC-40…….. 131
4.6.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)…….. 132
4.6.2 Titik Kinerja Struktur Asli tanpa Dilatasi Struktur (OND)…… 133
4.6.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif tanpa Dinding Geser (NSW)……... 134
4.6.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)……... 135
4.6.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)……... 136
4.6.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)……... 137
4.6.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)……... 138
4.6.8 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)……... 139
4.6.9 Perbandingan Titik Kinerja……... 139
4.7 Penentuan Tingkat Kinerja Struktur……... 141
4.7.1 Tingkat Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)…….. 141
4.7.2 Tingkat Kinerja Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)……... 143
4.7.3 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)….. 145
4.7.4 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)……... 147
4.7.5 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)……... 149
4.7.6 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)……... 150
4.7.7 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)……... 152
4.7.8 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)……... 154
4.7.9 Perbandingan Tingkat Kinerja Struktur…… 156
4.8 Perbandingan Hasil Prosedur A dan B…… 156
4.9 Daktilitas Struktur……... 157
4.9.1 Daktilitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)…… 157
4.9.2 Daktilitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)…….. 158
4.9.3 Daktilitas Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)…… 159
4.9.4 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA).. 160
4.9.5 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)... 161
4.9.6 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)... 162
4.9.7 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD).. 163
4.9.8 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)... 164
4.9.9 Perbandingan Daktilitas Struktur…….. 164
167

BABV PENUTUP…….
5.1Kesimpulan…….. 167
5.2 Saran……... 168
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Nilai faktor modifikasi *viscous damping* ekuivalen, K ……..	21
Tabel 2.2	Nilai minimum S_{RA} dan S_{RV} ……..	21
Tabel 2.3	Tipe-tipe perilaku struktural ……..	22
Tabel 2.4	Faktor reduksi spektrum respons ……...	23
Tabel 2.5	Klasifikasi situs ……..	25
Tabel 2.6	Koefisien situs, Fa …….	28
Tabel 2.7	Koefisien situs, Fv …….	28
Tabel 3.1	Mutu bahan ……...	39
Tabel 3.2	Rencana variasi dinding geser ……...	41
Tabel 3.3	Berat dinding tiap tingkat ……..	52
Tabel 3.4	Detail penampang kolom ……...	56
Tabel 3.5	Detail penampang balok ……	57
Tabel 3.6	Detail penampang dinding geser ……	58
Tabel 4.1	Berat struktur asli dengan dilatasi (OD) ……	65
Tabel 4.2	Berat struktur asli tanpa dilatasi (OND) ……	66
Tabel 4.3	Berat struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) ……	66
Tabel 4.4	Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) ……...	67
Tabel 4.5	Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) ……...	67
Tabel 4.6	Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) ……...	68
Tabel 4.7	Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) ……...	68
Tabel 4.8	Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) ……...	69
Tabel 4.9	Perbandingan berat struktur ……...	69
Tabel 4.10	Perbandingan periode getar alami struktur ……	73
Tabel 4.11	Perbandingan frekuensi natural struktur ……	74
Tabel 4.12	Kurva kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD) ……...	76
Tabel 4.13	Kurva kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND) ……...	77
Tabel 4.14	Kurva kapasitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) ……	78
Tabel 4.15	Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) ..	79
Tabel 4.16	Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) ..	80
Tabel 4.17	Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) ..	81
Tabel 4.18	Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) ..	82
Tabel 4.19	Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) ...	83
Tabel 4.20	Perhitungan untuk klasifikasi situs titik bor B-1 ……...	86
Tabel 4.21	Perhitungan untuk klasifikasi situs titik bor B-2 ……...	87
Tabel 4.22	Perhitungan untuk klasifikasi situs titik bor B-3 ……...	88
Tabel 4.23	Perhitungan untuk klasifikasi situs titik bor B-4 ……...	89
Tabel 4.24	Rekapitulasi penentuan klasifikasi situs ……	90
Tabel 4.25	Spektrum respons rencana untuk tanah sedang (S_D) ……	92
Tabel 4.26	Spektrum respons elastis teredam 5% untuk tanah sedang (S_D) ……	93
Tabel 4.27	Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur OD ……	94

Tabel 4.28 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur OD ……... 94
Tabel 4.29 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur OND ……. 98
Tabel 4.30 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur OND …… 99
Tabel 4.31 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur NSW ……. 103
Tabel 4.32 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur NSW …… 103
Tabel 4.33 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur SWA ……. 107
Tabel 4.34 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWA …… 108
Tabel 4.35 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur SWB ……. 112
Tabel 4.36 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWB …… 112
Tabel 4.37 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur SWC ……. 116
Tabel 4.38 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWC …… 117
Tabel 4.39 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur SWD ……. 121
Tabel 4.40 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWD …… 121
Tabel 4.41 Parameter spektrum kapasitas tipe struktur tipe struktur SWE ……. 125
Tabel 4.42 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWE …… 126
Tabel 4.43 Perbandingan titik kinerja prosedur A ……... 131
Tabel 4.44 Perbandingan titik kinerja prosedur B ……... 140
Tabel 4.45 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe OD …… 141
Tabel 4.46 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe OD …… 142
Tabel 4.47 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe OD ……... 142
Tabel 4.48 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe OND ……. 143
Tabel 4.49 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe OND ……. 143
Tabel 4.50 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe OND …… 144
Tabel 4.51 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe NSW ……. 145
Tabel 4.52 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe NSW ……. 146
Tabel 4.53 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe NSW …… 146
Tabel 4.54 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWA ……. 147
Tabel 4.55 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWA ……. 147
Tabel 4.56 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWA …… 148
Tabel 4.57 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWB ……. 149
Tabel 4.58 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWB ……. 149
Tabel 4.59 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWB …… 150
Tabel 4.60 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWC ……. 151
Tabel 4.61 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWC ……. 151
Tabel 4.62 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWC …… 152
Tabel 4.63 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWD ……. 152
Tabel 4.64 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWD ……. 153
Tabel 4.65 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWD …… 154
Tabel 4.66 Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWE ……. 154
Tabel 4.67 Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWE ……. 155
Tabel 4.68 Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWE …… 155
Tabel 4.69 Perbandingan akhir analisis statik non-linier *pushover* untuk seluruh variasi ……. 156
Tabel 4.70 Perhitungan daktilitas struktur asli dengan dilatasi (OD) …….. 157

Tabel 4.71 Perhitungan daktilitas struktur asli tanpa dilatasi (OND) …….. 158
Tabel 4.72 Perhitungan daktilitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …... 159
Tabel 4.73 Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …… 160
Tabel 4.74 Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …… 161
Tabel 4.75 Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …… 162
Tabel 4.76 Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …… 163
Tabel 4.77 Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …… 164
Tabel 4.78 Tabel perbandingan daktilitas struktur …….. 165

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Bentuk struktur bangunan tidak beraturan ……...	6
Gambar 2.2	Keruntuhan pada struktur bangunan tidak beraturan ……...	7
Gambar 2.3	Dilatasi pada struktur bangunan tidak beraturan ……..	7
Gambar 2.4	Dilatasi pada struktur bangunan memanjang ……...	8
Gambar 2.5	Kekakuan torsi pada struktur bangunan ……...	8
Gambar 2.6	Kurva *demand* dan *capacity* …….	10
Gambar 2.7	Prosedur analisis *pushover* ……...	15
Gambar 2.8	Contoh faktor partisipasi massa dan koefisien modal massa ……...	18
Gambar 2.9	Perkiraan *equal displacement* ……...	19
Gambar 2.10	Representasi bilinier pada metode spektrum kapasitas ……	19
Gambar 2.11	*Damping* untuk reduksi spektral ……..	20
Gambar 2.12	Energi yang dipancarkan oleh *damping* ……...	20
Gambar 2.13	Kelompok respon spektrum …….	22
Gambar 2.14	Kelompok respon spektrum dan spektrum kapasitas ……...	23
Gambar 2.15	Representasi bilinier …….	24
Gambar 2.16	Plot nilai d_{pi} dan b_{eff} ……..	24
Gambar 2.17	Titik kinerja (*performance point*) …….	25
Gambar 2.18	Spektrum kapasitas tipikal untuk penentuan tingkat kinerja ……	26
Gambar 2.19	S_S, Gempa maksimum yang dipertimbangan risiko-tertarget (MCE_R)	26
Gambar 2.20	S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangan risiko-tertarget (MCE_R)	27
Gambar 2.21	Spektrum respons rencana …….	30
Gambar 2.22	Perbandingan efektifitas perkuatan struktur …….	30
Gambar 2.23	Penulangan dinding geser …….	31
Gambar 2.24	Definisi alternatif untuk deformasi leleh ……..	35
Gambar 2.25	Definisi alternatif untuk deformasi ultimit ……...	36
Gambar 2.26	*Beam sidesway mechanism* …….	37
Gambar 2.27	*Column sidesway mechanism* …….	38
Gambar 3.1	Denah tipikal struktur ……...	40
Gambar 3.2	Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-A ……	42
Gambar 3.3	Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-B ……	43
Gambar 3.4	Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-C ……	44
Gambar 3.5	Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-D ……	45
Gambar 3.6	Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-E ……	46
Gambar 3.7	Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-A ……...	47
Gambar 3.8	Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-B ……...	48
Gambar 3.9	Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-C ……...	49
Gambar 3.10	Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-D ……...	50
Gambar 3.11	Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-E ……...	51
Gambar 3.12	Pemodelan beban dinding pada struktur ……..	52
Gambar 3.13	Pemodelan penampang balok ……...	53

Gambar 3.14 Pemodelan penampang dinding geser dengan *mid-pier frame* …… 54
Gambar 3.15 Pendefinisian *joint restraints* pada elemen horisontal …… 55
Gambar 3.16 Pendefinisian *joint restraints* untuk tumpuan …… 55
Gambar 3.17 Pemodelan struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 59
Gambar 3.18 Pemodelan struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 59
Gambar 3.19 Pemodelan struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …… 60
Gambar 3.20 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) … 60
Gambar 3.21 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …. 61
Gambar 3.22 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …. 61
Gambar 3.23 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) … 62
Gambar 3.24 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …. 62
Gambar 3.25 Diagram alir penelitian …… 64
Gambar 4.1 Grafik perbandingan berat struktur …… 70
Gambar 4.2 Tipikal *mode shape* ke-1 untuk setiap tipe struktur …… 70
Gambar 4.3 Tipikal *mode shape* ke-2 untuk setiap tipe struktur …… 71
Gambar 4.4 Tipikal *mode shape* ke-3 untuk setiap tipe struktur …… 71
Gambar 4.5 Tipikal *mode shape* ke-4 untuk setiap tipe struktur …… 72
Gambar 4.6 Tipikal *mode shape* ke-5 untuk setiap tipe struktur …… 72
Gambar 4.7 Tipikal *mode shape* ke-6 untuk setiap tipe struktur …… 73
Gambar 4.8 Grafik hubungan *mode shape* dengan karakteristik dinamika struktur 74
Gambar 4.9 Ilustrasi kurva kapasitas …… 75
Gambar 4.10 Kurva kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 77
Gambar 4.11 Kurva kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 78
Gambar 4.12 Kurva kapasitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …… 79
Gambar 4.13 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …… 80
Gambar 4.14 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …… 81
Gambar 4.15 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …… 82
Gambar 4.16 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …… 83
Gambar 4.17 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …… 84
Gambar 4.18 Perbandingan kurva kapasitas …… 85
Gambar 4.19 Spektrum respons rencana untuk tanah sedang (S_D) …… 92
Gambar 4.20 Spektrum respons elastis teredam 5% untuk tanah sedang (S_D) …… 93
Gambar 4.21 Spektrum kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 95
Gambar 4.22 Spektrum gabungan struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 96
Gambar 4.23 Titik kinerja struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 98
Gambar 4.24 Spektrum kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 100
Gambar 4.25 Spektrum gabungan struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 100
Gambar 4.26 Titik kinerja struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 102
Gambar 4.27 Spektrum kapasitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …. 104

Gambar 4.28 Spektrum gabungan struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) … 105
Gambar 4.29 Titik kinerja struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …… 107
Gambar 4.30 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …….. 109
Gambar 4.31 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …….. 109
Gambar 4.32 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) .. 111
Gambar 4.33 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …….. 113
Gambar 4.34 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …….. 114
Gambar 4.35 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) .. 116
Gambar 4.36 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …….. 118
Gambar 4.37 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …….. 118
Gambar 4.38 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) .. 120
Gambar 4.39 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …….. 122
Gambar 4.40 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …….. 123
Gambar 4.41 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) .. 125
Gambar 4.42 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …….. 127
Gambar 4.43 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …….. 127
Gambar 4.44 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) .. 129
Gambar 4.45 Perbandingan titik kinerja untuk prosedur A metode spektrum kapasitas ATC 40 …… 130
Gambar 4.46 Parameter penentuan titik kinerja prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 …… 131
Gambar 4.47 Titik kinerja prosedur B struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 132
Gambar 4.48 Titik kinerja prosedur B struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 133
Gambar 4.49 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …… 134
Gambar 4.50 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …… 135
Gambar 4.51 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …… 136
Gambar 4.52 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …… 137
Gambar 4.53 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …… 138
Gambar 4.54 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser

tipe-E (SWE) …… 139
Gambar 4.55 Perbandingan titik kinerja untuk prosedur B metode spektrum kapasitas ATC 40 …… 140
Gambar 4.56 Sendi plastis pada step 2 struktur tipe OND …… 145
Gambar 4.57 Daktilitas struktur asli dengan dilatasi (OD) …… 157
Gambar 4.58 Daktilitas struktur asli tanpa dilatasi (OND) …… 158
Gambar 4.59 Daktilitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …… 159
Gambar 4.60 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) …... 160
Gambar 4.61 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) …... 161
Gambar 4.62 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) …... 162
Gambar 4.63 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) …... 163
Gambar 4.64 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) …... 164
Gambar 4.65 Perbandingan daktilitas struktur …… 165

DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul	Halaman
Lampiran 1	Pemodelan elemen struktur & analisis statik non-linier *pushover* dengan SAP2000 18 ……	171
Lampiran 2	Perhitungan berat struktur asli dengan dilatasi (OD) ……	184
Lampiran 3	Perhitungan berat struktur asli tanpa dilatasi (OND) ……	195
Lampiran 4	Perhitungan berat struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) …..	206
Lampiran 5	Perhitungan berat struktur tipe SWA, SWB, SWC, SWD, SWE …...	217
Lampiran 6	Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama ……	220
Lampiran 7	Perencanaan dinding geser tipe SW30 ……..	224
Lampiran 8	Perencanaan dinding geser tipe SW20 ……..	226

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

RINGKASAN

Marsa Achadian Tyarpratama, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, April 2017, *Analisis Statik Non-Linier Pushover pada Optimasi Desain Gedung Pendidikan Bersama FKUB dengan Variasi Konfigurasi Dinding Geser*, Ari Wibowo dan Desy Setyowulan.

Indonesia merupakan salah satu negara yang memiliki resiko cukup tinggi terhadap gempa. Terjadinya gempa yang tidak dapat diprediksi menuntut desain bangunan tahan gempa sangat diperlukan untuk menahan getaran akibat percepatan tanah yang sewaktu-waktu bisa terjadi. Untuk mengurangi dampak kerusakan bangunan akibat gempa bumi, maka diperlukan adanya elemen penahan gempa untuk memperkuat struktur bangunan tersebut, seperti sistem dilatasi dan dinding geser. Dinding geser merupakan salah satu komponen struktur penahan beban gempa yang umum digunakan pada struktur bangunan tinggi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh dihilangkannya dilatasi pada bangunan eksisting dan penggunaan variasi konfigurasi dinding geser terhadap periode getar alami, *roof displacement* (Δ_{roof}), tingkat kinerja dan daktilitas pada struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB.

Pemodelan struktur dilakukan secara tiga dimensi dengan bantuan program SAP2000 18 menjadi 8 (delapan) variasi. Variasi tersebut antara lain; tipe OD untuk struktur asli dengan dilatasi; tipe OND untuk struktur asli tanpa dilatasi; tipe NSW untuk struktur alternatif tanpa dinding geser; tipe SWA untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 8 m; tipe SWB untuk struktur alternatif dengan dinding geser 2 x 8 m; tipe SWC untuk struktur alternatif dengan dinding geser 3 x 8 m; tipe SWD untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 4 m dan 1 x 5 m; tipe SWE untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 4 m, 1 x 5 m, 1 x 8 m. Elemen kolom, balok dan pelat dimodelkan sesuai dengan mutu bahan, dimensi dan desain penampang dari gambar perencanaan. Kemudian untuk elemen dinding geser, dimensi dan desain penampang direncanakan terlebih dahulu kemudian dimodelkan sebagai *mid-pier frame*. Sementara untuk tumpuan struktur dimodelkan sebagai jepit. Untuk mengevaluasi kinerja dari masing-masing struktur, dilakukan analisis statik non-linier *pushover* dengan 2 (dua) prosedur yang mengacu pada metode spektrum kapasitas ATC 40 dengan spektrum respons rencana mengacu pada SNI 03-1726-2012.

Hasil analisis menunjukan bahwa variasi jumlah dinding geser yang paling optimum adalah struktur alternatif dengan dinding geser 2 x 8 m (SWB). Periode getar alami pada *mode shape* ke-2 untuk struktur tipe ini menunjukkan hasil terkecil ke-2 setelah tipe SWC, yaitu 1.076 detik. Selain itu, dari *mode shape* rotasi dapat disimpulkan bahwa struktur tipe SWB mampu menahan torsi terbaik ke-2 setelah tipe SWC. Dari segi *roof displacement* (Δ_{roof}), struktur tipe SWB menempati peringkat ke-3 dengan perpindahan sebesar 0.1344 m, setelah tipe SWC dengan 0.1272 m dan SWE dengan 0.1308 m. Kemudian apabila dilihat dari tingkat kinerja, struktur tipe SWB memiliki tingkat kinerja yang sama dengan semua tipe struktur lainnya yaitu *immediate occupancy* (IO). Dari segi berat struktur, tipe SWB dengan 20,781,204 kg masih berada dibawah tipe OD dengan 20,824,567, sehingga apabila dihubungkan dengan volume pekerjaan yang dibutuhkan, struktur tipe SWB lebih ekonomis dari struktur aslinya. Kemudian dari segi daktilitas, struktur tipe SWB memiliki daktilitas paling baik diantara desain alternatif dengan dinding geser lainnya yaitu 3.6043.

Kata kunci : analisis statik non-linier *pushover*, dinding geser, tingkat kinerja, daktilitas

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Repository Universitas Brawijaya

SUMMARY

Marsa Achadian Tyarpratama, *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, April 2017, Nonlinear Static Pushover Analysis on Design Optimization of FKUB College Building using Variation of Shear Wall Configuration,* Ari Wibowo and Desy Setyowulan.

Indonesia is one of the countries that have a high risk against the earthquake. The occurrence of the earthquake is unpredictable, so earthquake resistant building design required to withstand vibration due to the ground acceleration which could occur at any time. To reduce the damage to buildings due to earthquakes, retrofit elements required to strengthen building structure, such as a dilatation and shear wall. Shear wall is one of the components of the earthquake burden bearer structure commonly used in high building structure. This research aims to know the influence of removal of dilatation on existing buildings and the variation of shear wall configuration against the vibrating natural period, roof displacement (Δ_{roof}), performance levels and structural ductility of FKUB College Building.

Modeling the structure done in three dimensions with the SAP2000 18 using 8 (eight) variations. The variations are; type OD for the original structure with dilatation; type OND for the original structure without dilatation; type NSW for the alternative structure without shear walls; type SWA for alternative structures with shear walls of 1 x 8 m; type SWB for alternative structures with shear walls of 2 x 8 m; type SWC for alternative structures with shear walls of 3 x 8 m; type SWD for alternative structures with shear walls of 1 x 4 m and 1 x 5 m; type SWE for alternative structures with shear walls of 1 x 4 m, 1 x 1, 5 m x 8 m Column, beams and plates are modelled in accordance with quality materials, dimensions and design of the cross-section from the plan drawing. Then for the shear wall elements, dimensions and design of cross-section are done first, then modelled as mid-pier frames. While for the restraint is modelled as fixed. To evaluate the performance of each structure, conducted a nonlinear static pushover analysis with 2 (two) procedure that refers to a method of spectrum capacity ATC 40 with a spectrum response plan refers to SNI 03-1726-2012.

The results of the analysis show that the most optimum alternative design is the structure with shear walls of 2 x 8 m (SWB). Natural vibration period on the 2nd mode shape for this type of structure shows the results of the second smallest after the type SWC, namely 1,076 seconds. In addition, from the rotation mode shape, it can be inferred that the SWB structure is able to withstand torque-2nd best after the type SWC. In terms of roof displacement (Δroof), the structure of the type SWB is ranked 3rd with a displacement of 0.1344 m, after the type SWC with 0.1272 m and SWE with 0.1308 m. Then when viewed from performance levels, structure type SWB has the same level of performance with any other type of structures, namely immediate occupancy (IO). In terms of the weight of the structure, the type SWB with 20,781,204 kg were still under type OD with 20,824,567, so when linked with the volume of work required, the structure type SWB is more economical than the original structure. Then in terms of the ductility, the structure of SWB has the most excellent among other alternatives design using shear walls with 3.6043.

Keywords : nonlinear static pushover analysis, shear wall, performance level, ductility

Repository Universitas Brawijaya
REPOSITORY.UB.AC.ID
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara yang memiliki resiko cukup tinggi terhadap gempa. Hal tersebut disebabkan karena Indonesia berada pada pertemuan tiga lempeng tektonik besar dunia, yaitu lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia dan lempeng Pasifik. Terjadinya gempa tidak dapat diprediksi, oleh karena itu perlu adanya tindakan preventif dengan perencanaan bangunan tahan gempa supaya dapat meminimalisir kerusakan pada struktur yang dapat menyebabkan korban jiwa.

Meningkatnya pertumbuhan penduduk, kelangkaan lahan, dan harga lahan yang terus melambung tinggi di kota-kota besar di Indonesia menuntut pemanfaatan lahan yang efisien sehingga pembangunan gedung bertingkat ikut meningkat guna dapat memenuhi kebutuhan penduduk baik untuk tempat tinggal, sarana pendidikan maupun perkantoran. Dalam perencanaan gedung bertingkat, desain tahan gempa sangat diperlukan untuk menahan getaran akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi yang sewaktu-waktu bisa terjadi.

Secara umum, sistem struktur penahan beban lateral terdiri dari sistem *moment resisting frame* (portal penahan momen), sistem *braced frame* (pengaku diagonal), sistem *shear wall* (dinding geser) dan lain-lain. Pada perencanaan bangunan gedung bertingkat di Indonesia, termasuk pada kasus ini Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya, sistem *moment resisting frame* masih digunakan.

Dengan besarnya kebutuhan lahan yang berbanding terbalik dengan ketersediaannya, struktur gedung ini di desain memanjang pada dua sisi sejajar sebesar 98.20 m mengikuti ketersediaan lahan yang tersedia. Sistem dilatasi digunakan salah satunya untuk memisahkan bangunan yang mempunyai sisi panjang, dengan tujuan untuk membagi pusat massa bangunan agar pada saat terjadi gempa, bangunan tersebut dapat stabil dan pengaruh gempa akan terdistribusi terhadap pusat massa bangunan yang lain.

Sistem dinding geser dewasa ini memiliki banyak variasi baik dari segi konfigurasi, susunan geometri, maupun materialnya. Dalam penulisan ini, dilakukan analisis perilaku sistem struktur dinding geser beton bertulang dengan 5 (lima) tipe variasi konfigurasi

dinding geser dan 3 (tiga) tipe variasi tanpa dinding geser, sehingga dapat diketahui masing-masing perilakunya. Perletakan dinding geser mengacu pada lokasi dilatasi bangunan dengan memperhatikan simetri bangunan sehingga dapat tetap mempertahankan titik pusat massa.

Struktur tersebut akan dibandingkan perilakunya melalui analisis statik non-linier *pushover* akibat beban lateral gempa dengan bantuan program SAP2000 18. Pada analisis tersebut yang akan ditinjau adalah *mode shape*, kurva kapasitas hubungan antara *base shear* dengan *roof displacement*, dan titik kinerja yang akan menunjukkan tingkat kinerja struktur dari masing-masing variasi berdasarkan ATC-40.

1.2 Identifikasi Masalah

Gempa bumi merupakan bahaya besar bagi struktur bangunan bertingkat, terutama pada daerah yang memiliki resiko tinggi akan bahaya tersebut. Sebagai tahap pendahuluan, pemilik bangunan, pihak asuransi, atau pemerintah dapat menetapkan kondisi setelah gempa yang dikehendaki akan terjadi pada struktur. Selanjutnya, ketetapan tersebut akan menjadi acuan bagi konsultan perencana dalam merencanakan bangunan tahan gempa dengan menggunakan peraturan yang ada.

1.3 Rumusan Masalah

Permasalahan yang dapat dirumuskan untuk dianalisis adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana pengaruh dihilangkannya sistem dilatasi terhadap kinerja struktur dalam menahan beban lateral akibat gempa?
2. Bagaimana pengaruh variasi konfigurasi dinding geser beton bertulang terhadap periode getar alami struktur?
3. Bagaimana pengaruh variasi konfigurasi dinding geser beton bertulang terhadap *roof displacement* (Δ_{roof}) yang terjadi pada struktur?
4. Bagaimana pengaruh variasi konfigurasi dinding geser beton bertulang terhadap tingkat pelayanan struktur terhadap gempa berdasarkan ATC-40?
5. Bagaimana pengaruh variasi konfigurasi dinding geser beton bertulang terhadap daktilitas struktur?
6. Manakah variasi yang paling optimum berdasarkan berat, karakteristik dinamika, kapasitas dalam menahan beban lateral, dan daktilitas struktur?

1.4 Pembatasan Masalah

Adapun batasan-batasan masalah adalah sebagai berikut:

1. Data bangunan eksisting menggunakan gambar perencanaan dengan penyesuaian oleh penulis karena keterbatasan pada program SAP2000 18.
2. Hanya memodifikasi struktur bagian atas dengan menggunakan 2 (dua) variasi desain asli dan 6 (enam) variasi desain alternatif.
3. Pembebanan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983.
4. Mutu bahan yang digunakan untuk beton adalah K-350 (f'c = 29.05 MPa), sementara untuk baja tulangan BJTD dengan fy = 390 MPa dan BJTP dengan fy = 240 MPa.
5. Tata cara perencanaan bangunan tahan gempa mengacu pada peraturan SNI 03-1726:2002 dan SNI 1726:2012.
6. Analisis statik non-linier *pushover* dilakukan secara 3 (tiga) dimensi dengan gaya gempa 2 (dua) arah, yaitu; 100% arah sumbu lemah dan 30% arah sumbu kuat, menggunakan program SAP2000 18.
7. Prosedur penentuan titik kinerja menggunakan prosedur A dan B metode spektrum kapasitas untuk seluruh variasi sesuai referensi ATC-40.
8. Tidak memperhitungkan sambungan pada elemen struktur.
9. Tidak memperhitungkan beban angin pada seluruh variasi.
10. Tidak memperhitungkan reaksi kuda-kuda akibat beban atap pada seluruh variasi.

1.5 Tujuan Penelitian

Penulisan skripsi ini dimaksudkan untuk menggambarkan perilaku struktur pemodelan 3 dimensi dengan beban gempa statik non-linier (*pushover*) yang dianalisis dengan bantuan program SAP2000 18. Selain itu,kita dapat mengetahui tingkat pelayanan dari Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya.

1.6 Manfaat Penelitian

Beberapa manfaat yang diharapkan dari perencanaan ini yaitu dapat meningkatkan pemahaman terhadap perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa pada suatu bangunan gedung bertingkat tinggi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 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 diatasnya 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 kerusakat dahsyat dan bencana lain seperti tsunami.

3. Gempa Bumi Runtuhan

   Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas mapun 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

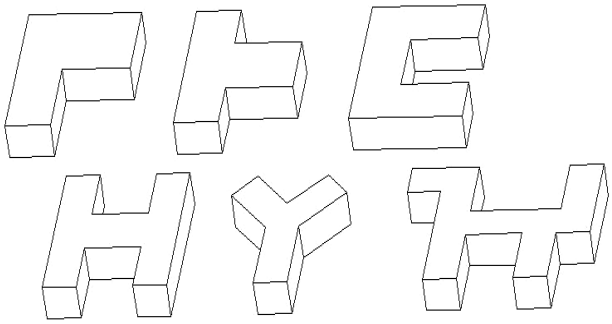
   Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, ataupun nuklir.

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).

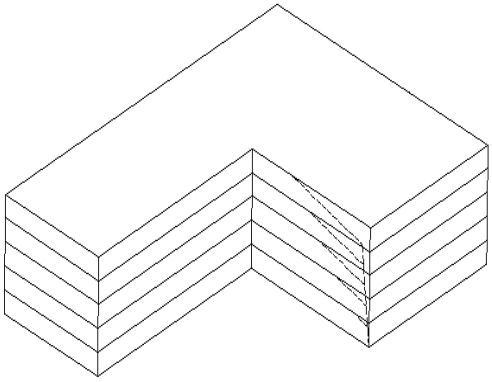
2.2 Konfigurasi Bangunan Tahan Gempa

Denah dari struktur bangunan gedung harus diusahakan mempunyai bentuk yang sederhana, kompak, dan simetris, agar mempunyai perilaku dan kinerja yang baik pada saat terjadi gempa, serta mempunyai kekakuan yang besar terhadap pengaruh momen puntir akibat gempa. Pengalaman dari banyak gempa di waktu yang lalu menunjukkan bahwa, struktur–struktur bangunan dengan bentuk yang sederhana dan simetris seperti bujursangkar, persegi panjang, atau lingkaran, mempunyai ketahanan yang paling baik terhadap pengaruh gempa. Sebab utama dari hal ini adalah, pada bangunan berbentuk simetris, perilaku dan respon dinamik struktur akibat pengaruh gempa dapat diperkirakan dengan lebih baik serta lebih rendahnya tingkat daktilitas struktur yang diperlukan, dibandingkan dengan struktur yang berbentuk tidak simetris, yang pada umumnya menerima pengaruh momen puntir yang cukup besar pada saat terjadi gempa. Berhubung dengan hal ini, maka hendaknya denah dari bangunan dibuat sesimetris mungkin dalam kedua arah sumbu utama bangunan.

Pada struktur–struktur dengan bentuk denah yang tidak simetirs seperti pada Gambar 2.1, serta pada struktur yang mempunyai bagian–bagian yang menonjol seperti bentuk L, T, U, H, Y serta bentuk-bentuk lain, akibat pengaruh gempa, pada bagian-bagian ini kadang-kadang akan runtuh terlebih dahulu diakibatkan adanya konsentrasi tegangan di daerah ini ditunjukkan pada Gambar 2.2.

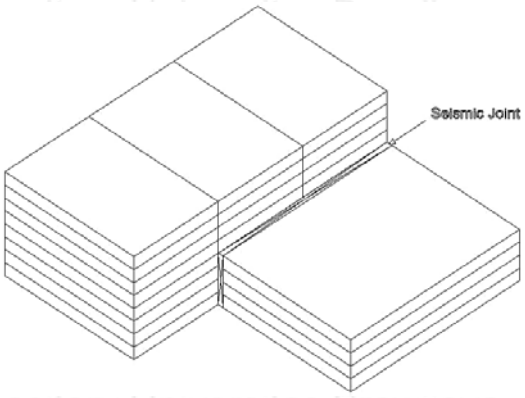


Gambar 2.1 Bentuk struktur bangunan tidak beraturan

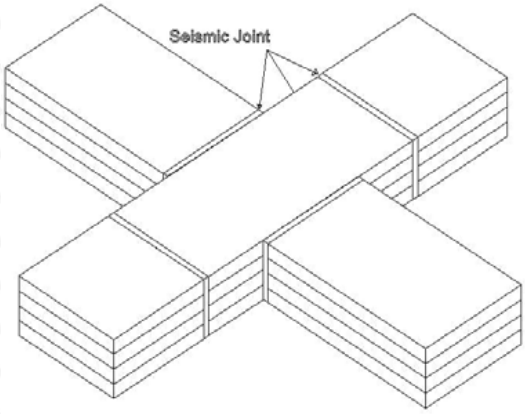


Gambar 2.2 Keruntuhan pada struktur tidak beraturan

Pada struktur-struktur bangunan dengan konfigurasi denah seperti pada gambar sebelumnya, perlu adanya dilatasi gempa (*seismic joint*) untuk memisahkan bagian struktur yang menonjol dengan struktur utamanya ditunjukkan pada Gambar 2.3. Dilatasi gempa harus mempunyai jarak yang cukup (minimal 10 cm), agar bagian-bagian dari struktur yang dipisahkan tidak saling berbenturan pada saat berlangsungnya gempa. Pada struktur dengan bentuk denah yang panjang, mekanisme gaya gempa yang rumit dapat terjadi di dalam struktur. Untuk mengatasi hal ini maka diperlukan juga adanya dilatasi gempa yang dipasang pada tempat-tempat yang tepat ditunjukkan pada Gambar 2.4.



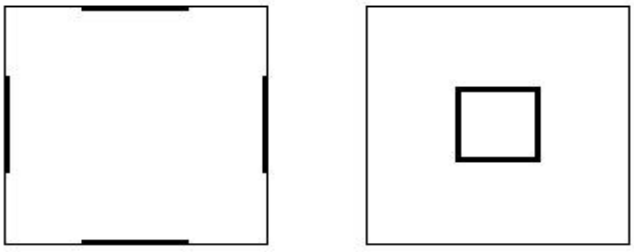
Gambar 2.3 Dilatasi pada struktur tidak beraturan



Gambar 2.4 Dilatasi pada struktur memanjang

Respon dari sayap-sayap pada struktur bangunan gedung dengan tonjolan-tonjolan, dapat berbeda dari respon struktur gedung tersebut secara keseluruhan, sehingga dapat menimbulkan gaya-gaya setempat yang besar. Hal ini mungkin tidak dapat terungkap dengan baik jika bangunan ini dianalisis dengan prosedur analisis statik. Karena itu di dalam peraturan disyaratkan dilakukannya prosedur analisis dinamik untuk bangunan gedung dengan konfigurasi denah yang tidak simetris.

Struktur dengan bentuk denah yang simetris, dimana pusat kekakuan (*center of stiffness*) berimpit dengan pusat massa (*center of mass*) dari struktur, dapat menghilangkan kemungkinan terjadinya deformasi torsi yang terjadi akibat beban gempa. Pada struktur dengan denah bangunan yang tidak simetris, dimana terdapat eksentrisitas diantara pusat kekakuan dan pusat massa, keruntuhan dari struktur dapat disebabkan oleh terjadinya deformasi torsi yang berlebihan. Deformasi akibat torsi dan pembesaran gerakan gempa akan terjadi lebih besar pada struktur dengan kekakuan torsi (*torsinal rigidity*) yang kecil seperti terlihat pada gambar 2.5.



(a) (b)

Gambar 2.5 Kekakuan torsi pada struktur bangunan :
(a) Kekakuan torsi besar, (b) Kekakuan torsi kecil

2.3 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja

Desain bangunan tahan gempa bertujuan untuk mempertahankan setiap pelayanan vital dari fungsi bangunan, membatasi ketidaknyamanan penghunian dan kerusakan bangunan masih dapat diperbaiki ketika terjadi gempa ringan sampai sedang dan menghindari terjadinya korban jiwa oleh runtuhnya bangunan akibat gempa kuat (Badan Standarisasi Nasional, 2002).

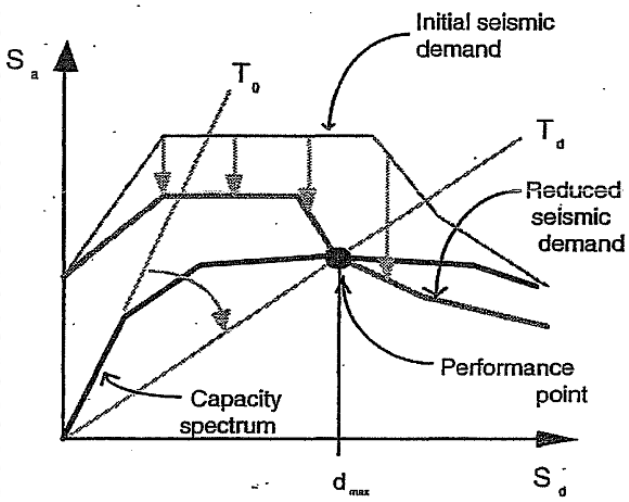
Desain bangunan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Based Design)* merupakan proses yang dapat digunakan untuk perancangan bangunan baru maupun perkuatan bangunan yang sudah ada dengan pemahaman terhadap aspek resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*), dan resiko kerugian finansial (*economicloss*) yang timbul akibat gempa bumi.

Hal penting dalam perancangan berbasis kinerja adalah penetapan sasaran kinerja bangunan terhadap gempa. Sasaran kinerja terdiri dari gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*) dan taraf kerusakan yang diizinkan atau tingkat kinerja secara kualitatif yang digambarkan dalam kurva hubungan gaya-perpindahan dari perilaku struktur secara global terhadap beban lateral. Hal tersebut menjadi dasar untuk menetapkan tingkat kinerja (*performance level*), dimana tingkat kinerja suatu struktur dapat direncanakan pada tahap awal proyek bangunan dengan kesepakatan antara *owner* dengan konsultan perencana. Sehingga tujuan utama dari *performance based design* adalah menciptakan suatu struktur bangunan yang tahan gempa dengan tingkat kinerja yang dapat diperkirakan.

Performance based design mempunyai 2 (dua) elemen utama dalam perencanaannya, yaitu kapasitas (*capacity*) dan beban yang direncanakan (*demand*). Kemampuan struktur untuk menahan beban lateral akibat gempa sampai pada sebelum mengalami keruntuhan disebut sebagai kapasitas struktur (*capacity*). Sedangkan pergerakan tanah akibat gempa yang digambarkan sebagai kurva spektrum respons sebagai beban (*demand*).

Salah satu analisis yang dapat digunakan untukdesain bangunan tahan gempa berbasis kinerja adalah analisis statik non-linier *pushover*. Dengan mencari titik perpotongan antara kurva *demand* dan kurva *capacity* maka akan didapatkan *performance point. Performance point* merupakan estimasi teoritis dimana kapasitas struktur mampu menahan beban lateral akibat gempa (*demand*) yang diberikan. Dari titik kinerja

(*performance point*) dapat diketahui tingkat kerusakan struktur berdasarkan perpindahan lateralnya (*drfit*).



Gambar 2.6 Kurva *demand* dan *capacity*
Sumber : *Applied Technology Council 40* [ATC 40], 1997

2.3.1 Tingkat Kinerja Menurut ATC 40

Applied Technology Council dalam ATC 40 menjelaskan secara detail tentang tingkatan kinerja suatu struktur menahan beban gempa rencana dengan kriteria-kriteria penilaiannya. Tingkat kinerja suatu bangunan merupakan kombinasi dari tingkat kinerja elemen struktural dan elemen non-struktural, dimana masing-masing elemen memiliki kriteria tersendiri, sehingga dapat dinilai tingkat kinerjanya sebagai sebuah bangunan utuh. Tingkat kinerja elemen struktural suatu struktur dalam desain berbasis kinerja dibagi menjadi enam, yaitu:

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

2.3.1.1 SP-1, *Immedite Occupancy*

Kinerja struktur tertinggi tingkat SP – 1 adalah *immediate occupancy* (IO) atau segera huni merupakan kondisi dimana setelah gempa terjadi, daerah yang mengalami kerusakan masih tetap aman untuk ditempati, pada dasarnya kekuatan desain dan kekauan struktur dipertahankan setelah gempa sesuai dengan kriteria yang telah ditetapkan. Risiko

cedera yang mengancam akibat kerusakan struktural sangat rendah, meskipun beberapa perbaikan kecil pada elemen struktural mungkin dibutuhkan, hal ini umumnya tidak perlu dilakukan karena bangunan sudah bisa segera dihuni kembali.

2.3.1.2 SP-2, *Damage Control*

Kinerja struktur di tingkat SP – 2 adalah *damage control* (DC) atau kontrol kerusakan, yang didefiniskan sebagai kerusakan antara level kinerja SP – 3 *Life Safety* (LS) atau keselamatan hidup dan level kinerja SP – 1 *Immediate Occupancy* (IO) atau segera huni. Desain untuk DC adalah kisaran yang mungkin diinginkan untuk meminimalkan waktu perbaikan dan gangguan operasi untuk melindungi peralatan berharga beserta isinya, atau untuk melestarikan fitur bersejarah penting dimana biaya desain untuk dihuni kembali cukup besar.

2.3.1.3 SP-3, *Life Safety*

Kinerja struktural di tingkat SP – 3 adalah *Life Safety* (LS) atau keselamatan hidup dimana terjadi kerusakan komponen struktural setelah gempa terjadi, tetapi masih dapat mempertahakan batas terhadap timbulnya keruntuhan parsial atau total yang masih dalam batas yang ditetapkan dalam standar untuk level kinerja struktural ini.

Kinerja struktur tingkat LS atau keselamatan hidup berarti kerusakan pasca gempa dalam struktur telah terjadi tetapi beberapa batas keruntuhan total atau keruntuhan parsial masih dapat diterima. Beberapa elemen struktur mengalami kerusakan cukup parah 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 dibutuhkan perbaikan elemen struktur yang rusak, namun hal ini tidak praktis. Selama struktur yang rusak belum terdeteksi risiko runtuh akan lebih baik jika menggunakan bresing sementara sebelum kembali dihuni.

2.3.1.4 SP-4, *Limited Safety*

Kinerja struktur tingkat SP – 4 adalah *Limited Safety* atau keamanan terbatas, yang didefinisikan sebagai kerusakan antara level SP – 3 *Life Safety* atau keselematan hidup dan SP – 5 *Collapse Prevention* (CP) atau pencegahan runtuh.

2.3.1.5 SP-5, *Collapse Prevention*

Kinerja struktur tingkat SP – 5 adalah *Collapse Prevention* (CP) atau pencegahan keruntuhan merupakan kondisi dimana setelah gempa terjadi, kerusakan pada komponen struktural seperti struktur penahan beban gravitasi akan tetapi masih dalam batas runtuhnya sesuai dengan standar yang telah ditetapkan tingkat kinerja struktur.

Kinerja struktur tingkat SP – 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 keruntuhannya.

2.3.1.6 SP-6, *Not Considered*

Kinerja bangunan yang tidak membahas struktur harus diklsifikasikan sebagai kinerja struktur 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.

2.3.2 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur suatu gedung bertingkat ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh beban gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh beban gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

Menurut SNI 03-1726-2002, untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, simpangan antar-tingkat yang telah dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm.

2.3.3 Desain Bangunan Tahan Gempa Berbasis Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi).

Menurut SNI 03-1726-2012, simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0{,}7\,R \quad \text{(2-1)}$$

untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0{,}7R}{Faktor\ Skala} \quad \text{(2-2)}$$

dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tingkat yangbersangkutan.

Jarak pemisah antar-gedung harus ditentukan paling sedikit sama dengan jumlah simpangan maksimum masing-masing struktur gedung pada taraf itu. Dalam segala hal masing-masing jarak tersebut tidak boleh kurang dari 0,025 kali ketinggian taraf itu diukur dari taraf penjepitan lateral.

Dua bagian struktur gedung yang tidak direncanakan untuk bekerja sama sebagai satu kesatuan dalam mengatasi gempa rencana, harus dipisahkan yang satu terhadap yang lainnya dengan suatu selapemisah (sela delatasi) yang lebarnya paling sedikit harus sama dengan jumlah simpangan masing-masing bagian struktur gedung pada taraf itu. Dalam segala hal lebar sela pemisah tidak boleh ditetapkan kurang dari 75 mm.

Sela pemisah harus direncanakan detailnya dan dilaksanakan sedemikian rupa sehingga senantiasa bebas dari benda-benda penghalang. Lebar sela pemisah juga harus memenuhi semua toleransi pelaksanaan.

2.4 Analisis Statik Non-Linier *Pushover* (ATC 40)

Analisis statik non-linier *pushover* (ATC 40, 1997) merupakan salah satu komponen *performance based design* yang bertujuan untuk mencari kapasitas suatu struktur. Pada dasarnya, analisis dilakukan dengan memberikan peningkatan beban statik tertentu dalam arah lateral yang nilainya ditingkatkan berangsur-angsur (*incremental*) secara proposional pada struktur hingga mencapai target *displacement* atau mencapai mekanisme diambang keruntuhan. Prosedur analisisnya menjelaskan bagaimana mengidentifikasi elemen-elemen struktur yang akan mengalami kegagalan terlebih dahulu. Seiring dengan peningkatan beban akan ada elemen-elemen lain yang mengalami leleh dan deformasi *inelastic*.

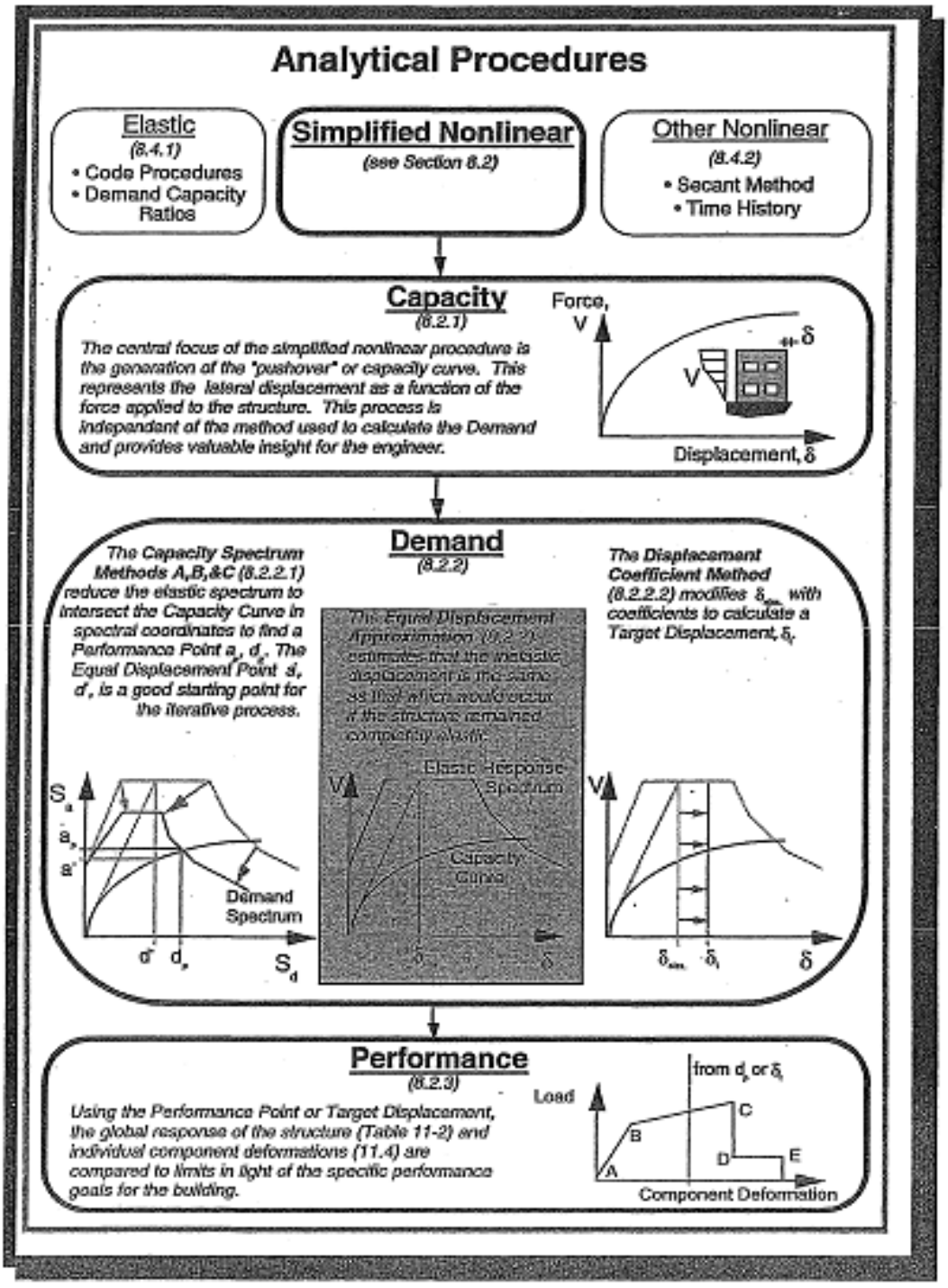
Hasil akhir dari analisis ini berupa nilai-nilai gaya geser dasar (*base shear*) untuk menghasilkan perpindahan dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut akan digambarkan dalam kurva kapasitas yang merupakan gambaran perilaku struktur dalam bentuk perpindahan lateral terhadap beban (*demand*) yang diberikan. Selain itu, analisis *pushover* dapat menampilkan secara visual elemen-elemen struktur yang mengalami kegagalan, sehingga dapat dilakukan pencegahan dengan melakukan pendetailan khusus pada elemen struktur tersebut.

Pada analisis statik non-linier *pushover* ini, ragam bentuk (*mode shape)* yang akan digunakan adalah bentuk pertama. Analisis yang menggunakan mode-mode yang lebih tinggi menghasilkan analisis yang lebih akurat dalam menggambarkan perilaku struktur, tetapi untuk mendapatkannya dibutuhkan variabel dan data yang rumit, selain itu masih sangat sedikit analisis yang bisa digunakan untuk mendapatkan nilai ragam yang lebih tinggi.

Prosedur perhitungan dengan analisis statik non-linear *pushover* berdasarkan ATC 40 (1997) adalah sebagai berikut :

11. Pembuatan model 3 dimensi dengan SAP2000 v18
12. Penentuan kinerja batas seperti batas ijin simpangan pada atap.
13. Pembebanan struktur dengan gaya gravitasi.
14. Pembebanan struktur dengan beban gempa statik tertentu yang didapatkan dari standar yang berlaku di masing – masing negara.
15. Penentuan titik kontrol (*control joint*) untuk memantau perpindahan, biasanya pada puncak struktur.

16. Struktur didorong (*push*) dengan pola pembebanan yang telah ditentukan sebelumnya secara bertahap (*incremental*) sampai mencapai keruntuhan suatu target perpindahan tertentu.
17. Penggambaran kurva kapasitas, yaitu kurva hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan besarnya perpindahan lateral pada atap (*roof displacement*).



Gambar 2.7 Prosedur analisis *pushover*
Sumber : ATC 40, 1997

2.4.1 Prosedur dalam 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 SAP2000 v18 sebanyak 2 kali, yaitu *running* analisis statik non-linear dan *running* analisis *pushover*.

Langkah – langkah analisis SAP2000 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 dimasukkan)
c. Memperbesar beban lateral tersebut secara terus – menerus (*incremental*) sampai beberapa elemen atau kelompok elemen seperti *joint, strut* pada *braced frame* atau *shear wall* sampai mencapai 10% tegangan lelehnya.
d. Mencatat besarnya *base shear* dan simpangan lateral atap yang terjadi.
e. Merevisi model struktur dengan memberikan *stiffness* yang sangat kecil 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.
g. Menambahkan *increment* beban lateral dan *displacement* atap akumulatif dengan sebelumnya, sehingga diperoleh akumulasi *base shear* dan *roof displacement.*

2.4.2 Prosedur dalam Menentukan *Demand*

Berdasarkan ATC 40 terdapat 2 (dua metode) untuk menentukan *demand*, yaitu :

a. *Capacity spectrum 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 spectral* 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 penyedehanaan bilinier 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 mengonversi kapasitas ke dalam koordinat spektral.

Dalam penelitian ini, digunakan **Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A dan B**. *Performance point* yang diperoleh pada metode B bisa langsung didapatkan dalam program SAP2000, dimana prosedur ini akan dibahas setelah Prosedur A yang mempunyai pemahaman lebih mudah. Prosedur A digunakan sebagai kontrol dari pemakaian Prosedur B dengan program SAP2000.

2.4.2.1 Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A

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

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

$$S_a = \frac{\frac{v}{w}}{\alpha 1} \quad \text{..... (2-3)}$$

$$S_d = \frac{\Delta roof}{PF1\ \phi roof} \quad \text{..... (2-4)}$$

dengan :

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{wi\ \phi li}{g}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{wi}{g}\right]\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{wi\ \phi^2 li}{g}\right]} \quad \text{..... (2-5)}$$

$$PF_i = \frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{wi\,\phi li}{g}}{\sum_{i=1}^{N} \frac{wi\,\phi li^2}{g}} \quad \text{..... (2-6)}$$

dengan :

S_a = percepatan spektral (*spectral acceleration*)

S_d = perpindahan spektral (*spectral displacement*)

PF_I = faktor partisipasi moda (*modal participation factor*) untuk moda pertama

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

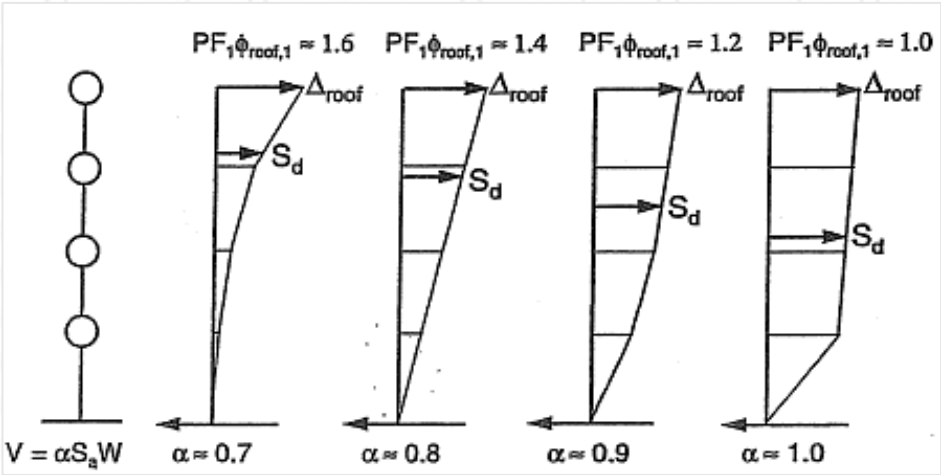
ϕ_{li} = amplitudo moda (*amplitude of mode*) pertama pada level i

V = gaya geser dasar (*base shear*)

W = beban gravitasi

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

$\frac{w_i}{g}$: massa pada level i



Gambar 2.8 Contoh faktor partisipasi massa dan koefisien modal massa
Sumber : ATC 40, 1997

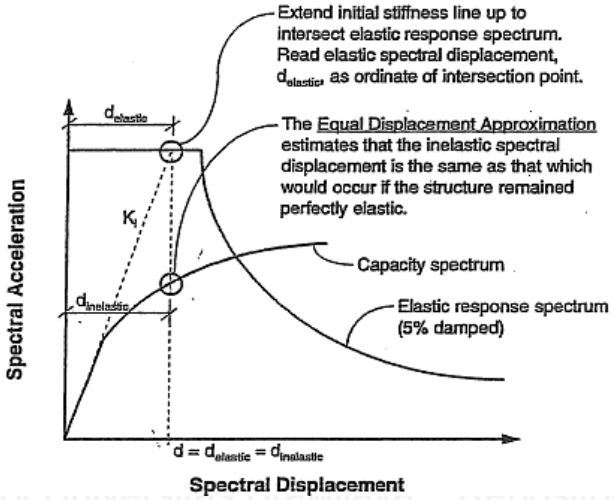
2. Menentukan spektrum respons elastis teredam 5% sesuai dengan peraturan yang berlaku, kemudian mengkonversi dalam koordinat spektral dengan rumus :

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa \quad \text{..... (2.7)}$$

3. Menentukan titik trial pertama (d_{p1}, a_{p1}) (pendekatan *equal displacement*) :

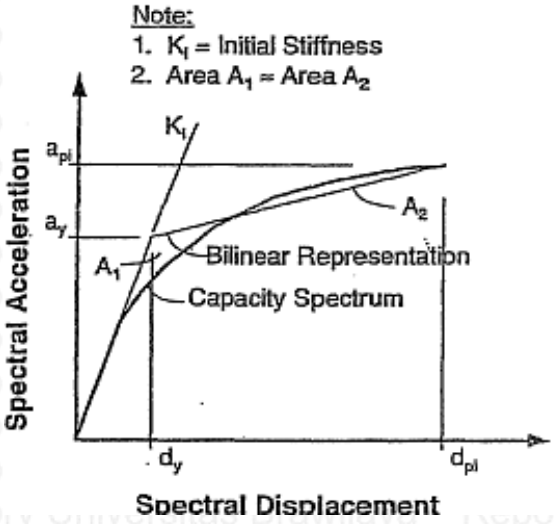
a) Perpanjangan garis *stiffness* awal pada kurva spektrum kapasitas sampai memotong *demand spectral*.

b) *Equal displacement approximation* memperkirakan bahwa *displacement spectral inelastic* sama dengan yang terjadi pada struktur jika struktur tetap elastis sempurna. Langkah 1 – 3 digambarkan dalam Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Perkiraan *equal displacement*
Sumber : ATC 40, 1997

3. Menentukan representasi bilinier guna memperkirakan besarnya *damping* efektif dan reduksi yang tepat untuk *demand* spektral dengan cara menarik garis *trial* pertama (d_{p1}, a_{p1}) memotong *initial stiffness* (d_y, a_y) sehingga luasan daerah A_1 sama dengan A_2



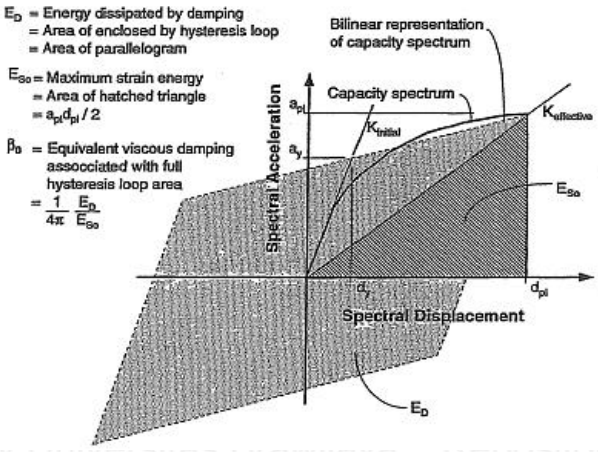
Gambar 2.10 Representasi bilinier pada metode spektrum kapasitas
Sumber : ATC 40, 1997

4. Menentukan besarnya *viscous damping* efektif :

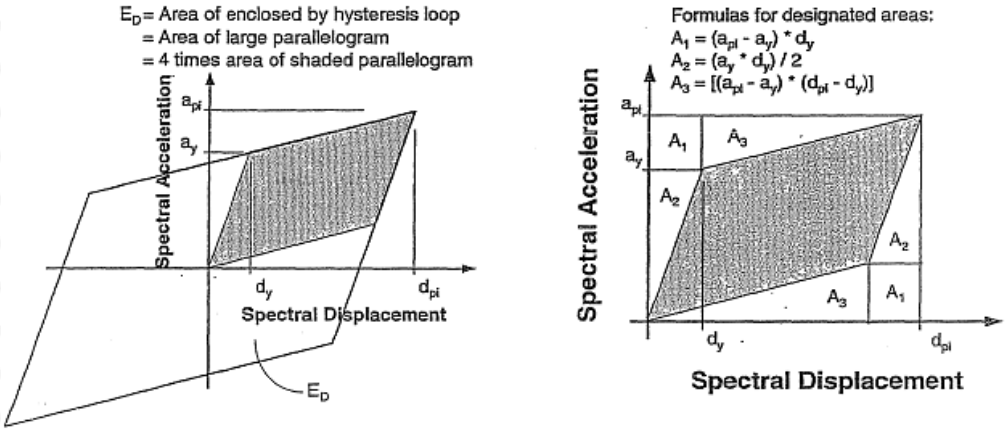
β_{eff} = K. β_O + 5 ..... (2-8)

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}} \text{ ..... (2-9)}$$

Dengan E_D adalah energi yang dipencarkan oleh *damping* dan E_{SO} adalah energi regangan maksimum seperti dapat dilihat pada Gambar 2.11 dan 2.12.



Gambar 2.11 Damping untuk reduksi spektral
Sumber : ATC 40, 1997



Gambar 2.12 Energi yang dipencarkan oleh *damping*
Sumber : ATC 40, 1997

Pada gambar 2.11 dan 2.12, *hysteresis loop* merupakan suatu pendekatan yang rasional untuk bangunan yang daktail penuh jika dikenai gempa periode pendek dan *viscous* ekuivalenya lebih kecil dari 30%. Untuk kondisi selain itu, *hysteresis loop* tersebut akan memperkirakan berlebih besarnya *viscous damping* ekuivalen.

E_D = 4 x daerah yang diarsir pada gambar 2.10 ..... (2-10)

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

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

Eso $= \frac{a_{pi} d_{pi}}{2}$ ..... (2-11)

Angka 5 pada persamaan (2-8) merupakan *viscous damping* pada struktur sebesar 5% yang dianggap konstan. Nilai K merupakan faktor modifikasi *viscous damping* ekuivalen yang tergantung pada perilaku struktural bangunan. Sebagai penyederhanaan, ATC-40 menggolongkannya ke dalam tiga kategori perilaku struktural seperti Tabel 2.1.

Tabel 2.1 *Nilai faktor modifikasi viscous damping ekuivalen, K*

Structural Behavior Type [1]	β_0 (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	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

Sumber : ATC 40, 1997

5. Menentukan besarnya reduksi spektrum respon relatif :

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

$S_{Rv} = \left[\frac{2{,}31-(0{,}41 \ln(\beta_{eff}))}{1{,}65}\right]$ ..... (2-13)

Nilai S_{RA} dan S_{Rv} tersebut harus lebih besar dari nilai pada Tabel 2.2 , sedangkan tipe – tipe perilaku struktur dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.2 *Nilai minimum S_{RA} dan S_{Rv}*

Structural Behavior Type [2]	SR_A	SR_V
Type A[2]	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Sumber : ATC 40, 1997

Tabel 2.3 *Tipe – tipe perilaku struktural*

Shaking Duration [1]	Essentially New Building [2]	Average Existing Building [3]	Poor Existing Building [4]
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Sumber : ATC 40, 1997

6. Menentukan besar masing – masing Sd dan Sa tereduksi dengan menggunakan persamaan :

Sa = $2{,}5\ x\ SR_A\ x\ C_A$ ..... (2-14)

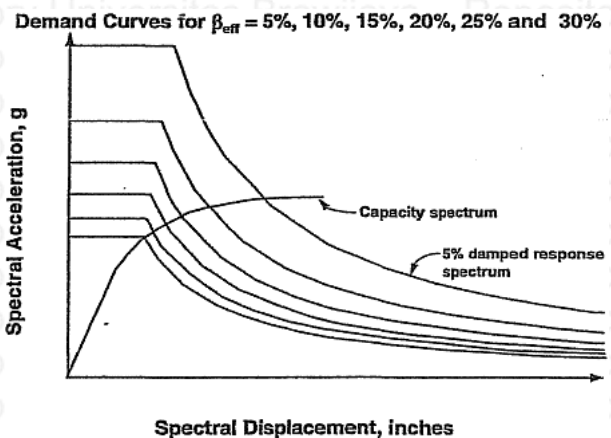
Ts = $\frac{S_{RV}\ x\ C_V}{2{,}5\ x\ S_{RA}\ x\ C_A}$ ..... (2-15)

Sd = $Sa\ \left(\frac{Ts}{2\pi}\right)^2$ ..... (2-16)

2.4.2.2 Metode Spektrum Kapasitas Prosedur B

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

1. Pembuatan spektrum respons elastis teredam 5% sesuai dengan keadaan tanah setempat.
2. Gambarkan spektrum respons elastis teredam 5% dan gambarkan juga spektrum respons dengan redaman efektif antara 5% hingga nilai redaman maksimum yang diijinkan untuk tiap-tiap tipe perilaku struktur bangunan seperti Tabel 2.4.



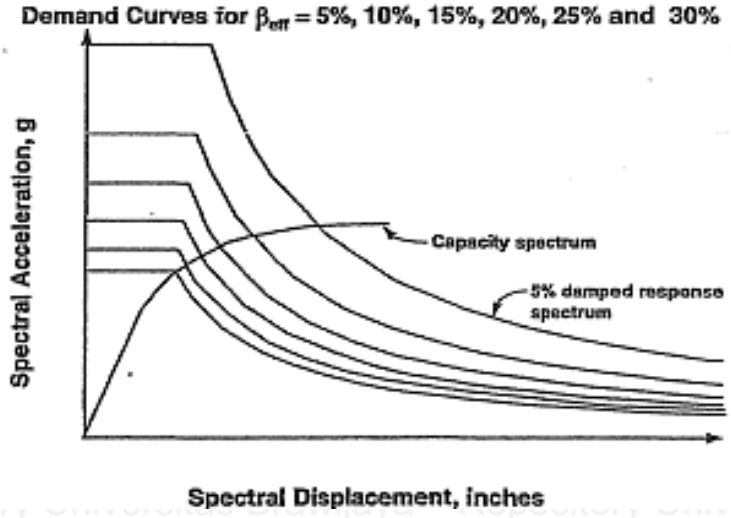
Gambar 2.13 Kelompok spektrum responss
Sumber : ATC 40, 1997

Tabel 2.4 *Faktor reduksi spektrum responss*

	Behavior Type A[1]			Behavior Type B[1]			Behavior Type C[1]		
β_0 (percent)	β_{eff}	SR_A (1/B_S)	SR_V (1/B_L)	β_{eff}	SR_A (1/B_S)	SR_V (1/B_L)	β_{eff}	SR_A (1/B_S)	SR_V (1/B_L)
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]

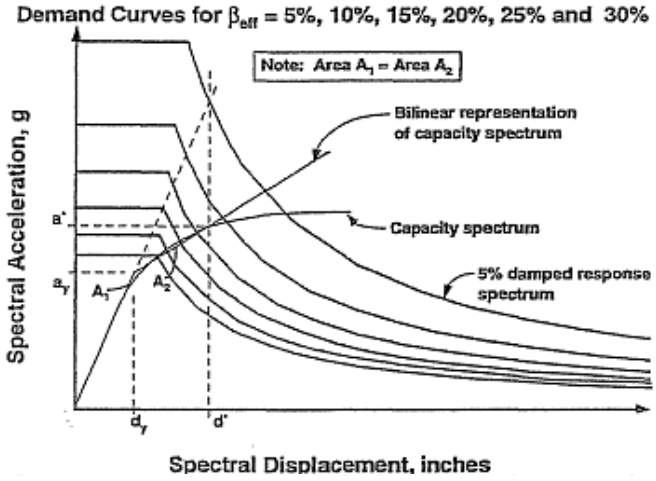
Sumber : ATC 40, 1997

3. Plot kurva kapasitas dengan kelompok spektrum *demand* pada suatu grafik (Gambar 2.14). Kurva kapasitas harus diubah ke dalam koordinat spektral menjadi spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 2-3 dan 2-4.



Gambar 2.14 Kelompok spektrum respons dan spektrum kapasitas
Sumber : ATC 40, 1997

4. Buat representasi bilinier pada spektrum kapasitas seperti Gambar 2.15. *initial slope* dari kurva bilinier dalah sama dengan *intial stiffness* dari bangunan. Bagian dari kurva bilinier khususnya segmen leleh harus melalui spektrum kapasitas pada perpindahan sama dengan perpindahan spektral spektrum respons dengan redaman 5% pada kekakuan sebelum leleh (*pre – initial stiffness*), sehingga didapatkan titik (a*, d*). Kurva bilinier yang dibentuk harus memiliki luasan daerah A1 dan A2 yang sama.



Gambar 2.15 Representasi bilinier
Sumber : ATC 40, 1997

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

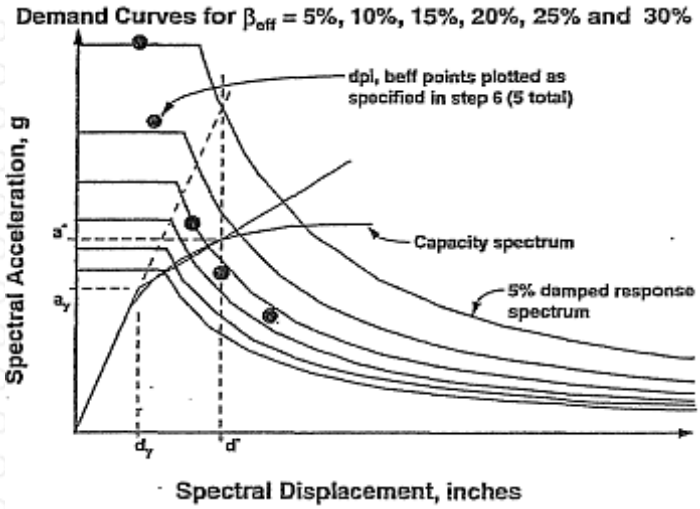
$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \quad \text{(2-17)}$$

$$\beta_{eff} = \frac{63{,}7.K(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{(a_{pi}.d_{pi})} + 5 \quad \text{(2-18)}$$

dengan nilai K didapatkan dalam tabel 2.2 dengan nilai β_0 :

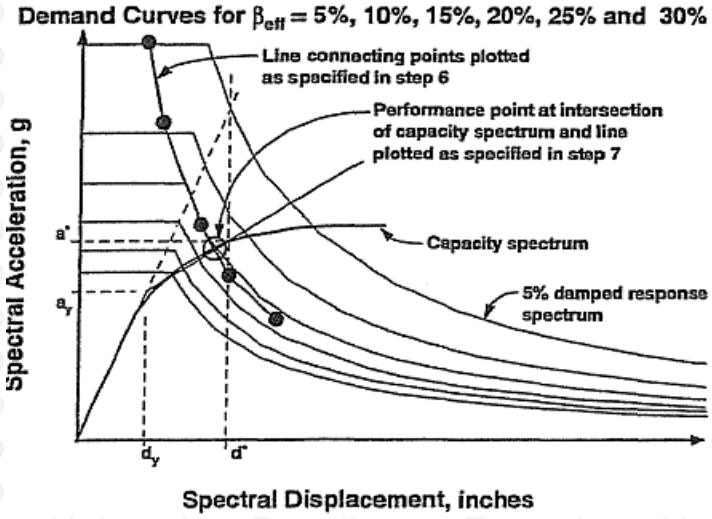
$$\beta_0 = \frac{63{,}7(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{(a_{pi}.d_{pi})} \quad \text{(2-19)}$$

6. Untuk setiap nilai dp_i yang didapatkan dari langkah 5 kemudian diplotkan bersama dengan kelompok spektrum *demand* yang sesuai.



Gambar 2.16 Plot nilai d_{pi} dan b_{eff}
Sumber : ATC 40, 1997

7. Hubungkan titik – titik yang didapatkan dari langkah 6 hingga membentuk sebuah garis seperti gambar 2.17. Perpotongan garis tersebut dengan spektrum kapasitas di definisikan sebagi titik kinerja atau *performance point.*



Gambar 2.17 Titik kinerja (*performance point*)
Sumber : ATC 40, 1997

2.4.3 Prosedur dalam Menentukan Titik Kinerja (*Performance Point*)

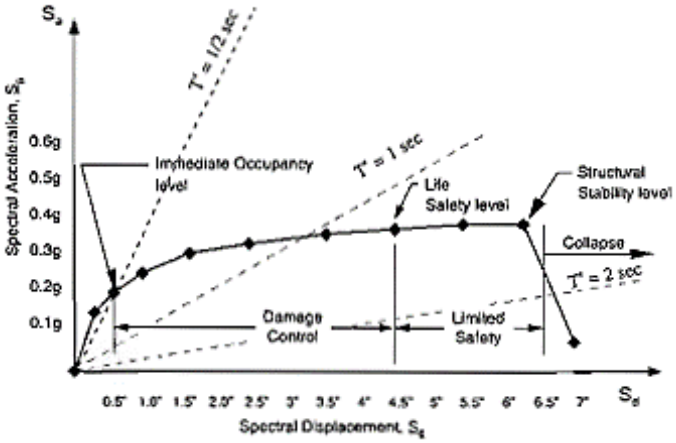
2.4.3.1 Prosedur A

Pada percobaan pertama didapatkan titik (d_{pi}, a_{pi}) yang merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum respons elastis teredam 5% tereduksi. 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 d_i tidak berada dalam range terebut maka prosedur A

diulangi dari langkah 3 dengan titik trial (d_i, a_i) dan seterusnya sampai titik perpotongan memenuhi syarat *range* diatas.

2.4.3.2 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 titik *performance point* yang didaapatkan jauh dari titi (a*, d*), maka harus dibuktikan dengan menggunakan prosedur A atau prosedur C.

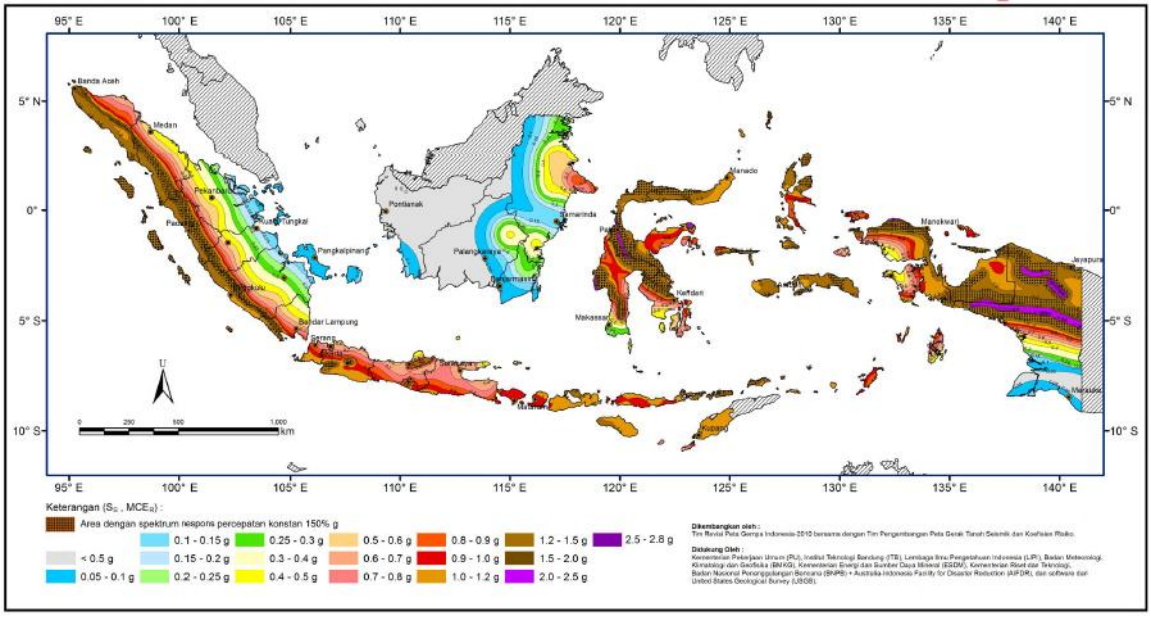


Gambar 2.18 Spektrum kapasitas tipikal untuk penentuan tingkat kinerja
Sumber : ATC 40, 1997

2.5 Persyaratan Gempa Rencana (SNI 1726:2012)

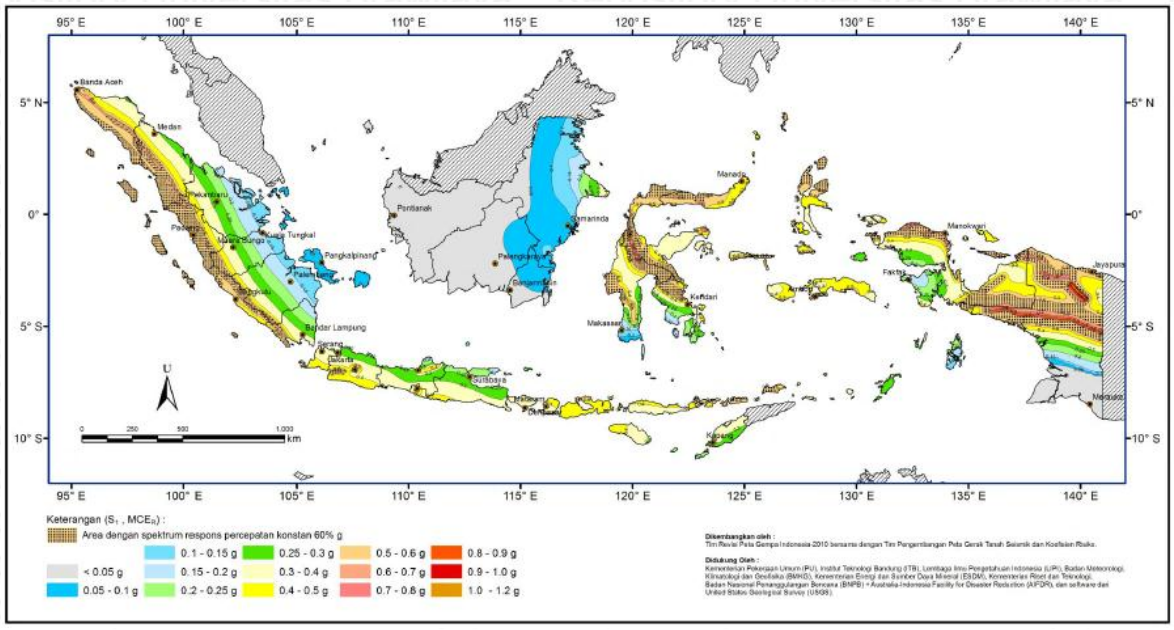
2.5.1 Parameter Percepatan Gempa Terpetakan

Menurut SNI 1726:2012, 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 persen terlampaui dalam 50 tahun, dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0{,}04g$ dan $S_s \leq 0{,}15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukan ke dalam kategori desain sesimik A_1 dan cukup memenuhi persyaratan yang telah ditentukan.

Gambar 2.19 S_S, Gempa maksimum yang dipertimbangan risiko-tertarget (MCE_R)



Sumber : SNI 1726:2012

Gambar 2.20 S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangan risiko-tertarget (MCE_R)

Sumber : SNI 1726:2012

2.5.2 Klasifikasi Situs

Berdasarkan sifat – sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs S_A, S_B, S_C, S_D, S_E atau S_F. Bila sifat – sifat tanah tidak terindentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan situsnya, maka kelas situs S_E dapat digunakan.

Tabel 2.5 *Klasifikasi 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	15sampai 50	50 sampai100
			< 50
			ebih dari 3 m tanah dengan
		karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\,\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ 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 $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : SNI 1726:2012

Tabel 2.6 *Koefisien situs, F_a*

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s \geq 1{,}25$
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]				

Sumber : SNI 1726:2012

Tabel 2.7 *Koefisien situs, F_v*

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 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]				

Sumber : SNI 1726:2012

Besaran-besaran vs, N dan Su dihitung menurut persamaan-persamaan berikut :

$$\overline{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{vsi}} \quad \text{..... (2-21)}$$

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Ni}} \quad \text{..... (2-22)}$$

$$\overline{S}_u = \frac{dc}{\sum_{i=1}^{k} \frac{di}{sui}} \quad \text{..... (2-23)}$$

dengan :

di = tebal suatu lapisan tanah atau batuan di dalam lapisan 30 m paling atas

dc = tebal total lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 m paling atas

N = tahanan penetrasi standar

S_{ui} = kuat geser niralir suatu lapisan tanah kohesif i di dalam lapisan 30 m paling atas

S_u = kuat geser niralir

2.5.3 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spectral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi getaran periode 0,2 detik (F_a) pada tabel 2.8 dan periode 1 detik (F_v) pada tabel 2.9. Parameter spektrum responss percepatan periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaian dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut :

$S_{MS} = Fa\ Ss$ ..... (2-24)

$S_{M1} = Fv\ S1$ ..... (2-25)

dimana :

S_s : parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 : parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

2.5.4 Parameter Percepatan Spektrum Rencana

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik, S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut :

$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ ..... (2-26)

$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$ ..... (2-27)

2.5.5 Spektrum Respons Rencana

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain mengacu Gambar 2.19 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

- *untuk* $T < T_0$

  $S_A = S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{T0}\right)$ ..... (2-28)

- *untuk* $T_0 \leq T \leq T_s$, digunakan S_{DS}
- *untuk* $T > T_s$

  $Sa = \frac{SD1}{T}$ ..... (2-29)

  dengan :

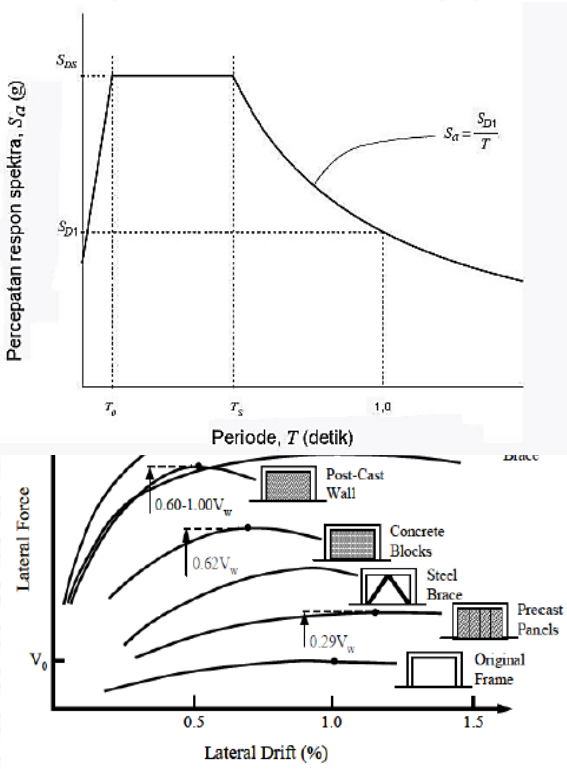
  S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

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

  T = periode getar fundamental struktur

  $T_0 = 0{,}2\frac{SD1}{SDS}$

  $T_S = \frac{SD1}{SDS}$



Gambar 2.21 Spektrum respons rencana
Sumber : SNI 1726:2012

2.6 Perkuatan Struktur

Terdapat berbagai macam metode perkuatan yang umum digunakan pada struktur beton bertulang, antara lain penambahan dinding geser (*shear wall*), bresing baja (*steel brace*), *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 2.19.

Gambar 2.22 Perbandingan efektifitas perkuatan struktur
Sumber: Sugano (1989); CEB (1997)

2.6.1 Dinding Geser

Dinding geser merupakan dinding yang dirancang untuk menahan beban lateral akibat angin maupun gempa. Dinding geser dikatakan efektif apabila dinding geser tersebut bersifat kaku dan kuat. Dalam bangunan gedung bertingkat, dinding geser memiliki peranan pentingdalam mencegah kegagalan dinding eksterior dan memastikan bahwa bangunan tidak runtuh akibat gerakan lateral dalam gempa bumi. Dinding geser pada umumnya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu:

- *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $\boldsymbol{hw/lw} \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.
- *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $\boldsymbol{hw/lw} \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.
- *Coupled Shear Wall* (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.

2.6.1.1 Perencanaan Dimensi

Ketebalan dinding geser (tw) minimum direncanakan yaitu :

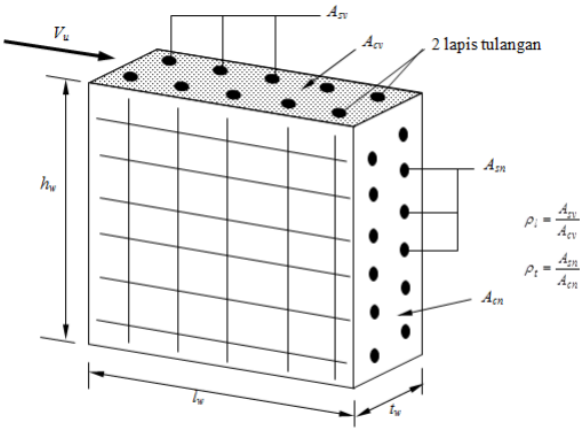
$$tw \geq \frac{1}{25} hw \quad \text{(2-32)}$$

$$tw \geq \frac{1}{25} lw \quad \text{(2-33)}$$

dengan :

hw = tinggi bagian dinding

lw = panjang bagian dinding



Gambar 2.23 Penulangan dinding geser

2.6.1.2 Penulangan Geser

Nawy (2005: 742) menjelaskan, jika dinding geser direncanakan untuk menerima gaya geser akibat gempa $Vu > Acv\sqrt{f'c}$ maka harus dipasang tulangan dengan rasio $\rho v \geq 0.0025$. Jarak penulangan tidak boleh melebihi 45 cm. Jika $Vu < Acv\sqrt{f'c}$ maka rasio tulangan bisa dikurangi menjadi 0.0012 untuk tulangan no. 5 atau yang lebih kecil dan 0.0015 untuk tulangan deform yang lebih besar. Penulangan geser harus menerus dan menyebar pada bidang geser. Setidaknya harus dipakai dua lapis tulangan bila gaya geser terfaktor di dalam bidang dinding melebihi $2Acv\sqrt{f'c}$.

Dalam peraturan SNI 03-2847-2002 pasal 23.2.6(1) menyebutkan bahwa rasio penulangan ρv dan ρn untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari 0.0025 pada arah sumbu-sumbu longitudinal dan transversal. Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm. Minimum 2 (dua) lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $\frac{1}{6}Acv\sqrt{f'c}$. Kuat geser nominal Vn dinding struktural tidak diperkenankan melebihi :

$$Vn = Acv\,(\alpha c\sqrt{f'c} + \rho n\, fy) \quad \text{(2-34)}$$

dengan :

$\alpha = 1/4$ saat $hw/lw \leq 1.5$;

$\alpha = 1/6$ saat $hw/lw \geq 2.0$

dan dapat digunakan interpolasi linier untuk nilai diantaranya

Dinding harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada bidang dinding. Apabila rasio $hw/lw \leq 2.0$, rasio penulangan ρv tidak boleh kurang daripada rasio tulangan ρn. Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh melebihi $\frac{2}{3}Acr\sqrt{f'c}$, dengan Acv adalah luas penampang total sistem dinding struktural, dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi $\frac{5}{6}Acp\sqrt{f'c}$, dengan Acp adalah luas penampang dinding yang ditinjau.

2.6.1.3 Penulangan Lentur dan Aksial pada Komponen Batas

Menurut Nawy (2005:741) dinding geser yang rasio tinggi dibanding panjang $hw/lw > 2$, perilakunya dianggap seperti kantilever vertikal. Untuk itu, kekuatan lenturnya lebih menentukan dibandingkan kekuatan gesernya. Dengan kata lain, dinding geser dapat dimodelkan seperti kolom. Sehingga, tulangan geser vertikal yang telah terpasanng dapat dianalisis kapasitasnya dengan bantuan diagram interaksi sepeerti pada kolom.

Diagram interaksi sangat berguna untuk mempelajari kekuatan kolom dengan proporsi beban dan momen yang bervariasi. Jika kombinasi beban dan momen yang bervariasi. Jika kombinasi beban berada di dalam kurva, maka menunjukkan belum terjadi keruntuhan pada penampang. Namun jika kombinasi beban berada di luar kurva berarti menunjukkan keruntuhan sudah terjadi.

Komponen batas menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.1 adalah bagian sepanjang tepi dinding dan diafragma yang diperkuat oleh tulangan longitudinal dan transversal. Komponen batas tidak perlu diberi ketebalan melebihi tebal dinding atau diafragma. Pasal 23.6(6(2a)) menyatakan bahwa daerah tekan pada dinding geser perlu diberi komponen batas apabila:

$c > lw/600(\delta u/hw)$, ... (2-35)

dengan $\delta u/hw \geq 0.007$

dengan :

c = jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral, perlu dihitung dahulu kebutuhan tulangan vertikal DS yang kedua ujung memiliki komponen

batas dengan ketebalan minimal $t \geq tw$, diperoleh dari dua kombinasi beban aksial Pu = 1,2D + 0,5L dan Pu = 0,9D

lw = panjang bentang bersih dinding geser

δu = simpangan total yang terjadi akibat beban gempa

hw = tinggi bersih dinding geser

Bila komponen batas khusus diperlukan maka tulangannya harus diteruskan secara vertikal dari penampang kritis sejarak tidak kurang daripada nilai terbesar dari lw atau $Mu/4Vu$. Namun apabila tidak diperlukan, maka persyaratan berikut harus dipenuhi, yaitu:

$$\rho g > 2.8/fy \quad \text{(2-36)}$$

$$Vu \geq Acv\sqrt{f'c} \quad \text{(2-37)}$$

2.7 Daktilitas Struktur

Istilah daktilitas dalam desain seismik adalah kemampuan suatu struktur menjalani deformasi siklik beramplitudo besar saat keadaan inelastis tanpa mengalami penurunan kekuatan yang berarti. Struktur yang daktil secara umum mampu mendisipasi energi dalam julmah besar pada saat deformasi siklik tersebut terjadi. Dimana faktor daktilitas didefinisikan sebagai deformasi maksimum dibagi dengan deformasi saat terjadi keruntuhan leleh. Faktor daktilitas (μ) didapatkan melalui 3 (tiga) jenis parameter yang berkaitan dengan deformasi, yaitu *displacement*, rotasi dan kurvatur.

2.7.1 Daktilitas Rotasi

Analisis dinamik umumnya menentukan faktor daktilitas rotasi. Faktor daktilitas rotasi dapat diberikan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\theta max}{\theta_y} \quad \text{(2-27)}$$

dengan :

μ_θ = faktor daktilitas rotasi

θ_{max} = rotasi maksimum yang terjadi pada sendi plastis

θ_y = adalah rotasi pada sendi plastis ketika terjadi leleh pertama kali.

2.7.2 Daktilitas Kurvatur

Informasi yang paling dibutuhkan oleh perancang struktur adalah perilaku kurvatur/lengkungan pada penampang kritis yang terjadi di daerah sendi plastis. Hal tersebut dinyatakan dengan faktor daktilitas kurvatur yang ditunjukkan dengan persamaan berikut :

$$\mu_{\emptyset} = \frac{\emptyset_m}{\emptyset_y} \quad \text{(2-28)}$$

dengan :

$\mu_{\emptyset}$ = faktor daktilitas kurvatur

$\emptyset_{max}$ = kurvatur/lengkungan maksimum pada penampang

$\emptyset_y$ = kurvatur/lengkungan penampang saat terjadi leleh

2.7.3 Daktilitas Perpindahan

Faktor daktilitas perpindahan (*displacement ductility factor*) biasanya digunakan sebagai evaluasi pada struktur yang dianalisis kinerjanya terhadap beban gempa. Berikut ini persamaan untuk memperoleh faktor daktilitas tersebut :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta max}{\Delta y} \quad \text{(2-38)}$$

dengan :

μ_{Δ} = faktor daktilitas perpindahan

Δ_{max} = perpindahan maksimum

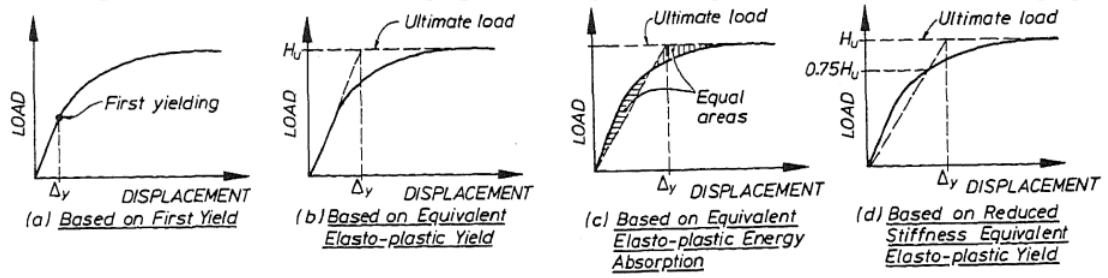
Δ_y = perpindahan saat terjadi leleh

Faktor daktilitas perpindahan yang dibutuhkan untuk tipikal struktur yang direncanakan dengan *design code* tertentu, dapat bervariasi antara 1 untuk struktur dengan respons elastis, sampai dengan 7 untuk struktur yang daktil penuh. Namun secara umum, faktor daktilitas perpindahan berkisar antara 3 sampai dengan 6.

2.7.4 Penentuan Deformasi Leleh

Berbagai definisi alternatif yang telah digunakan oleh investigator dalam menentukan deformasi leleh dapat dilihat pada Gambar 2.24. Definisi dari deformasi leleh adalah deformasi pada saat pertama kali leleh terjadi (Gambar 2.24(a)), atau deformasi leleh dari sistem elasto-plastis ekivalen dengan kekakuan elastis yang sama dan beban ultimit sebagai sistem utamanya (Gambar 2.24(b)), atau deformasi leleh dari sistem elasto-

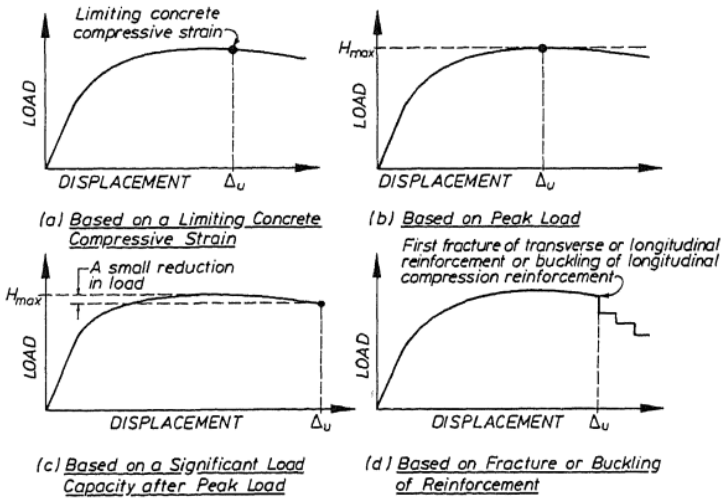
plastis ekivalen dengan penyerapan energi yang sama sebagai sistem utamanya (Gambar 2.24(c)), atau deformasi leleh dari sistem elasto-plastis ekivalen dengan kekakuan tereduksi yang diperoleh sebagai kekakuan *secant* sebesar 75% dari beban lateral ultimit sistem utamanya. (Gambar 2.24(d)) (Park, 1988, p. 606).



Gambar 2.24 Definisi alternatif untuk deformasi leleh
Sumber : Park, 1988, p.606

2.7.3 Penentuan Deformasi Ultimit

Deformasi ijin maksimum (ultimit) juga telah ditentukan dengan berbagai macam asumsi oleh investigator, dapat dilihat pada Gambar 2.25. Definisi dari deformasi maksimum adalah deformasi yang sesuai dengan pembatasan nilai secara khusus untuk regangan kuat tekan beton (Gambar 2.25(a)), atau deformasi yang sesuai pada puncak kurva hubungan *load-displacement* (Gambar 2.25(b)), atau deformasi setelah kondisi puncak, ketika beban yang menandai kapasitas telah mengalami sedikit reduksi (Gambar 2.25(c)). Selain itu, deformasi maksimum juga dapat diartikan sebagai deformasi yang terjadi ketika baja tulangan memanjang maupun melintang mengalami putus/fraktur atau tulangan melintang yang tertekan mengalami tekuk/*buckle* (Gambar 2.25(d)) (Park, 1988, p. 607).



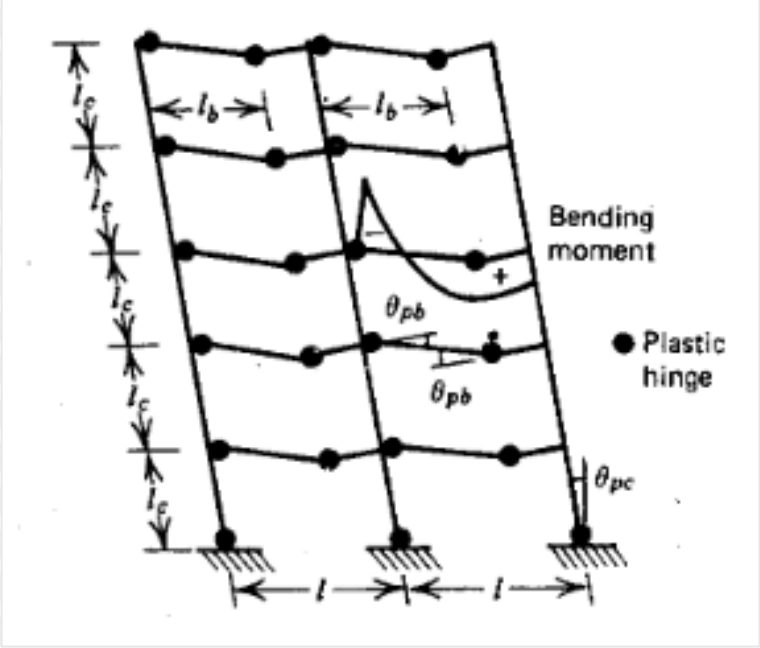
Gambar 2.25 Definisi alternatif untuk deformasi ultimit
Sumber : Park, 1988, p. 607

2.8 Mekanisme Keruntuhan

Perpindahan lateral yang terjadi setelah kelelehan dimulai diakibatkan oleh munculnya rotasi pada posisi sendi plastis. Ada dua macam tipe mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada suatu struktur, yaitu *beam sidesway mechanism* dan *column sidesway mechanism*.

2.8.1 *Beam Sidesway Mechanism*

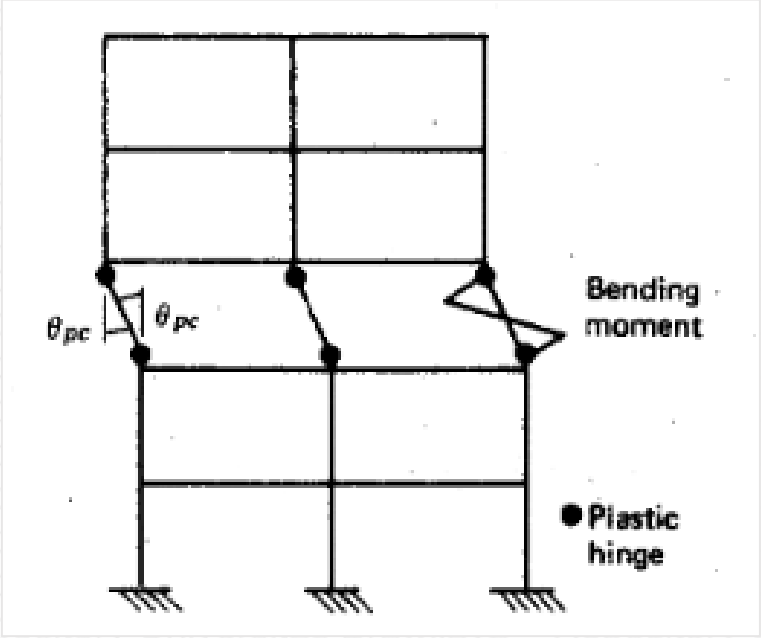
Beam sidesway mechanism terjadi apabila kelelehan mulai terjadi pada penampang kritis dari elemen-elemen balok sebelum elemen-elemen kolom mencapai kondisi tersebut, sehingga sendi-sendi plastis pada balok akan muncul terlebih dahulu bersamaan dengan bertambahnya deformasi lateral. Munculnya sendi plastis pada dasar seluruh kolom adalah penting dalam mekanisme ini, akan tetapi kolom lain diatasnya harus tetap dalam kondisi elastis. Mekanisme ini merupakan hasil yang ingin dicapai pada *performance based design* secara umum, karena munculnya sendi plastis pada balok dianggap hanya keruntuhan lokal saja dan tidak berakibat fatal pada integritas struktur. Hasil dari struktur dengan *beam sidesway mechanism* dapat dilihat pada Gambar 2.26.



Gambar 2.26 Beam sidesway mechanism
Sumber : Park & Paulay (1974, p. 560)

2.8.2 *Column Sidesway Mechanism*

Column sidesway mechanism terjadi apabila kelelehan mulai terjadi pada penampang kritis dari elemen-elemen kolom sebelum elemen-elemen balok mencapai kondisi tersebut, sehingga sendi-sendi plastis pada kolom akan muncul terlebih dahulu bersamaan dengan bertambahnya perpindahan lateral. Dalam kasus terburuk, perpindahan lateral selanjutnya dapat terjadi karena *column sidesway mechanism* hanya muncul pada satu lantai saja (*soft story*), karena elemen-elemen kolom pada lantai lainnya lebih kuat. Mekanisme ini merupakan hasil yang harus dihindari pada *performance based design* secara umum, karena munculnya sendi plastis pada kolom dapat berakibat fatal pada integritas struktur. Hasil dari struktur dengan *column sidesway mechanism* dapat dilihat pada Gambar 2.27.



Gambar 2.27 Column sidesway mechanism
Sumber : Park & Paulay (1974, p. 558)

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1 Desain Pendahuluan

Bangunan yang menjadi obyek dalam penelitian ini adalah :

Nama gedung : Gedung Pendidikan Bersama
Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya

Lokasi : Kota Malang

Fungsi : Gedung perkuliahan

Jumlah lantai : 10 lantai (lantai dasar s/d 9)

Luas bangunan : 2465 m^2 (98.6 m x 25 m)

Tinggi bangunan : 47.3 m (tidak termasuk atap)

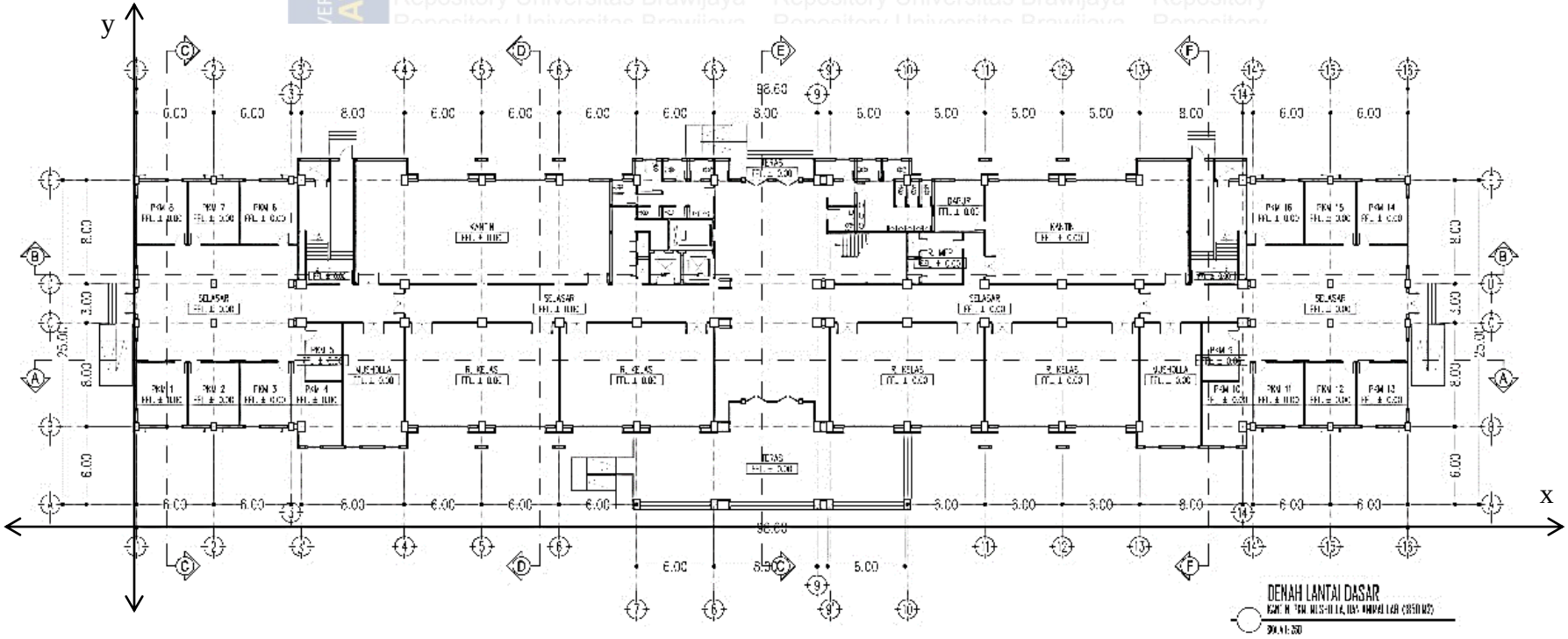
Bangunan ini akan dimodelkan dengan menghilangkan sistem dilatasi bangunan yang direncanakan pada as 3, 9, 14 (lihat Gambar 3.1) dimana elemen balok dan kolom pada daerah as tersebut akan menyesuaikan perencanaan yang sudah ada. Kemudian akan digunakan dinding geser beton bertulang menggantikan fungsi dilatasi sebagai pemisah sistem struktur bangunan yang memanjang pada sumbu y supaya beban lateral akibat gempa dapat terdistribusikan secara terpisah terutama pada sumbu lemahnya yaitu sumbu x. Sehingga diharapkan penelitian ini dapat menghasilkan kuantitas dinding geser yang optimum dalam meningkatkan performa ketahanan gempa suatu bangunan.

Mutu material yang digunakan untuk pemodelan dinding geser menyesuaikan mutu bangunan eksisting yang diberikan seperti pada Tabel 3.1 berikut:

Tabel 3.1 *Mutu bahan*

Bahan	Mutu Bahan
Beton	K-350 ($f'c$ = 29.05 MPa)
Baja Tulangan Ulir	U-39 (fy = 390 MPa)
Baja Tulangan Polos	U-24 (fy = 240 MPa)

Sumber: Rencana Kerja dan Syarat-Syarat [RKS]



Gambar 3.1 Denah tipikal struktur

Repository Universitas Brawijaya

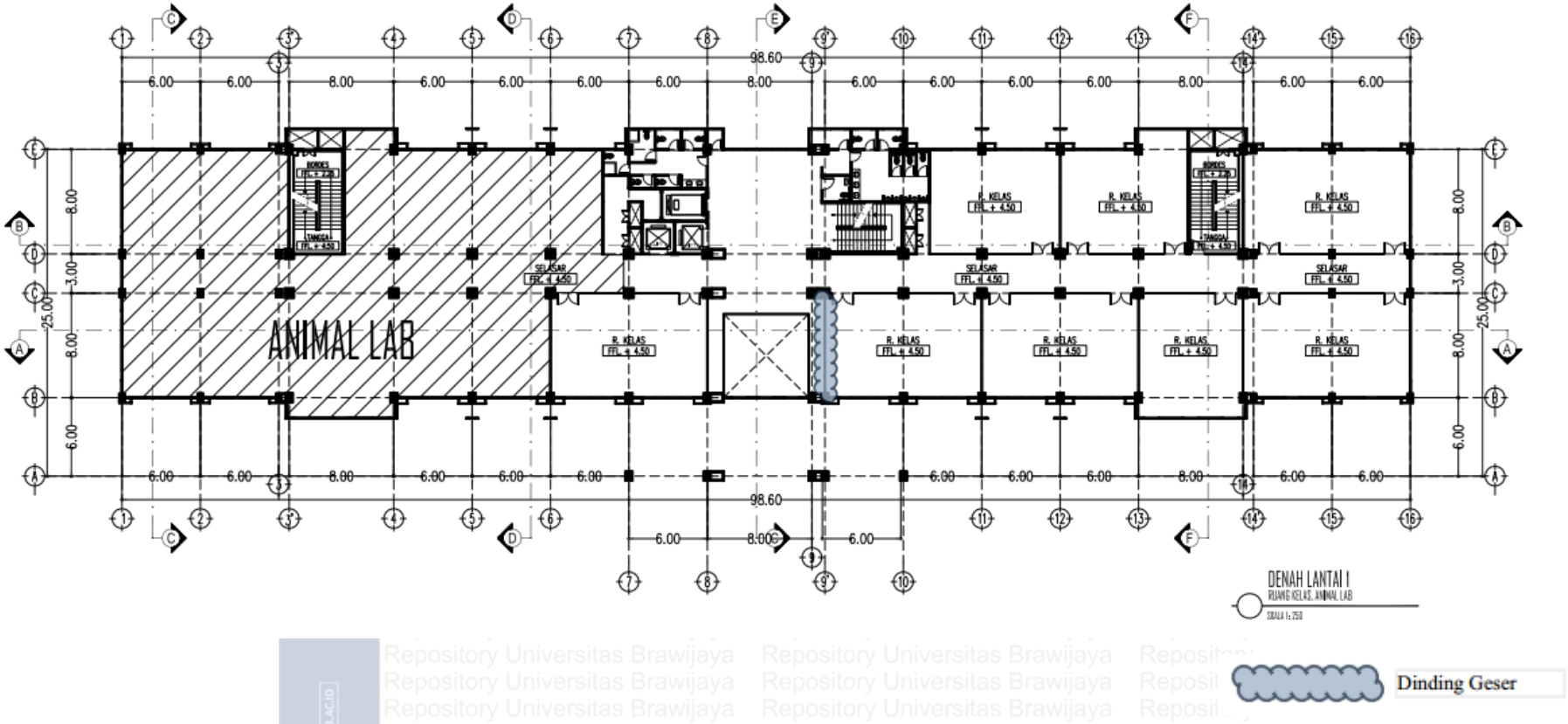
3.2 Variasi Parameter

Metode penelitian berikut menguraikan rangkaian kegiatan dan prosedur yang digunakan untuk menganalisis performa ketahanan gempa dari Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya dengan 8 tipe, yaitu 1 tipe tanpa dinding geser namun menghilangkan sistem dilatasi struktur dan 3 (tiga) tipe variasi kuantitas struktur dinding geser dari beton bertulang.

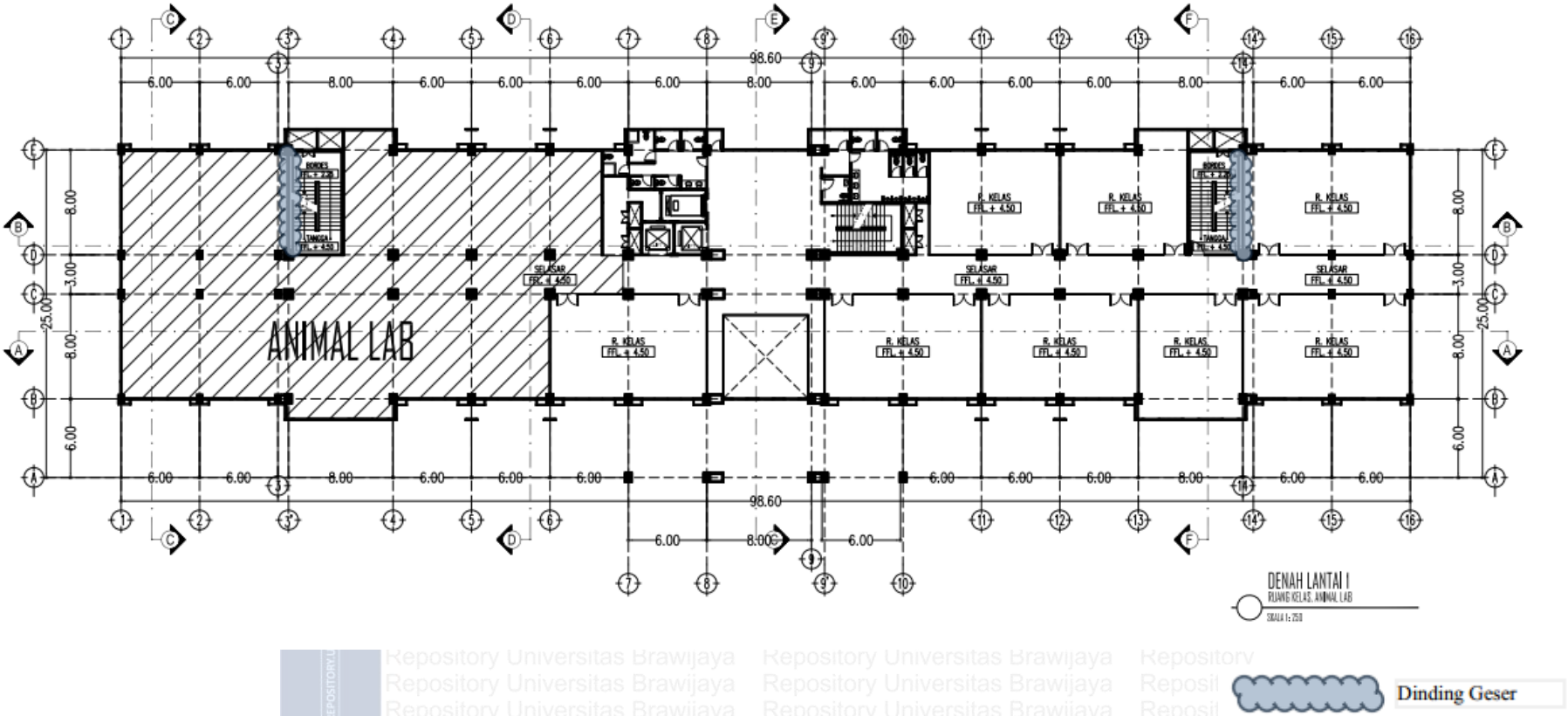
Rencana variasi dinding geser yang digunakan untuk pemodelan struktur diberikan seperti pada Tabel 3.2 sebagai berikut:

Tabel 3.2 *Rencana variasi dinding geser*

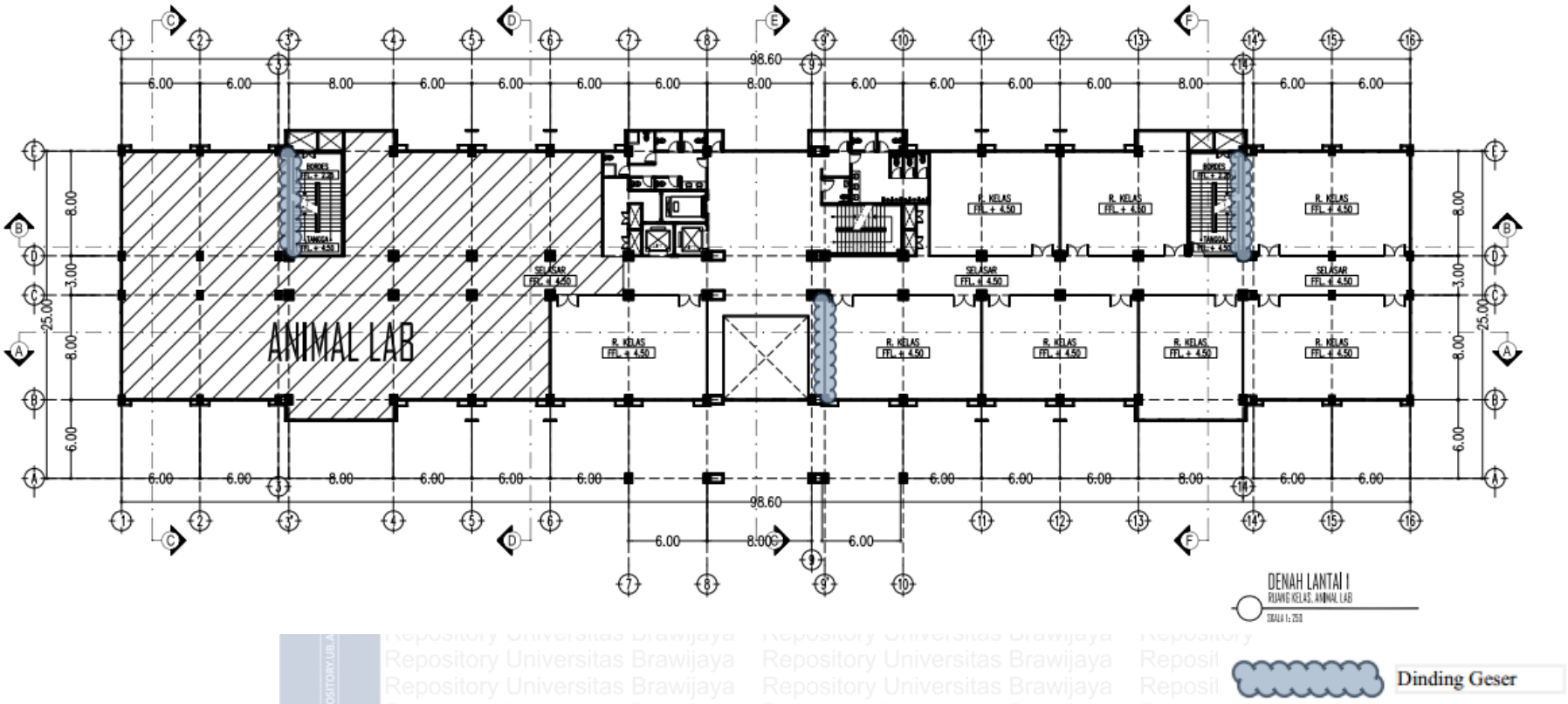
Tipe	Jumlah	Keterangan
OD Struktur asli dengan dilatasi	-	Bangunan eksisting
OND Struktur asli tanpa dilatasi	-	Dilatasi dihilangkan, ukuran balok dan kolom pada daerah dilatasi diambil yang terbesar dari gambar perancanaan
NSW Struktur alternatif tanpa dinding geser	-	Memperbesar ukuran kolom pada As. 1-3 dan 14-15 menjadi 600 x 800 mm
SWA Struktur alternatif dengan dinding geser tipe A	1 x 8 m	Dinding geser pada as. 9'-AB
SWB Struktur alternatif dengan dinding geser tipe B	2 x 8 m	Dinding geser pada as. 3-DE, 14-DE
SWC Struktur alternatif dengan dinding geser tipe C	3 x 8 m	Dinding geser pada as. 9'-AB, 3-DE, 14-DE
SWD Struktur alternatif dengan dinding geser tipe D	1 x 4 m + 1 x 5 m	Dinding geser pada as. 7-DE, 10-DE
SWE Struktur alternatif dengan dinding geser tipe E	1 x 4 m + 1 x 5 m + 1 x 8 m	Dinding geser pada as. 9'-AB, 7-DE, 10-DE



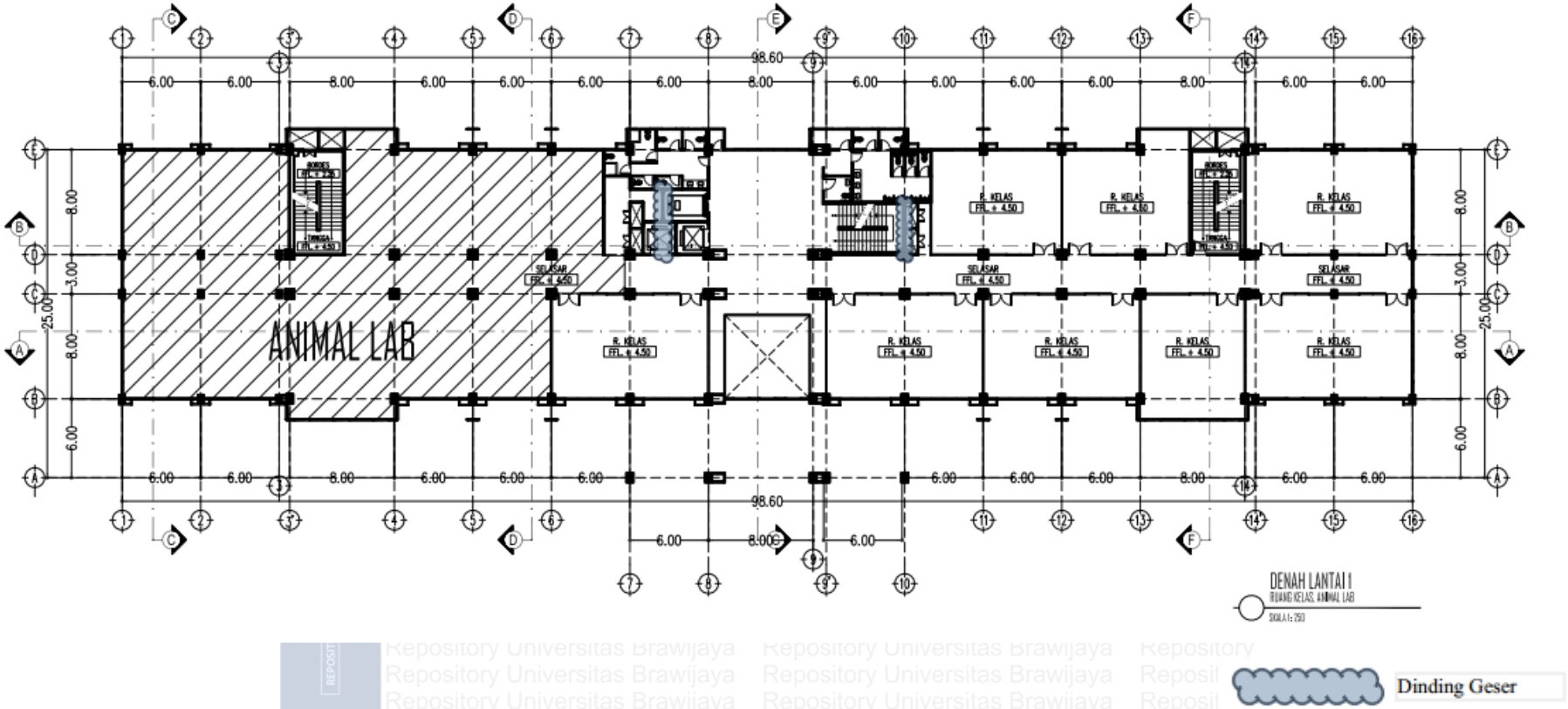
Gambar 3.2 Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-A



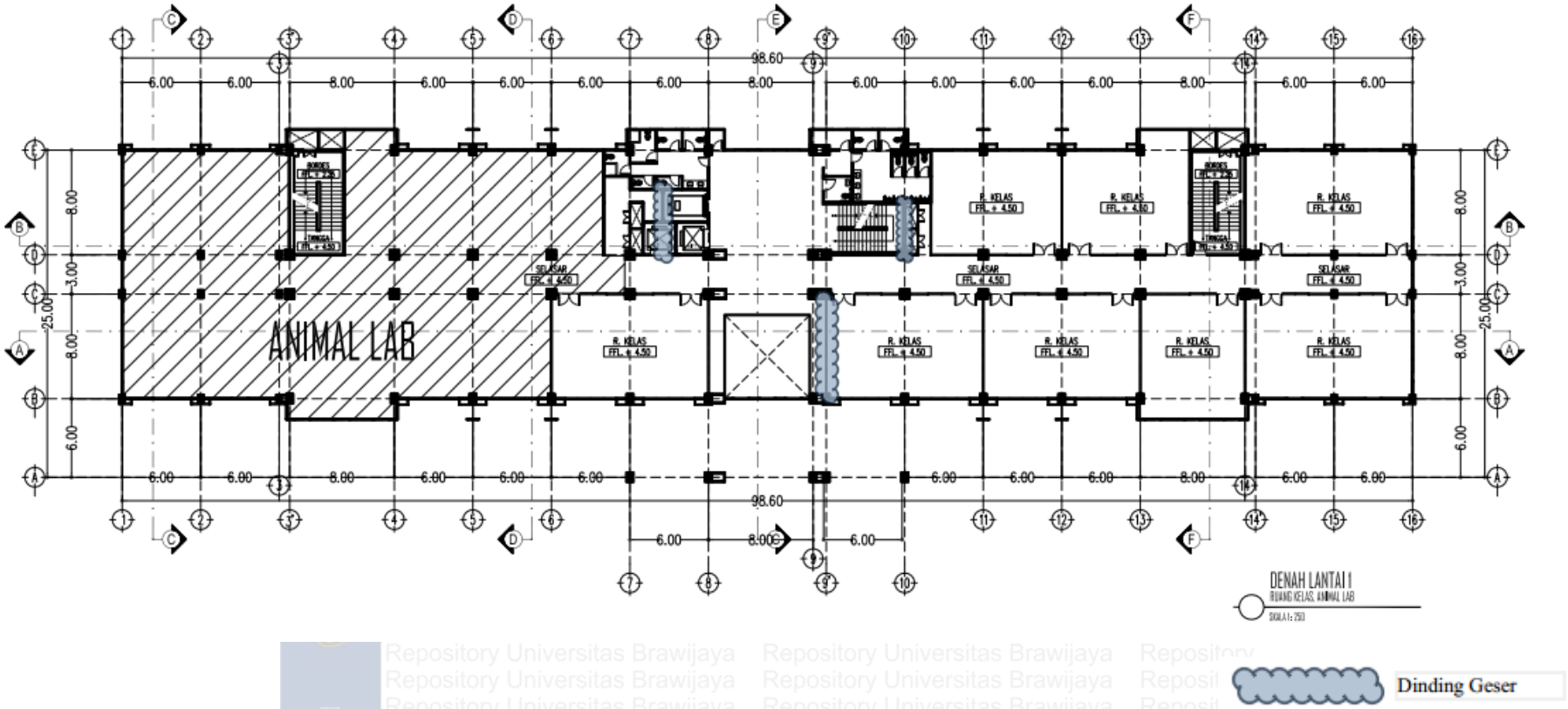
Gambar 3.3 Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-B



Gambar 3.4 Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-C

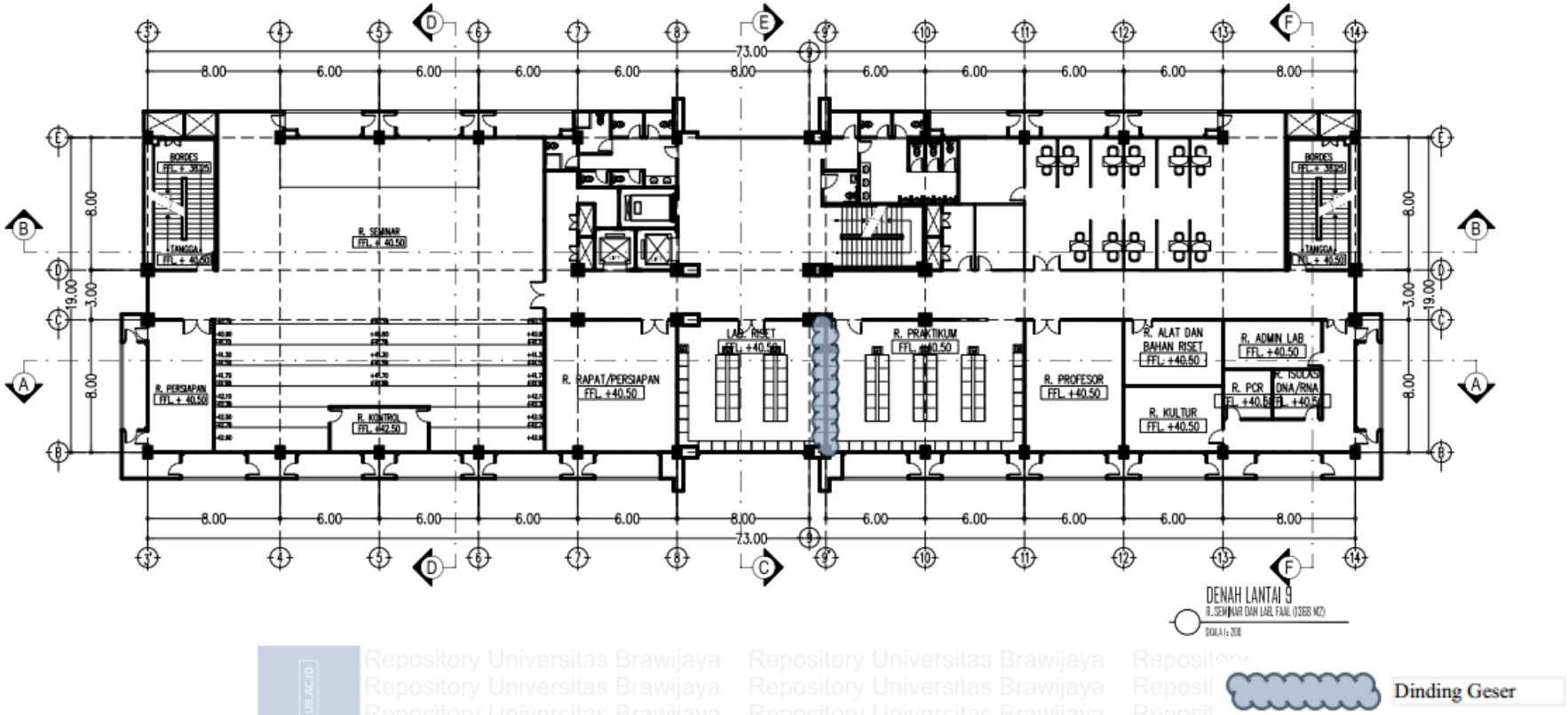


Gambar 3.5 Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-D



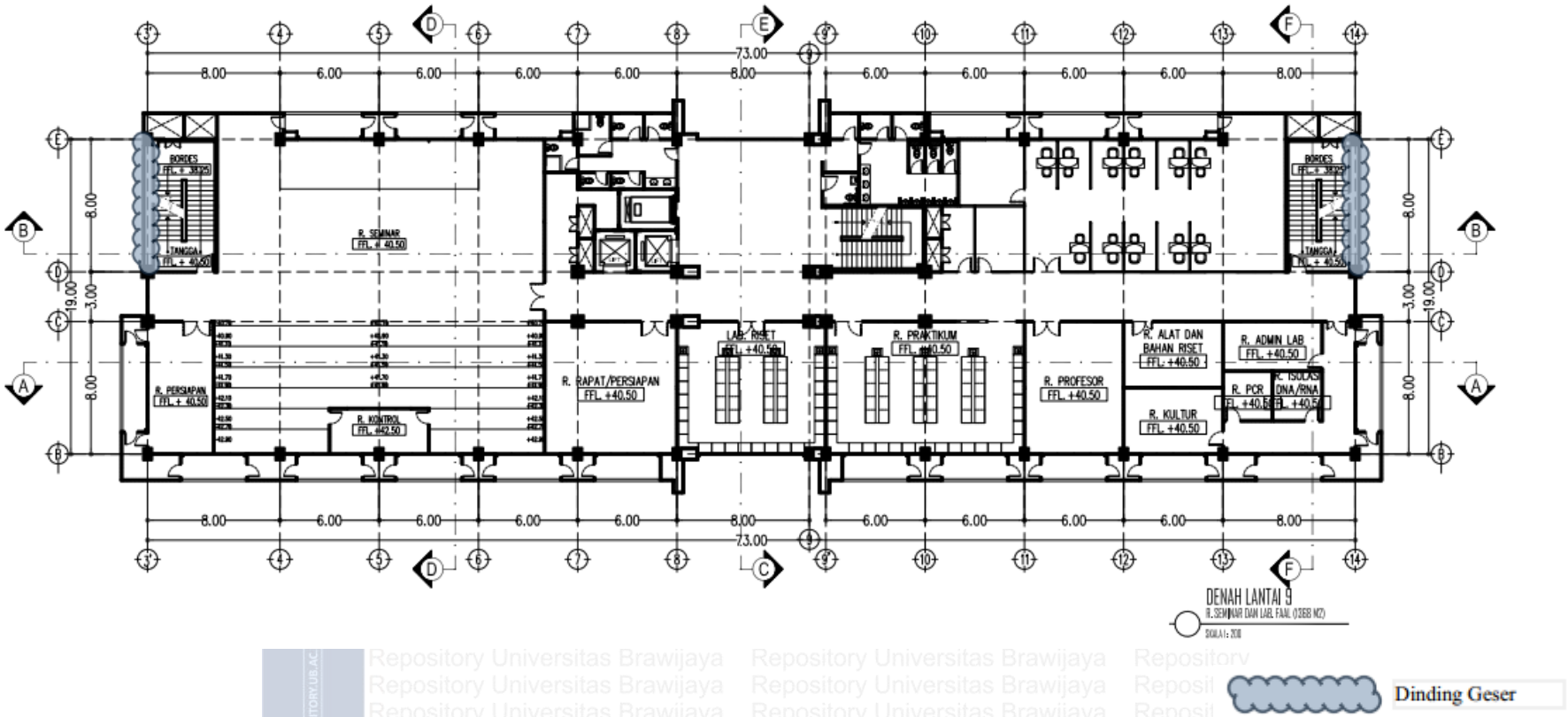
Gambar 3.6 Denah tipikal 1 (lantai dasar s/d 5) tipe SW-E

Repository Universitas Brawijaya

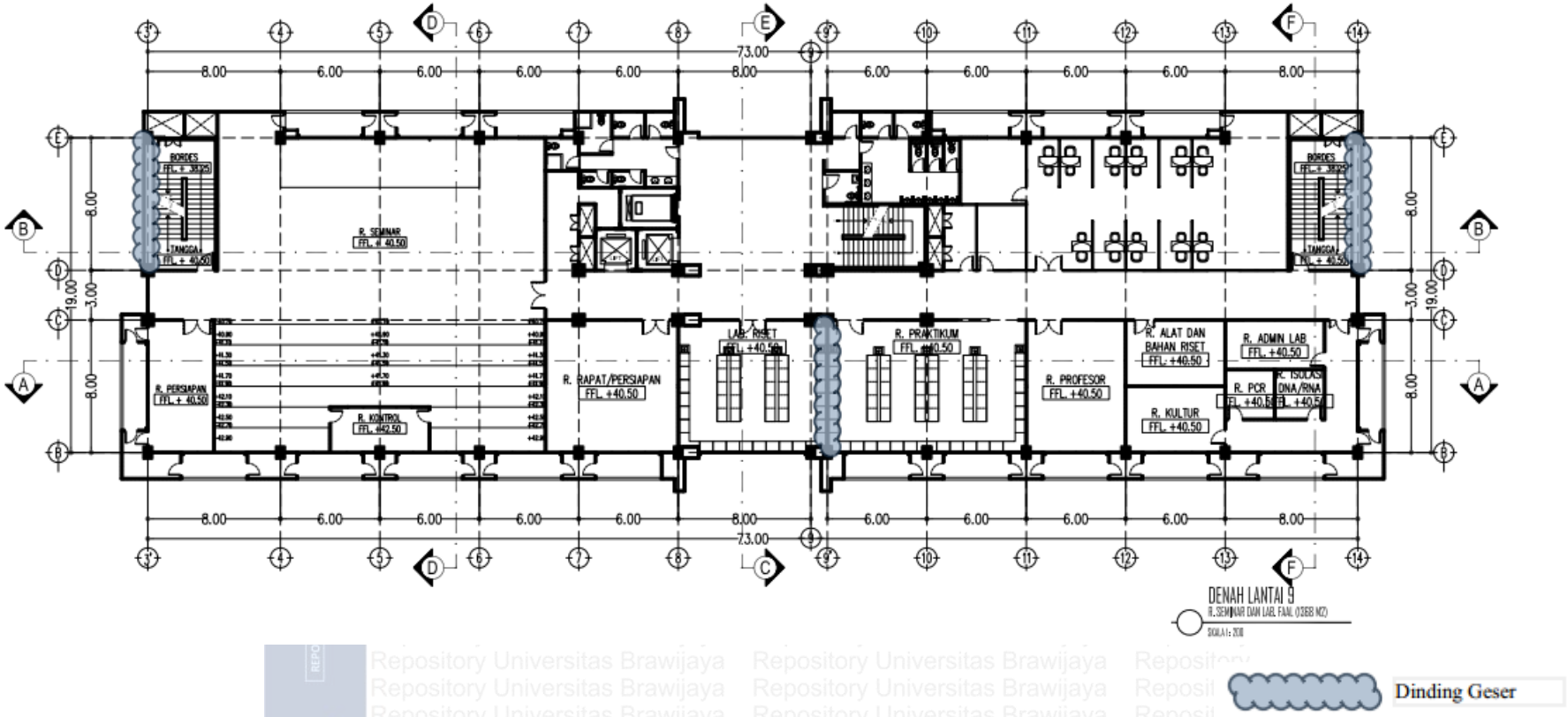


Gambar 3.7 Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-A

Repository Universitas Brawijaya

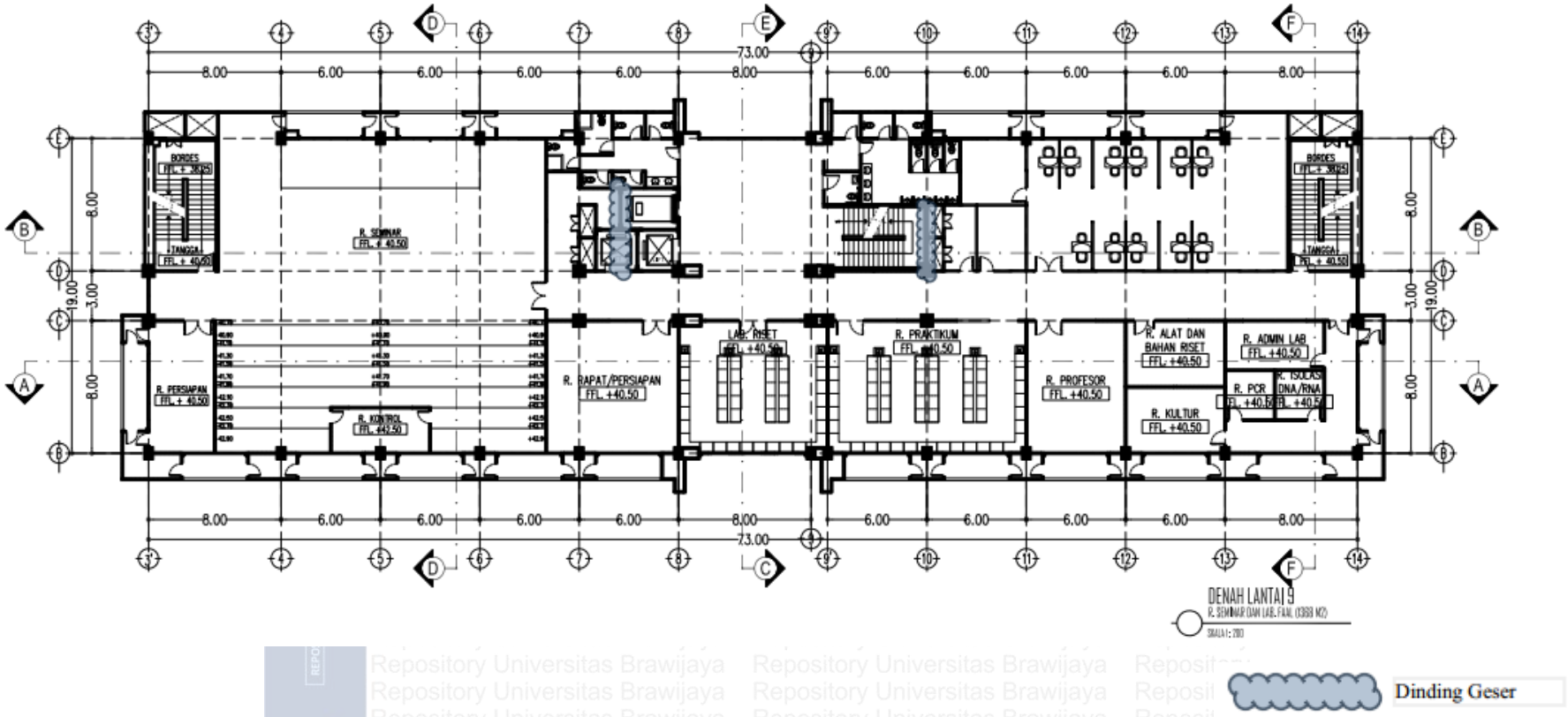


Gambar 3.8 Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-B



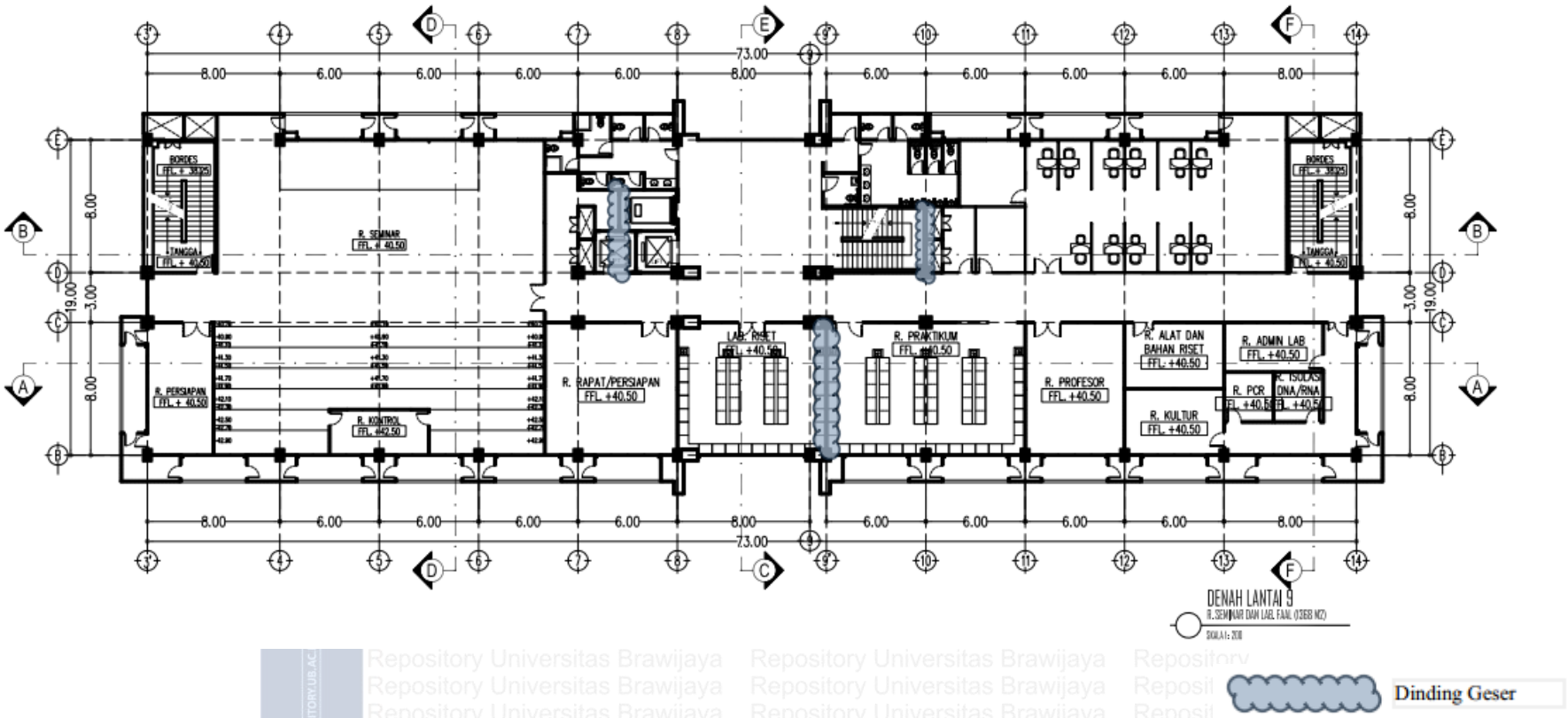
Gambar 3.9 Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-C

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 3.10 Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-D

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 3.11 Denah tipikal 2 (lantai 6 s/d 9) tipe SW-E

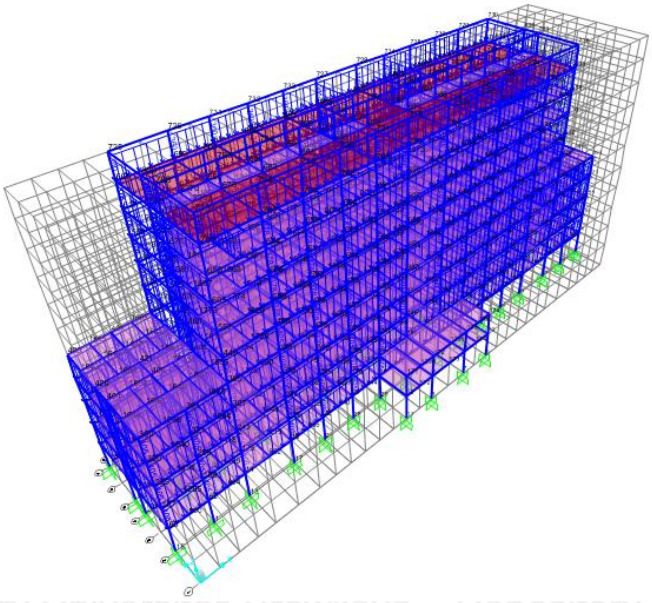
3.3 Pembebanan

Pembebanan pada masing-masing tipe struktur mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983. Beban-beban yang dimasukkan pada analisis ini antara lain :

- Material dinding yang digunakan adalah bata ringan dengan berat jenis (γ) sebesar 90 kg/m^2. Beban dinding yang dimodelkan pada analisis ini dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Gambar 3.12.

Tabel 3.3 *Berat dinding tiap tingkat*

Lantai	h (m)	Berat dinding (kg/m)
1 s/d 5	4.5	405
6 s/d 9	4.2	378
10	4	360



Gambar 3.12 Pemodelan beban dinding pada struktur

- Pembebanan untuk 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)

- Sedangkan untuk spektrum respons gempa didapatkan melalui perhitungan yang mengacu pada SNI 1726:2012.

3.4 Pemodelan dengan SAP2000 18

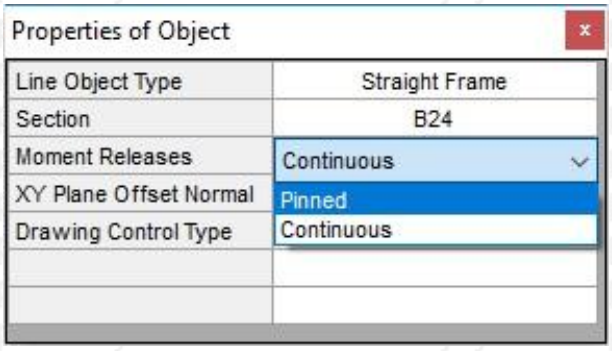
3.4.1 Pemodelan Elemen Struktur

Berikut ini pemodelan elemen-elemen struktur, antara lain; kolom, balok, dinding geser, pelat lantai dan tumpuan secara garis besar yang digunakan pada analisis ini. Pemodelan elemen struktur secara lengkap dapat dilihat pada Lampiran 1.

3.4.1.1 Pemodelan Penampang Kolom dan Balok

Kolom dan balok dimodelkan dengan *frame sections – section designer* pada SAP2000 yang umum digunakan untuk penampang yang sudah diketahui penulangannya. Catatan untuk pemodelan balok-balok anak pada analisis ini, *moment release* menggunakan pilihan *pinned,* sedangkan untuk balok-balok induk menggunakan pilihan *continuous*. Pemodelan penampang balok anak dan induk dapat dilihat pada Gambar 3.13.

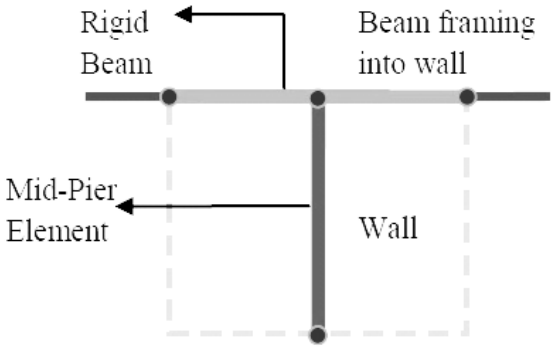
Seperti dijelaskan pada pembatasan masalah poin pertama, penulis melakukan penyesuaian karena keterbatasan pada program SAP2000. Penyesuaian tersebut yaitu mengenai pemodelan elemen balok, dimana pemutusan tulangan pada daerah tumpuan maupun lapangan pada elemen tersebut tidak dapat didefinisikan. Sehingga penulis memodelkan setiap elemen balok dengan jumlah tulangan atas dan bawah terbanyak diantara penampang daerah tumpuan dan lapangan pada gambar perencanaan.



Gambar 3.13 Pemodelan penampang balok

3.4.1.2 Pemodelan Penampang Dinding Geser

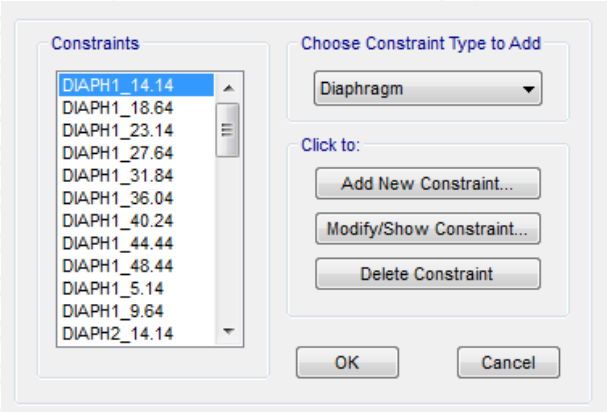
Dinding geser dimodelkan dengan *mid-pier frame* dengan definisi sendi plastis berdasarkan FEMA 356. *Mid-pier* dimodelkan sebagai elemen rangka/*frame* seperti pada elemen balok dan kolom, dengan menggunakan parameter penampang dinding geser yang sudah ditentukan. Ketebalan dari penampang *rigid beam* dapat dianggap sama dengan dinding itu sendiri. Gambar 3.14 menunjukkan pemodelan dinding geser dengan *mid-pier frame*. Sendi plastis P-M-M terdefinisikan menurut FEMA 356 dengan distribusi penulangan yang diberikan melalui *section designer* pada SAP2000 18.



Gambar 3.14 Pemodelan penampang dinding geser dengan *mid-pier frame*

3.4.1.3 Pemodelan Pelat Lantai

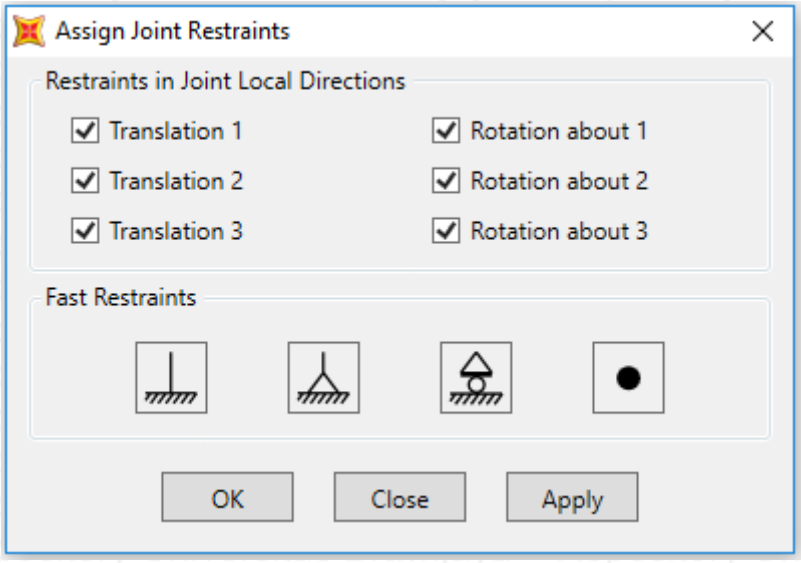
Pelat lantai hanya dimodelkan dengan *area sections – shell* tanpa dilakukan pemodelan tulangan terperinci menggunakan *shell - layered/nonlinear*. Seluruh pelat lantai dimodelkan dengan tebal t = 12 cm, tanpa ada pelat atap. Pembebanan sesuai dengan yang telah diuraikan pada penjelasan sebelumnya. Setiap *joint* pertemuan elemen horisontal; yaitu balok dan pelat; didefinisikan sebagai *diaphragm*, yang bertujuan untuk mengikat elemen horisontal secara keseluruhan pada setiap lantai. Pendefinisian *joint constraint* pada elemen horisontal dapat dilihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3.15 Pendefinisian *joint constraint* pada elemen horisontal

3.4.1.4 Pemodelan Tumpuan

Tumpuan pada struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB diletakkan pada seluruh kaki-kaki kolom struktural yang ada, dimana tumpuan tersebut didefinisikan dengan tumpuan jepit karena pondasi merupakan *bored pile* dengan *pile cap* sebagai pengakunya. Pemodelan tumpuan dilakukan dengan memilih semua titik pada dasar kolom, kemudian pilih menu *assign – restrained – fixed*. Pendefinisian *joint restraints* untuk tumpuan dapat dilihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16 Pendefinisian *joint restraints* untuk tumpuan

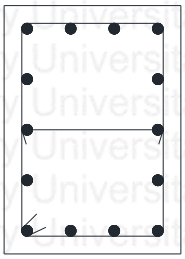
3.4.2 Desain dan Detail Elemen Struktur

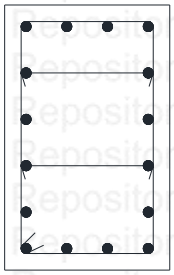
Elemen struktural pada pemodelan struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB ini disesuaikan berdasarkan gambar perencanaan dengan modifikasi karena keterbatasan pada

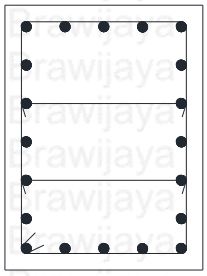
program SAP2000 18, terutama untuk elemen balok. *Section designer* pada program SAP2000 18 tidak dapat memodelkan tulangan tumpuan dan lapangan seperti perencanaan pada umumnya, sehingga jumlah tulangan atas dan bawah harus menerus tanpa ada pengurangan maupun penjumlahan tulangan. Kondisi tersebut penulis atasi dengan memodelkan tulangan sesuai kebutuhan maksimum pada daerah tekan dan tarik untuk masing-masing ukuran penampang.

3.5.2.1 Desain dan Detail Penampang Kolom

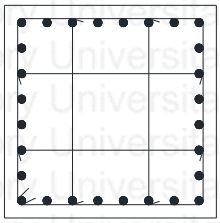
Detail penampang kolom pada pemodelan struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB dapat dilihat pada Gambar 3.17.

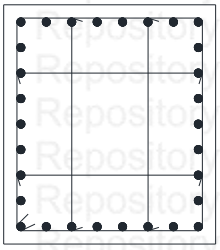


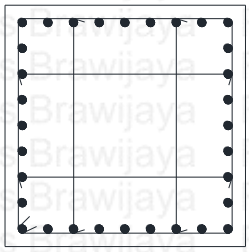




K57		K58		K68	
Dimensi (cm)	50 x 70	Dimensi (cm)	50 x 80	Dimensi (cm)	60 x 80
Tul. Utama	14-D19	Tul. utama	16-D25	Tul. utama	20-D25
Sengkang lateral	D13-200	Sengkang lateral	D13-200	Sengkang lateral	D13-200





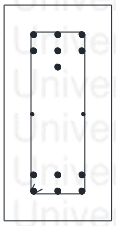


K88		K89		K99	
Dimensi (cm)	80 x 80	Dimensi (cm)	80 x 90	Dimensi (cm)	90 x 90
Tul. utama	28-D25	Tul. utama	30-D25	Tul. utama	32-D25
Sengkang lateral	D13-200	Sengkang lateral	D13-200	Sengkang lateral	D13-200

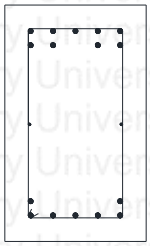
Tabel 3.4 *Detail penampang kolom*

3.5.2.2 Desain dan Detail Penampang Balok

Detail penampang balok pada pemodelan struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB dapat dilihat pada Gambar 3.18.



B2A4A		B24		B34A	
Dimensi (cm)	25 x 45	Dimensi (cm)	20 x 40	Dimensi (cm)	30 x 45
Tul. atas	7-D16	Tulangan atas	6-D13	Tulangan atas	7-D16
Tul. bawah	6-D16	Tul. bawah	4-D13	Tul. bawah	5-D16
Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200



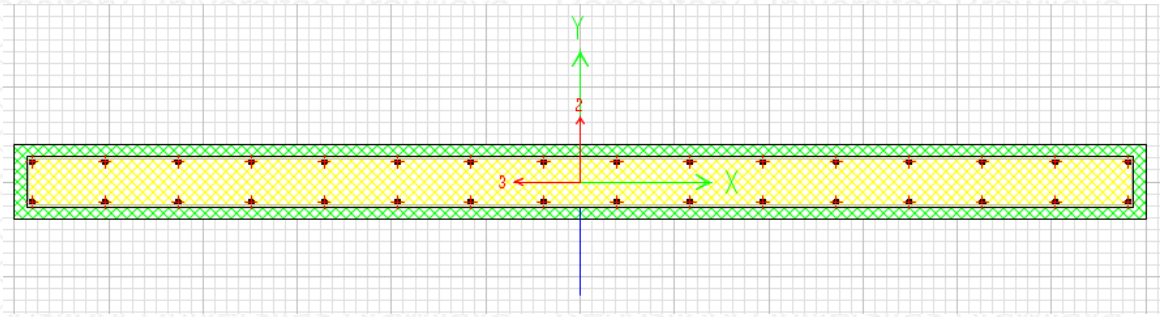
B35 (L= 3-4 m)		B35 (L= 6 m)		B36 (L= 3 m)	
Dimensi (cm)	30 x 50	Dimensi (cm)	30 x 50	Dimensi (cm)	30 x 60
Tul. atas	9-D16	Tulangan atas	10-D22	Tulangan	5-D19
Tul. bawah	7-D16	Tul. bawah	7-D22	Tul. bawah	5-D19
Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200

B36 (L= 6 m)		B47		B48	
Dimensi (cm)	30 x 60	Dimensi (cm)	40 x 70	Dimensi (cm)	40 x 80
Tulangan atas	12-D22	Tulangan atas	14-D19	Tulangan atas	6-D22
Tulangan bawah	8-D22	Tulangan bawah	9-D19	Tulangan bawah	8-D22
Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200	Sengkang	D13-200

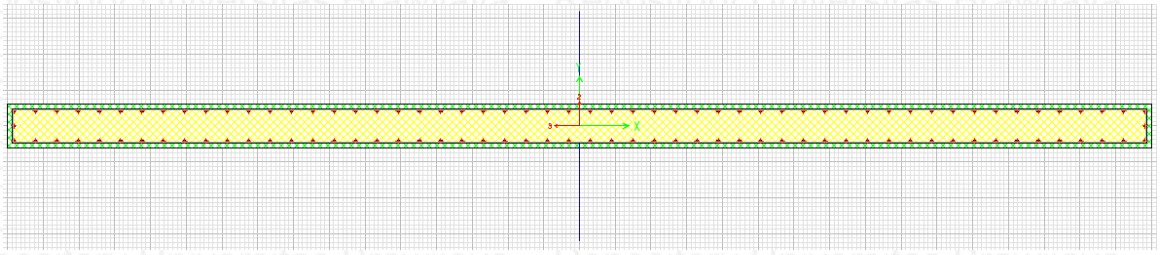
Tabel 3.5 *Detail penampang balok*

3.5.2.3 Desain dan Detail Penampang Dinding Geser

Detail penampang dinding geser pada pemodelan struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB dapat dilihat pada Gambar 3.19.



SW20 (L = 4 – 5 m)	
Tebal dinding (cm)	20
Tulangan arah vertikal	D16-200
Tulangan arah horisontal	D16-200



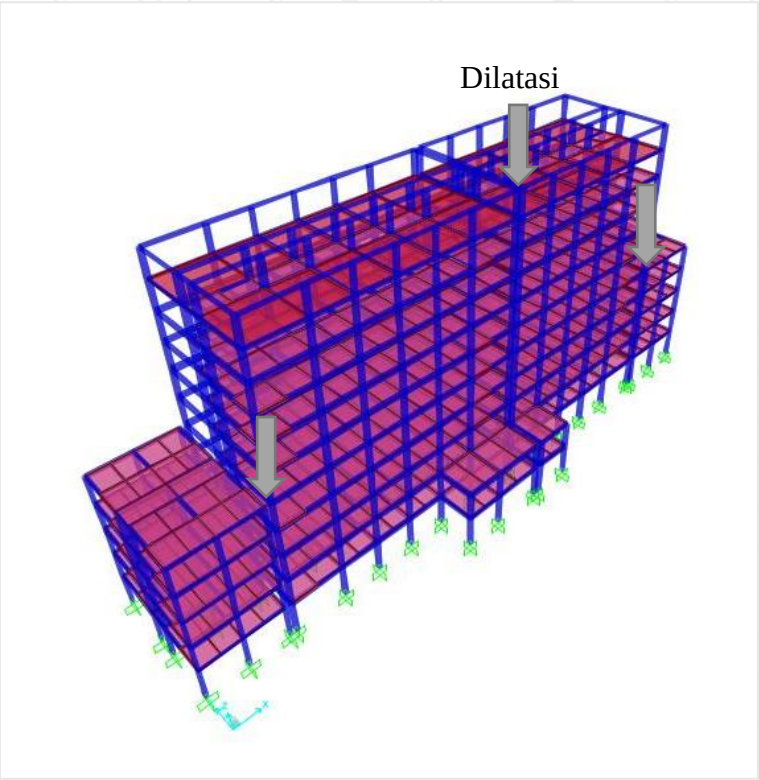
SW30 (L = 8 m)	
Tebal dinding (cm)	30
Tulangan arah vertikal	D16-150
Tulangan arah horisontal	D16-150

Tabel 3.6 *Detail penampang dinding geser*

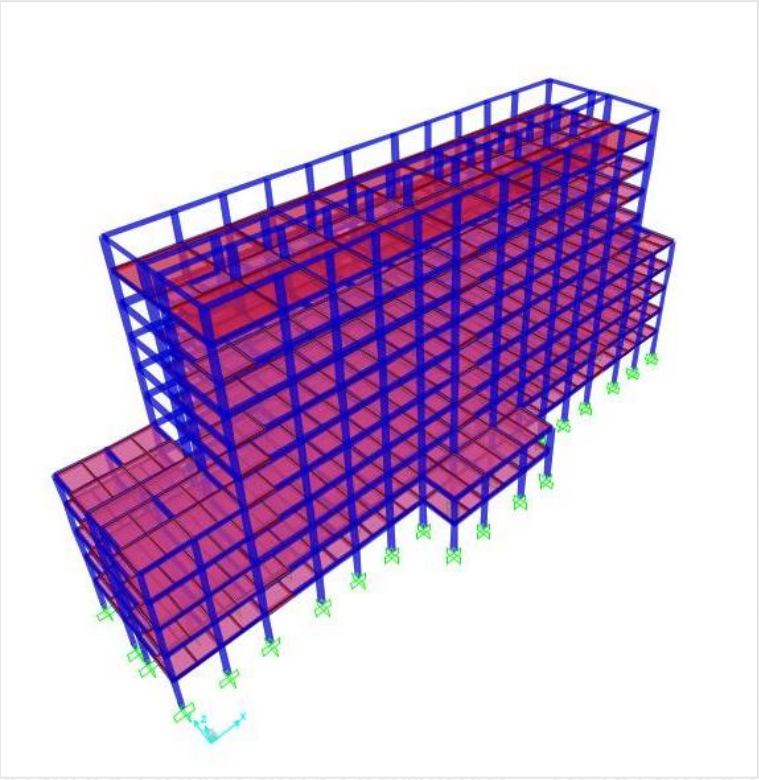
3.4.3 Pemodelan Struktur

Seperti yang telah dijelaskan pada bagian sebelumnya, terdapat 8 (delapan) model struktur yang akan dianalisis performa ketahanan gempa-nya, yaitu struktur tipe OD, tipe OND, tipe NSW, tipe SWA tipe SWB, tipe SWC, tipe SWD, dan tipe SWE. Berikut merupakan pemodelan dari masing-masing jenis struktur pada program SAP2000 18. Catatan; untuk panah berwarna merah muda menandakan dilatasi struktur, panah berwarna

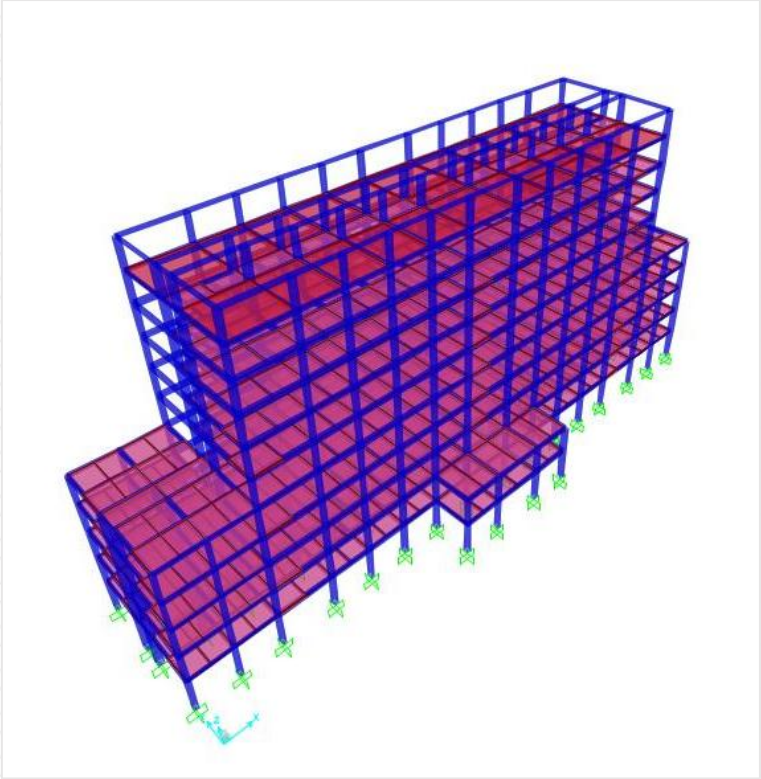
jingga menandakan dinding geser tipe SW30, dan panah berwarna hijau menandakan dinding geser tipe SW20.



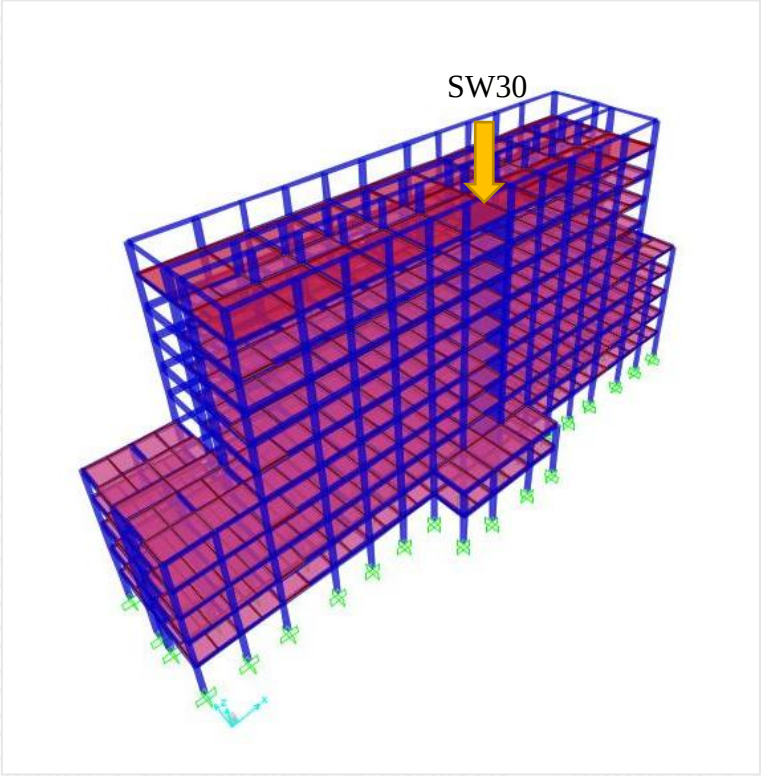
Gambar 3.17 Pemodelan struktur asli dengan dilatasi (OD)



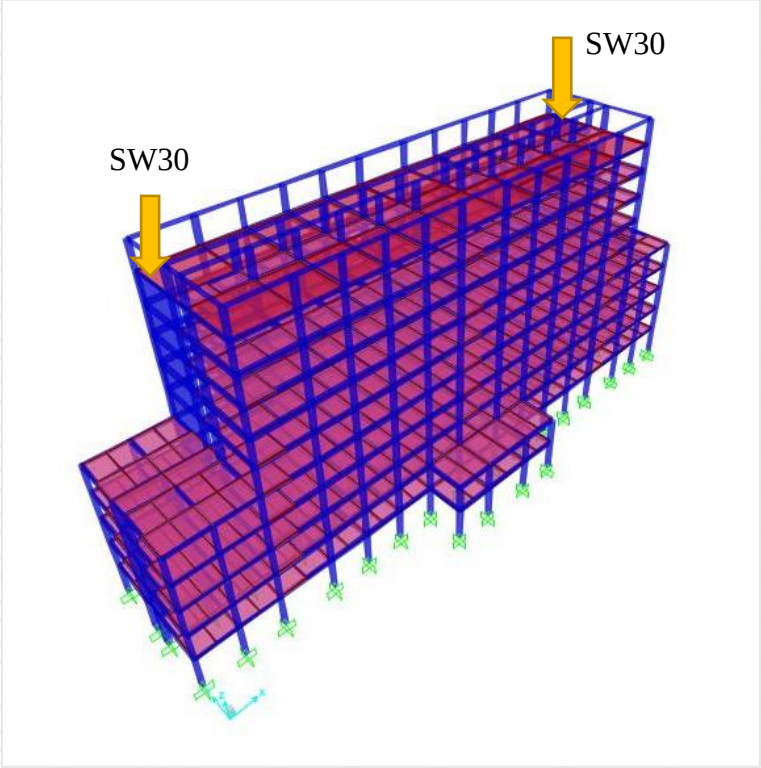
Gambar 3.18 Pemodelan struktur asli tanpa dilatasi (OND)



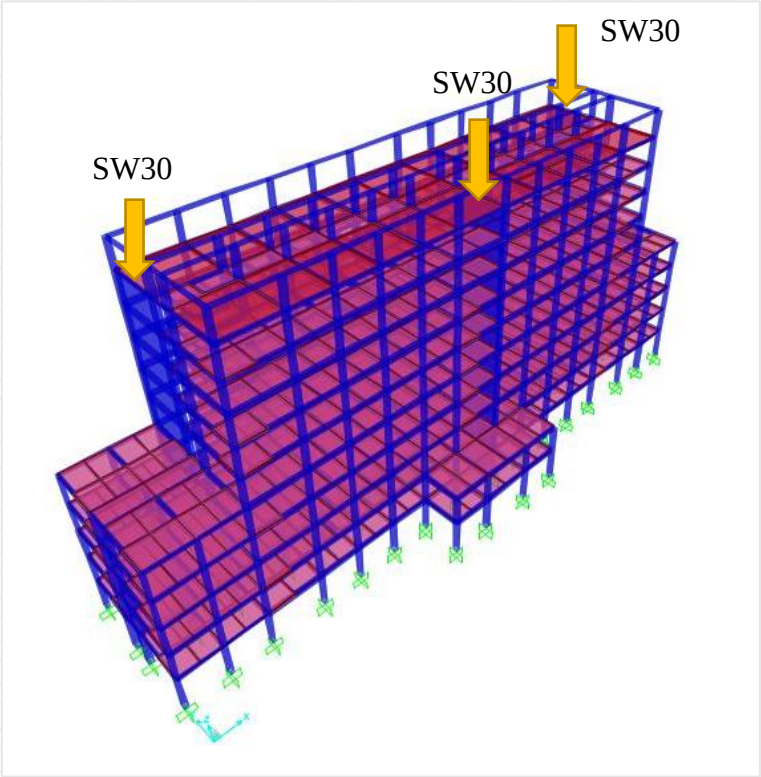
Gambar 3.19 Pemodelan struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)



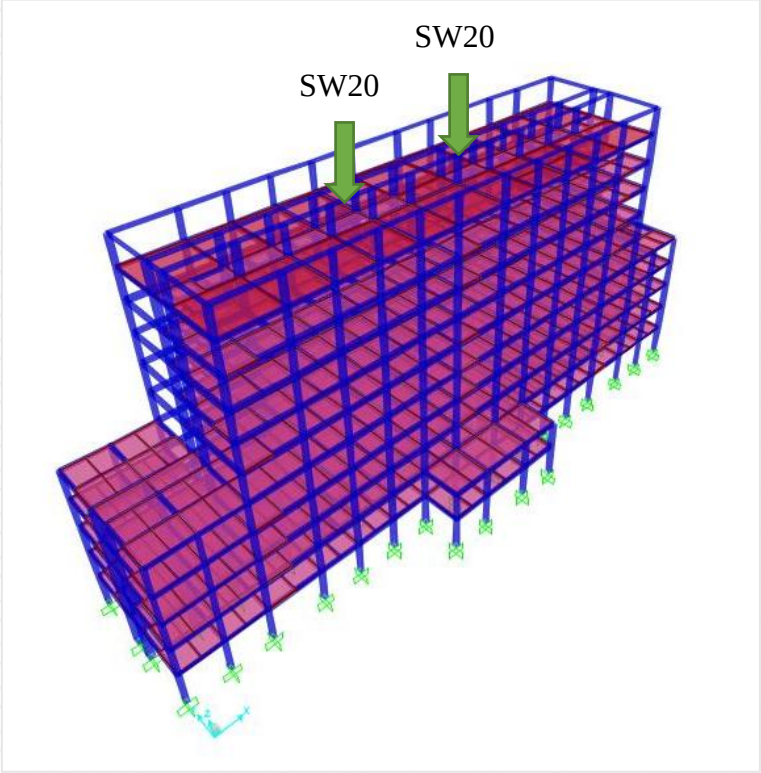
Gambar 3.20 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)



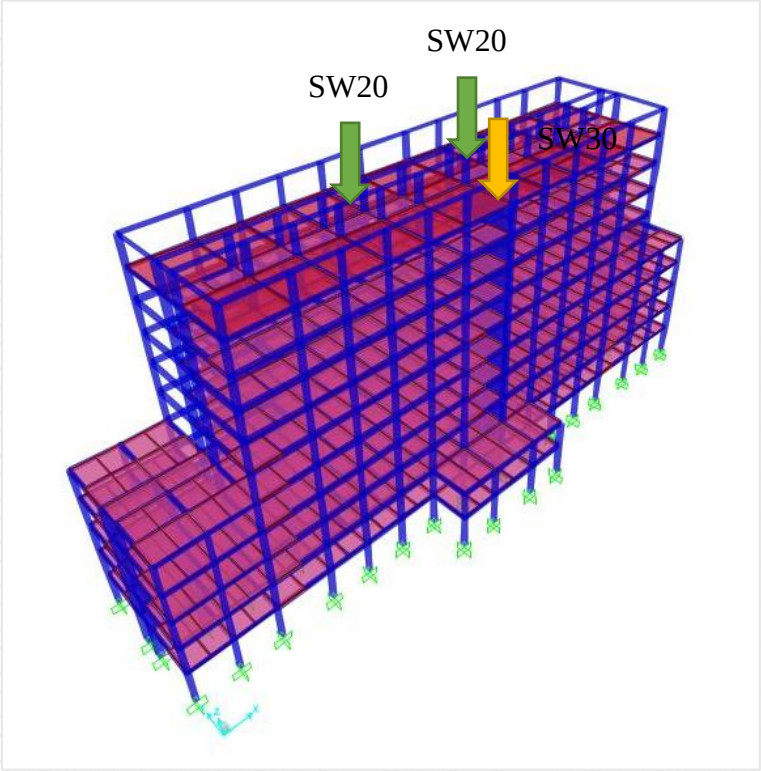
Gambar 3.21 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)



Gambar 3.22 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)



Gambar 3.23 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)



Gambar 3.24 Pemodelan struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)

3.5 Analisis Statik Non-Linier *Pushover*

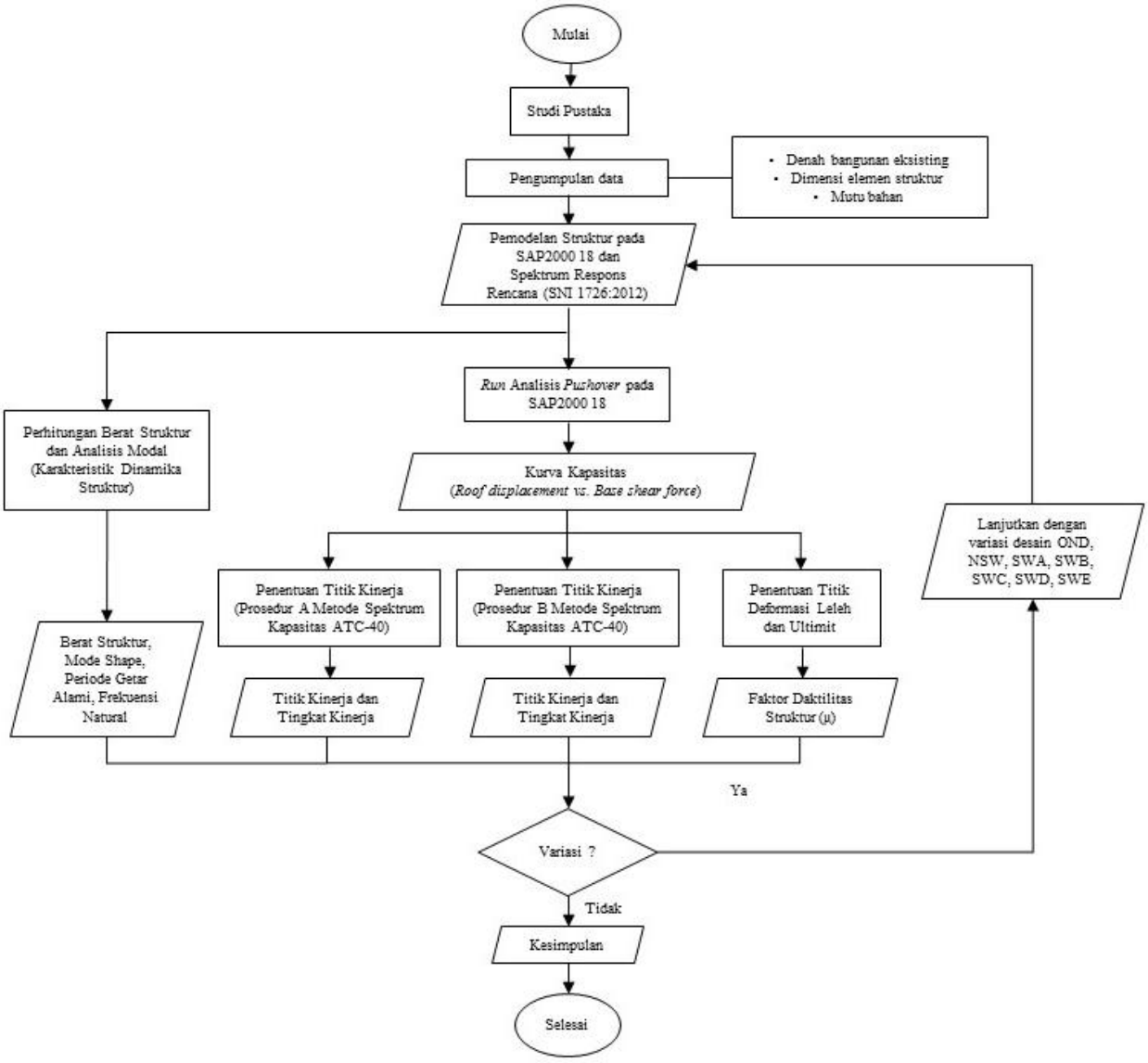
Struktur akan dimodelkan secara tiga dimensi dengan beban gempa 2 (dua) arah, 100% beban pada sumbu lemah/ searah sumbu y dan 30% beban pada sumbu kuat/ searah sumbu x. Analisis yang digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya adalah analisis statik non-linier *pushover* dengan menggunakan perangkat lunak SAP2000 v.18. Analisis ini akan mengacu pada peraturan ATC-40.

3.5.1 Input Analisis *Pushover*

Dalam program SAP2000, input untuk analisis *pushover* dilakukan menggunakan prosedur B. Adapun idealisasi struktur untuk analisis *pushover* pada SAP2000 adalah sebagai berikut:

1. Tipe *hinge properties* yang dipakai untuk balok adalah momen M3, yang berarti sendi plastis terjadi hanya karena momen searah sumbu lokal 3.
2. Pada analisis *pushover* dari SAP2000 untuk memasukan nilai batasan momen leleh balok ada 2 pilihan yaitu nilai batas momen leleh positif dan momen leleh negatif.
3. Tipe hinge properties untuk kolom bawah adalah PMM yang artinya sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial dan momen. Kekuatan kolom dimasukkan dalam bentuk kurva P-M.
4. Beban unttuk analisis statik *pushover* adalah berupa beban *joint* dalam arah lateral yang diberikan dipusat massa masing–masing lantai, oleh karena itu pada *static pushover* dipilih *push to load level defined by pattern*.
5. Efek non – linear dari geometri struktur pada analisis *pushover* diberikan melalui efek P – Δ.
6. Metode perhitungan yang dipilih untuk dilakukan jika terjadi sendi plastis adalah *apply local redistribution*.
7. Panjang sendi plastis pada analisis *pushover* hanya dapat dinyatakan sebagai panjang relatif 0 dan 1 , yang berarti sendi plastis terletak di *joint – joint* pertemuan balok dan kolom.

3.6 Diagram Alir Penelitian



Gambar 3.25 Diagram alir penelitian

BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perbandingan Berat Struktur

4.1.1 Berat Struktur

Dalam menyelesaikan analisis statik non-linier *pushover* dengan prosedur A metode spektrum kapasitas (ATC 40), diperlukan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk modal pertama. Sehingga perlu dihitung berat struktur pada masing-masing tingkat untuk masing-masing tipe struktur seperti dapat dilihat pada Tabel 4.1, Tabel 4.2, Tabel 4.3, Tabel 4.4, Tabel 4.5, Tabel 4.6, Tabel 4.7 dan Tabel 4.8.

Beberapa akronim yang digunakan dalam penulisan ini adalah sebagai berikut; OD untuk struktur asli dengan dilatasi; OND untuk struktur asli tanpa dilatasi; NSW untuk struktur alternatif tanpa dinding geser; SWA untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 8 m; SWB untuk struktur alternatif dengan dinding geser 2 x 8 m; SWC untuk struktur alternatif dengan dinding geser 3 x 8 m; SWD untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 4 m dan 1 x 5 m; SWE untuk struktur alternatif dengan dinding geser 1 x 4 m, 1 x 5 m, 1 x 8 m.

Tabel 4.1 *Berat struktur asli dengan dilatasi struktur (OD)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,698,717
2	9.64	2,281,576
3	14.14	2,186,752
4	18.64	2,228,211
5	23.14	2,247,448
6	27.64	1,789,273
7	31.84	1,752,073
8	36.04	1,737,898
9	40.24	1,739,788
10	44.44	1,380,929
Roof	48.44	781,902
Total		**20,824,567**

Tabel 4.2 *Berat struktur asli tanpa dilatasi struktur (OND)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,523,219
2	9.64	2,158,792
3	14.14	2,102,416
4	18.64	2,140,851
5	23.14	2,160,088
6	27.64	1,754,204
7	31.84	1,717,551
8	36.04	1,703,376
9	40.24	1,705,266
10	44.44	1,365,972
Roof	48.44	765,486
Total		**20,097,223**

Tabel 4.3 *Berat struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,594,163
2	9.64	2,201,992
3	14.14	2,167,216
4	18.64	2,156,403
5	23.14	2,137,624
6	27.64	1,754,204
7	31.84	1,717,551
8	36.04	1,703,376
9	40.24	1,705,266
10	44.44	1,365,972
Roof	48.44	765,486
Total		**20,269,255**

Tabel 4.4 *Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,636,729
2	9.64	2,227,912
3	14.14	2,193,136
4	18.64	2,182,323
5	23.14	2,163,544
6	27.64	1,779,260
7	31.84	1,741,743
8	36.04	1,727,568
9	40.24	1,729,458
10	44.44	1,378,068
Roof	48.44	765,486
Total		**20,525,229**

Tabel 4.5 *Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,679,296
2	9.64	2,253,832
3	14.14	2,219,056
4	18.64	2,208,243
5	23.14	2,189,464
6	27.64	1,804,316
7	31.84	1,765,935
8	36.04	1,751,760
9	40.24	1,753,650
10	44.44	1,390,164
Roof	48.44	765,486
Total		**20,781,204**

Tabel 4.6 *Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,721,862
2	9.64	2,279,752
3	14.14	2,244,976
4	18.64	2,234,163
5	23.14	2,215,384
6	27.64	1,829,372
7	31.84	1,790,127
8	36.04	1,775,952
9	40.24	1,777,842
10	44.44	1,402,260
Roof	48.44	765,486
Total		**21,037,178**

Tabel 4.7 *Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)*

Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,643,114
2	9.64	2,231,800
3	14.14	2,196,160
4	18.64	2,184,483
5	23.14	2,165,704
6	27.64	1,781,348
7	31.84	1,743,759
8	36.04	1,729,584
9	40.24	1,731,474
10	44.44	1,379,076
Roof	48.44	765,486
Total		**20,551,990**

Tabel 4.8 *Berat struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)*

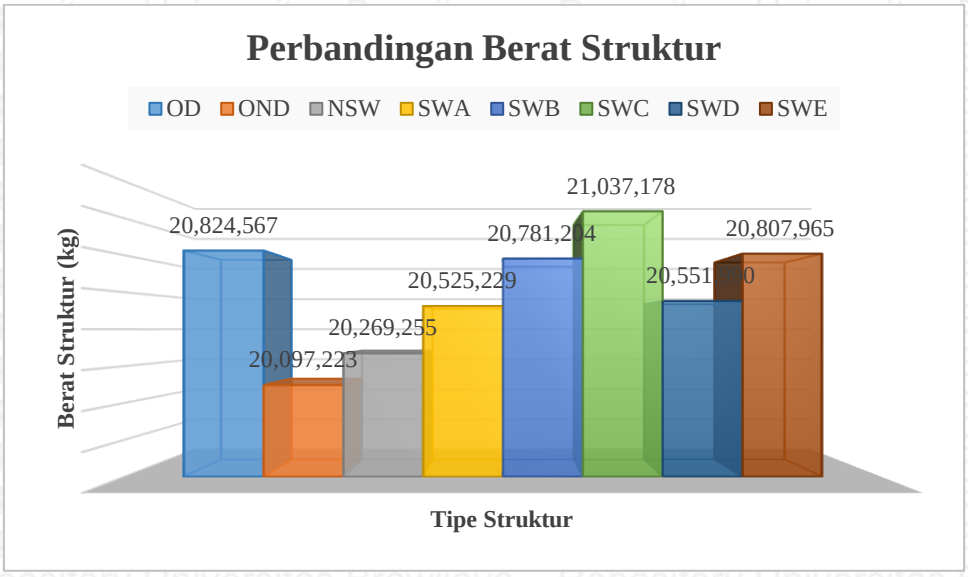
Level	hi (m)	wi (kg)
1	5.14	2,685,681
2	9.64	2,257,720
3	14.14	2,222,080
4	18.64	2,210,403
5	23.14	2,191,624
6	27.64	1,806,404
7	31.84	1,767,951
8	36.04	1,753,776
9	40.24	1,755,666
10	44.44	1,391,172
Roof	48.44	765,486
Total		**20,807,965**

4.1.2 Perbandingan Berat Struktur

Berat struktur sangat penting untuk dibandingkan, karena selain kebutuhan dalam penyelesaian analisis statik non-linier *pushover*, dapat juga diketahui perkiraan volume pekerjaan struktur, dalam hal ini beton bertulang, yang dibutuhkan saat pelaksanaan nanti. Adanya dilatasi membuat struktur Gedung Pendidikan Bersama memiliki berat yang relatif cukup besar dibandingkan struktur alternatif tanpa maupun dengan dinding geser, sehingga dapat disimpulkan bahwa dinding geser dapat menggantikan manfaat dilatasi tanpa perlu mengorbankan nilai ekonomis yang sudah ada. Perbandingan berat struktur dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan Gambar 4.1.

Tabel 4.9 *Tabel perbandingan berat struktur*

Tipe Struktur	Berat Struktur (kg)
OD	20,824,567
OND	20,097,223
NSW	20,269,255
SWA	20,525,229
SWB	20,781,204
SWC	21,037,178
SWD	20,551,990
SWE	20,807,965

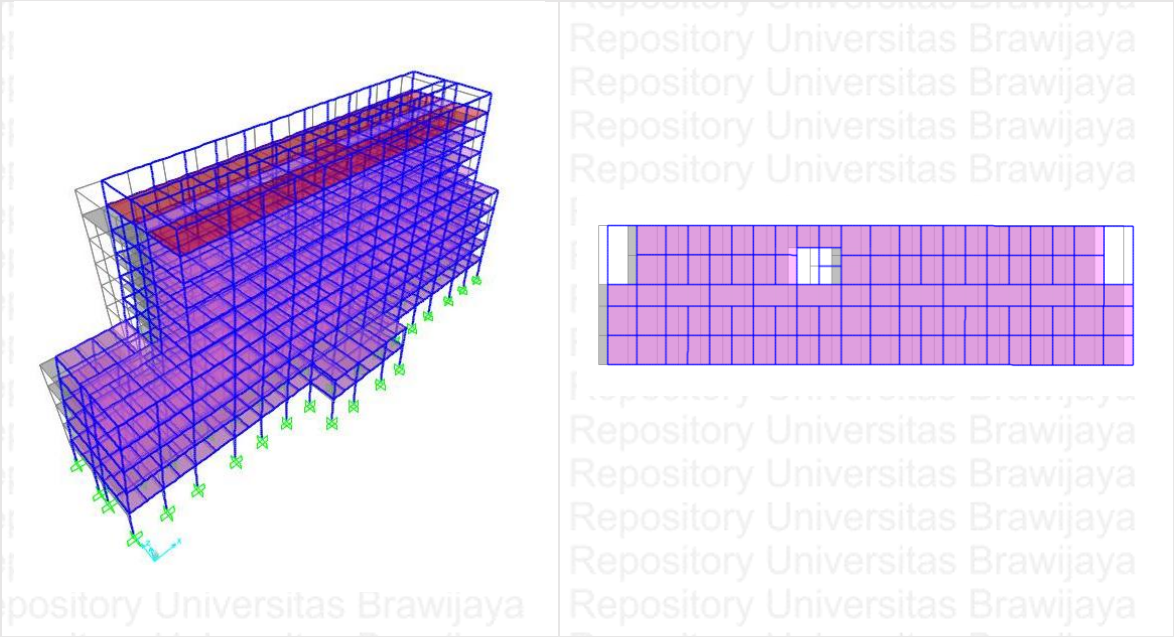


Gambar 4.1 Grafik perbandingan berat struktur

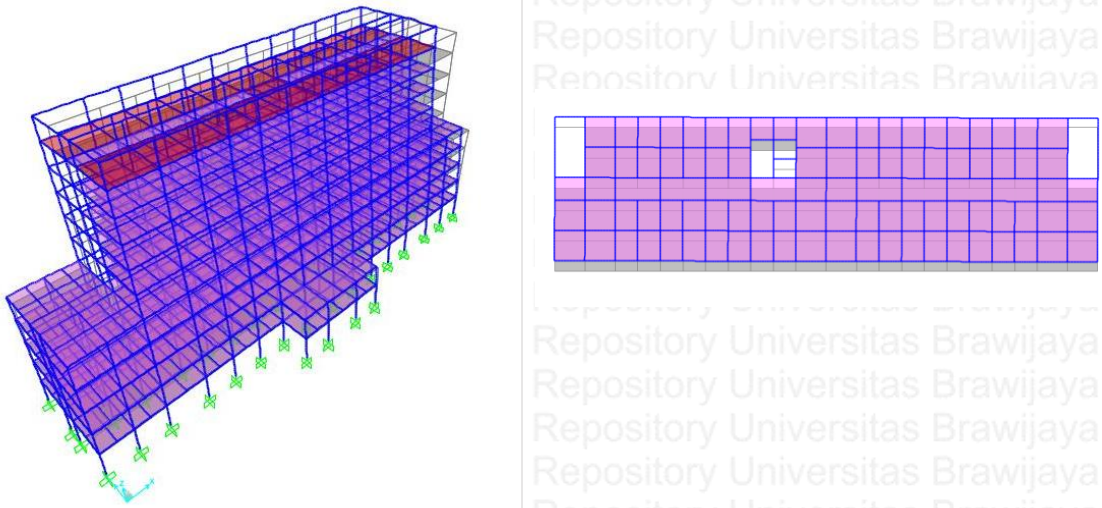
4.2 Karakteristik Dinamika Struktur

4.2.1 *Mode Shape*

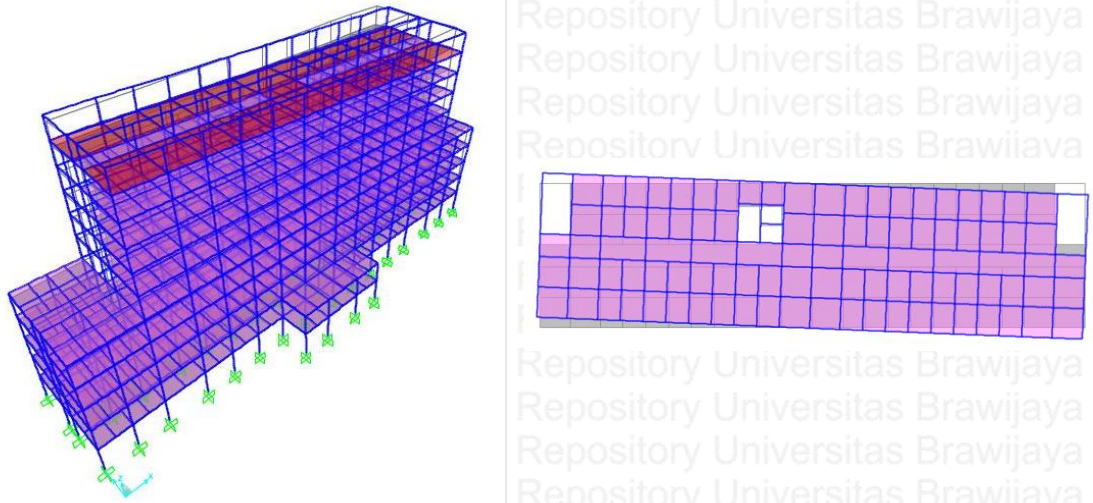
Tipikal *mode shape* ke-1 sampai ke-6 untuk setiap struktur dapat dilihat pada Gambar 4.2, Gambar 4.3 Gambar 4.4, Gambar 4.5, Gambar 4.6 dan Gambar 4.7. Hanya disajikan 6 *mode shape* saja karena dari *mode shape* ke-7 sampai ke-12 untuk masing-masing tipe struktur memiliki karakteristik dinamika yang serupa.



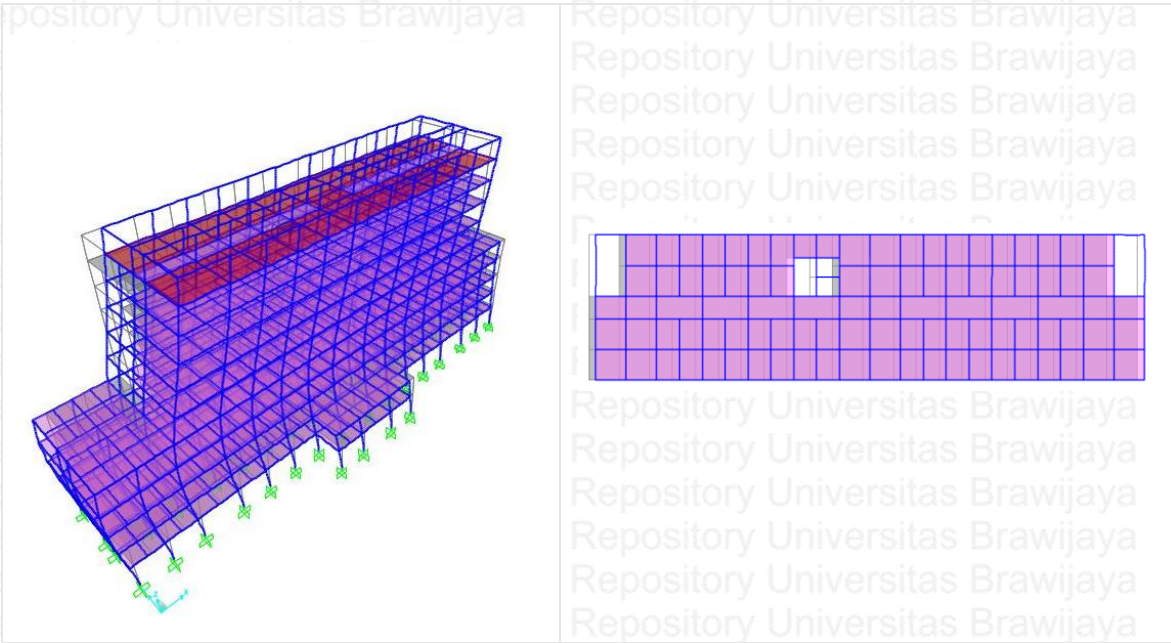
Gambar 4.2 Tipikal *mode shape* ke-1 untuk setiap tipe struktur



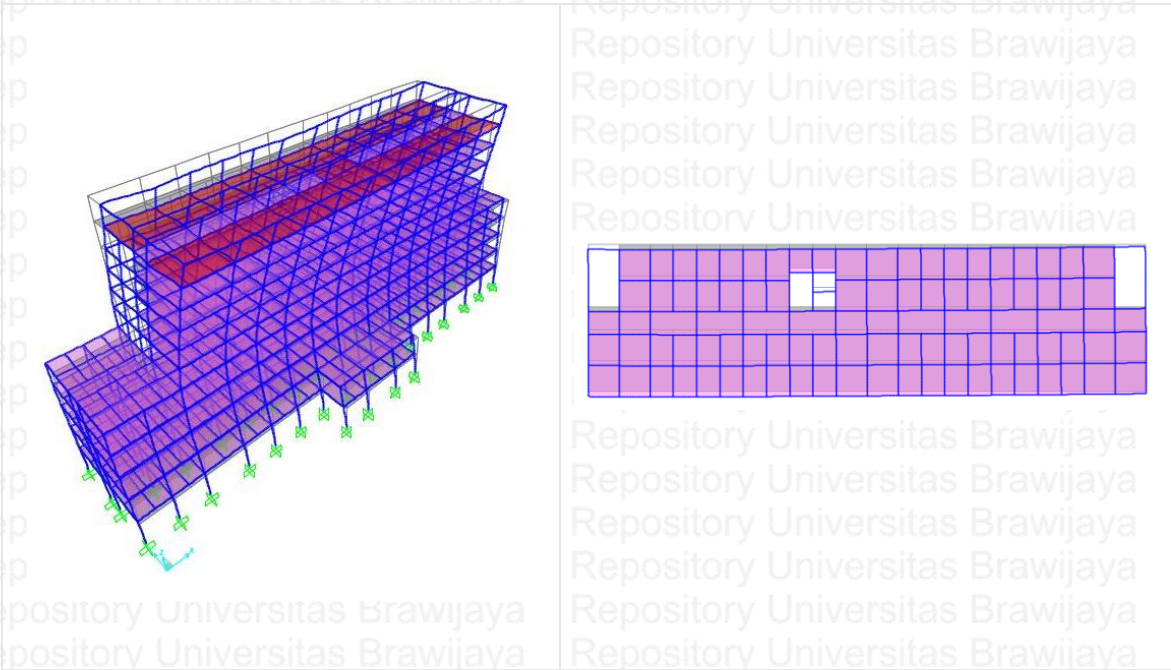
Gambar 4.3 Tipikal *mode shape* ke-2 untuk setiap tipe struktur



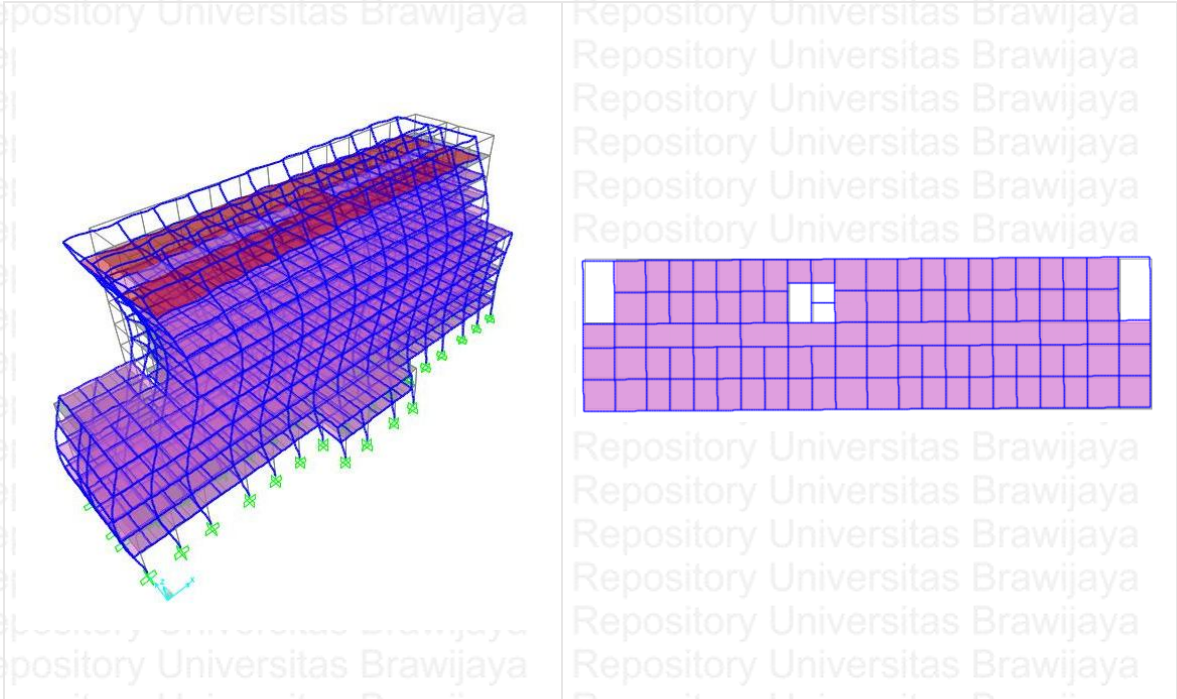
Gambar 4.4 Tipikal *mode shape* ke-3 untuk setiap tipe struktur



Gambar 4.5 Tipikal *mode shape* ke-4 untuk setiap tipe struktur



Gambar 4.6 Tipikal *mode shape* ke-5 untuk setiap tipe struktur



Gambar 4.7 Tipikal *mode shape* ke-6 untuk setiap tipe struktur

4.2.2 Perbandingan Periode Getar Alami dan Frekuensi Natural Struktur

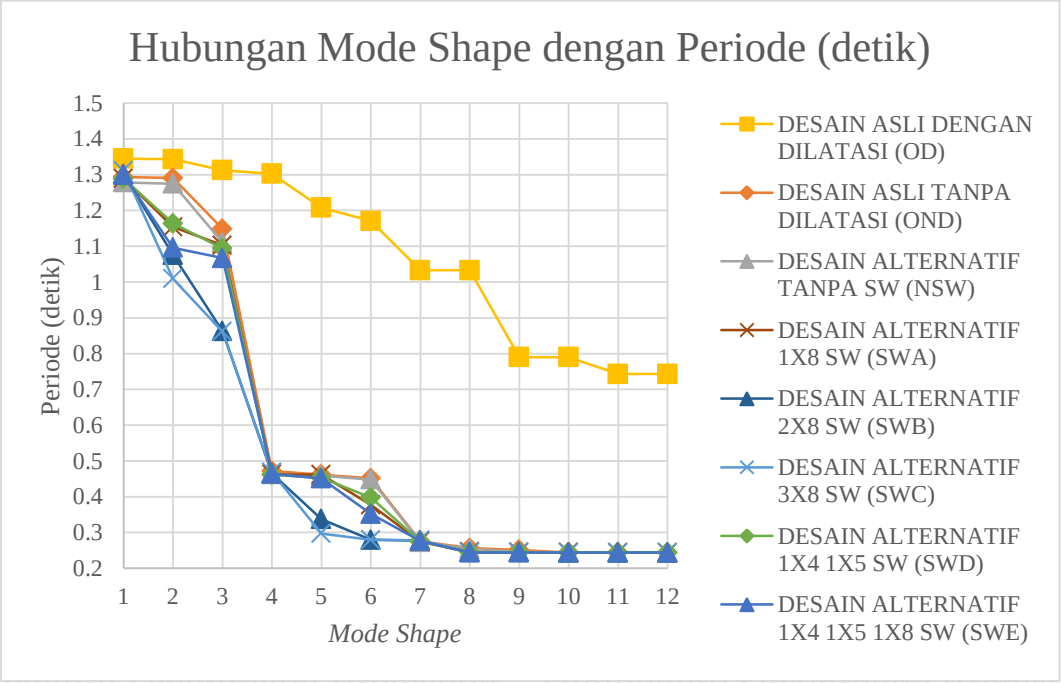
Perbandingan periode getar alami pada setiap *mode shape* untuk masing-masing tipe struktur disajikan dalam Tabel 4.10 dan Gambar 4.8, sedangkan untuk perbandingan frekuensi natural disajikan dalam Tabel 4.11 dan Gambar 4.9.

Tabel 4.10 *Perbandingan periode getar alami struktur*

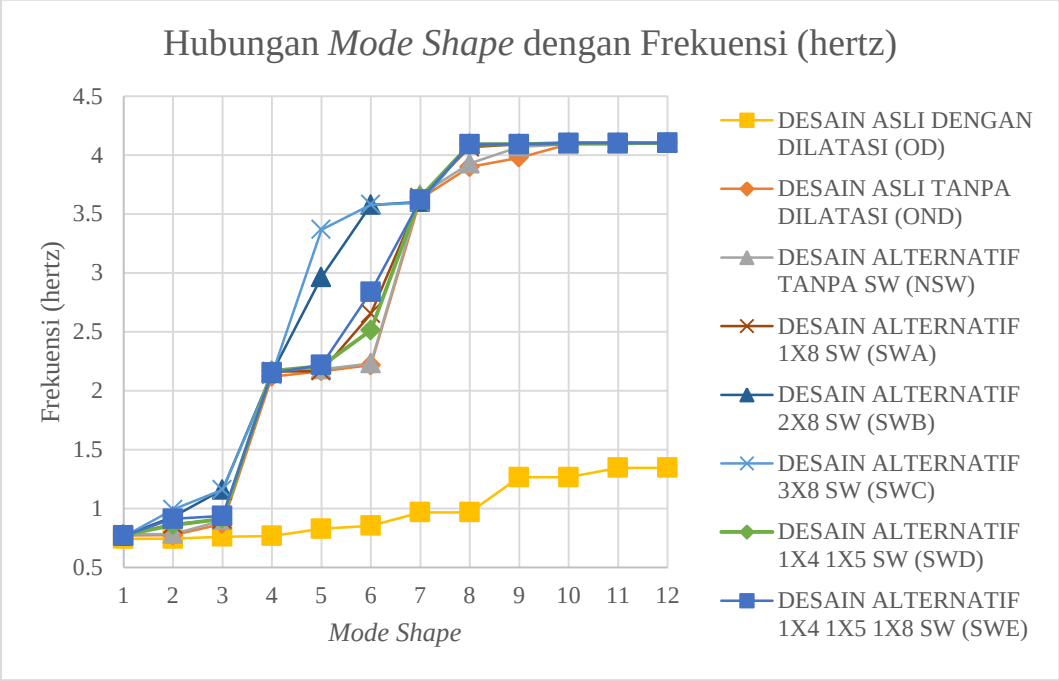
Mode Shape	Periode (detik)							
	OD	OND	NSW	SWA	SWB	SWC	SWD	SWE
1	1.345	1.294	1.278	1.289	1.301	1.311	1.289	1.299
2	1.343	1.290	1.275	1.154	1.076	1.009	1.163	1.096
3	1.312	1.148	1.110	1.103	0.862	0.862	1.094	1.067
4	1.302	0.472	0.463	0.462	0.465	0.468	0.461	0.465
5	1.208	0.462	0.458	0.462	0.337	0.297	0.453	0.451
6	1.170	0.451	0.448	0.377	0.280	0.279	0.398	0.352
7	1.033	0.275	0.273	0.275	0.278	0.278	0.274	0.276
8	1.033	0.257	0.255	0.246	0.244	0.244	0.244	0.244
9	0.790	0.251	0.246	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
10	0.790	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
11	0.743	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
12	0.743	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244

Tabel 4.11 *Perbandingan frekuensi natural struktur*

Mode Shape	Frekuensi Natural (hertz)							
	OD	OND	NSW	SWA	SWB	SWC	SWD	SWE
1	0.744	0.773	0.782	0.776	0.769	0.763	0.776	0.770
2	0.745	0.775	0.784	0.867	0.930	0.991	0.860	0.913
3	0.762	0.871	0.901	0.907	1.160	1.161	0.914	0.937
4	0.768	2.119	2.162	2.163	2.149	2.135	2.167	2.153
5	0.828	2.167	2.181	2.167	2.964	3.368	2.210	2.218
6	0.854	2.216	2.232	2.653	3.577	3.579	2.513	2.839
7	0.968	3.630	3.662	3.638	3.603	3.595	3.643	3.620
8	0.968	3.898	3.929	4.068	4.094	4.094	4.090	4.091
9	1.266	3.979	4.070	4.091	4.095	4.095	4.091	4.091
10	1.266	4.091	4.091	4.094	4.102	4.102	4.102	4.102
11	1.346	4.092	4.095	4.102	4.102	4.102	4.102	4.102
12	1.346	4.102	4.102	4.102	4.104	4.104	4.103	4.103



(a)



(b)

Gambar 4.8 Grafik hubungan *mode shape* dengan karakteristik dinamika struktur;
(a) Grafik hubungan *mode shape* dengan periode getar alami (detik)
(b) Grafik hubungan *mode shape* dengan frekuensi natural (hertz)

Dari Gambar 4.8 dapat dilihat bahwa pada *mode shape* ke-1 dan ke-4, periode getar alami dan frekuensi natural tidak menunjukkan perbedaan yang cukup signifikan dari struktur asli maupun alternatif. Hal tersebut dikarenakan pada *mode shape* ini, struktur mengalami translasi ke arah sumbu x dimana pada desain alternatif, dinding geser tidak diberikan untuk arah tersebut.

Kemudian pada *mode shape* ke-2, periode getar alami dan frekuensi natural dari struktur alternatif memberikan perbedaan yang cukup signifikan. Dimana periode getar alami terkecil dan frekuensi natural terbesar ditunjukkan oleh struktur alternatif tipe SWC dengan jumlah dinding geser terbanyak. Hal tersebut dikarenakan pada *mode shape* ini, struktur mengalami translasi ke arah sumbu y, dimana dinding geser diberikan pada desain alternatif. Sehingga kekakuan struktur berbanding lurus dengan jumlah dinding geser dan frekuensi natural, serta berbanding terbalik dengan periode getar alami.

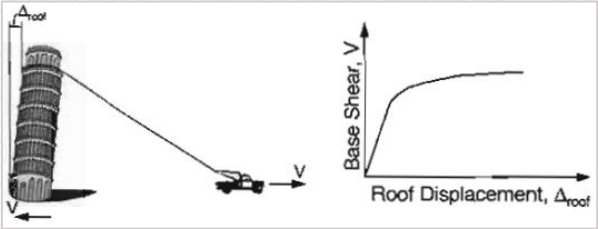
Sedangkan pada *mode shape* ke-3, ke-5 dan ke-6, struktur mengalami rotasi (dapat dilihat pada Gambar 4.4, 4.6 dan 4.7). Pada *mode shape* ini, struktur alternatif tipe SWB dan SWC menghasilkan periode getar alami terkecil, frekuensi natural terbesar dan terpaut cukup jauh dari struktur alternatif lainnya. Sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur

alternatif tipe SWB dan SWC memiliki kekuatan terhadap torsi yang baik. Hal tersebut dikarenakan peletakan dinding geser yang jauh dari pusat massa bangunan dapat menimbulkan momen kopel yang besar juga, sehingga rotasi dapat diredam dengan baik oleh struktur secara keseluruhan.

Sementara pada struktur asli tipe OD, periode getar alami relatif sangat besar, frekuensi natural juga relatif sangat kecil dan terpaut jauh dengan struktur tipe yang lainnya, terutama pada *mode shape* ke-4 dan seterusnya.

4.3 Kurva Kapasitas

Salah satu komponen utama pada analisis statik non-linier *pushover* adalah kurva kapasitas. Kurva tersebut diperoleh dengan bantuan perangkat lunak SAP2000 18, secara garis besar untuk mendapatkan kurva kapasitas adalah dengan melakukan *run analysis* pada *nonlinear static case* yang sudah ditentukan terlebih dahulu parameternya.



Gambar 4.9 Ilustrasi kurva kapasitas
Sumber : ATC 40, 1997, p. 8-4

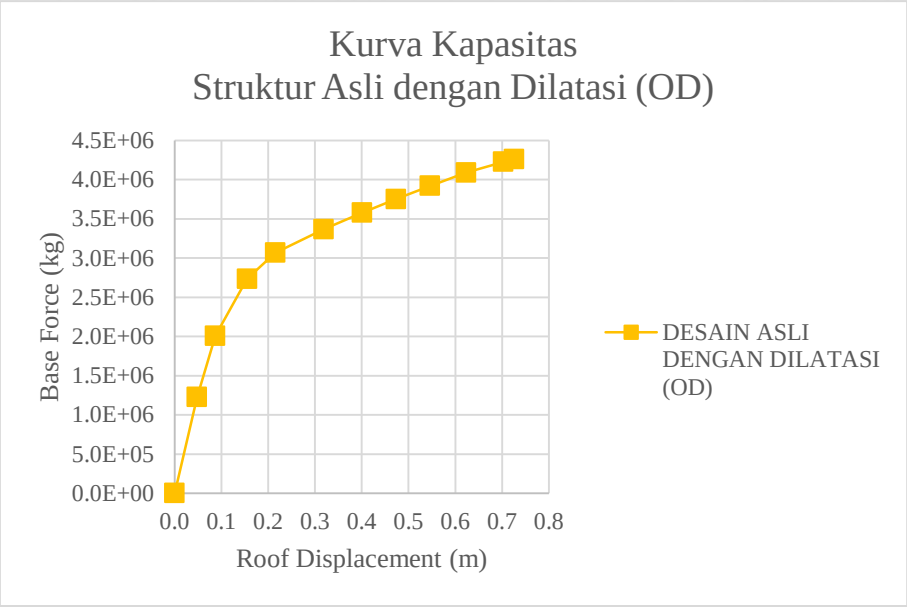
4.3.1 Kurva Kapasitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur asli dengan dilatasi (OD) dapat dilihat pada Tabel 4.12 dan Gambar 4.10.

Tabel 4.12 *Kurva kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD)*

Step	*Roof Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	0.0000	0
1	0.0480	1226418
2	0.0870	2007827
3	0.1551	2734807
4	0.2152	3066861
5	0.3188	3367897
6	0.4006	3577313
7	0.4733	3750822
8	0.5460	3920853
9	0.6233	4089644

10	0.7028	4227562
11	0.7261	4261774



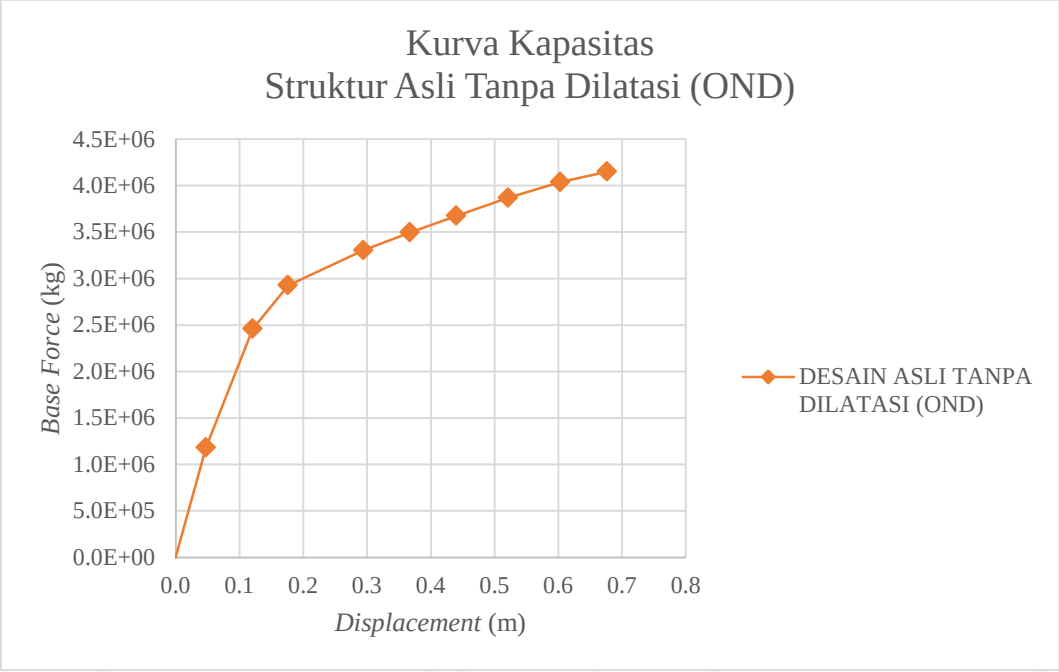
Gambar 4.10 Kurva kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD)

4.3.2 Kurva Kapasitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur asli tanpa dilatasi (OND) dapat dilihat pada Tabel 4.13 dan Gambar 4.11.

Tabel 4.13 *Kurva kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	0	0
1	0.0476	1180297
2	0.1208	2459119
3	0.1763	2926590
4	0.2945	3303710
5	0.3672	3495637
6	0.4399	3674561
7	0.5217	3868278
8	0.6035	4037832
9	0.6766	4149986
10	0.7265	4211422



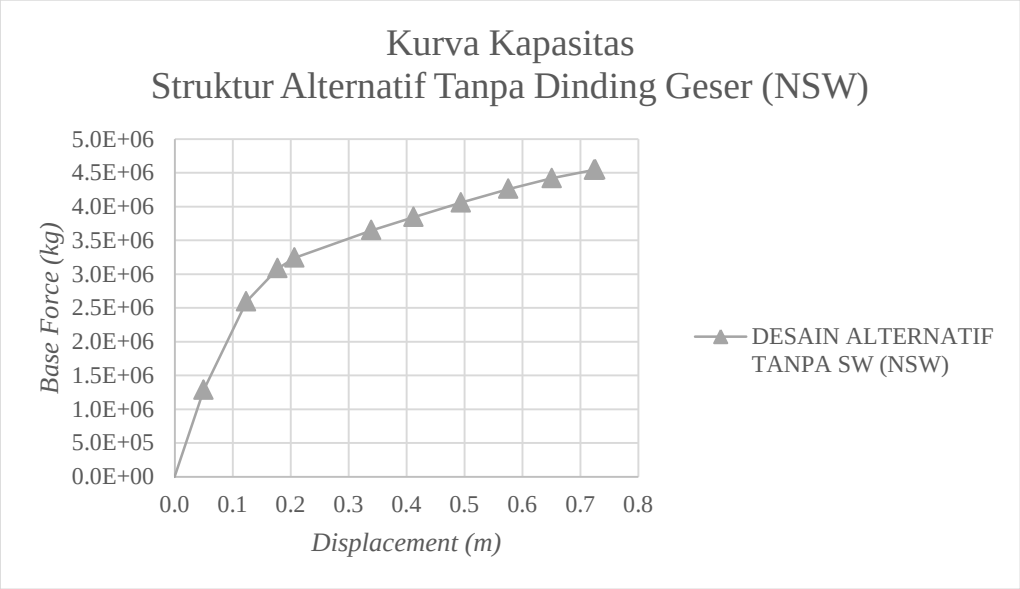
Gambar 4.11 Kurva kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)

4.3.3 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan Gambar 4.12.

Tabel 4.14 *Kurva kapasitas struktur asli tanpa dinding geser (NSW)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	0	0
1	0.0501	1284761
2	0.1237	2594904
3	0.1780	3087478
4	0.2069	3241972
5	0.3398	3651143
6	0.4125	3845099
7	0.4943	4060260
8	0.5761	4262134
9	0.6511	4420202
10	0.7240	4543643
11	0.7265	4547430



Gambar 4.12 Kurva kapasitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)

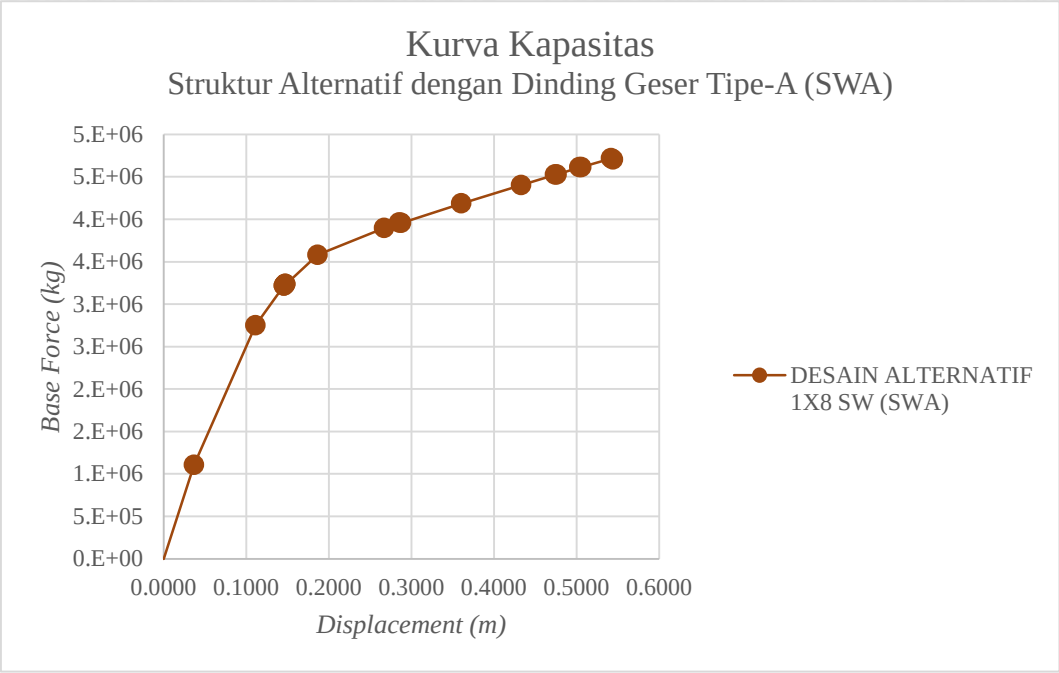
4.3.4 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) dapat dilihat pada Tabel 4.15 dan Gambar 4.13.

Tabel 4.15 *Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	-0.0002	0
1	0.0368	1106039
2	0.1114	2749974
3	0.1459	3217549
4	0.1459	3217550
5	0.1475	3237469
6	0.1475	3237477
7	0.1475	3232309
8	0.1865	3579909
9	0.2673	3896983
10	0.2855	3959329
11	0.2878	3955189
12	0.3605	4185360
13	0.4332	4402481
14	0.4740	4525903
15	0.4763	4527137
16	0.5036	4611095
17	0.5059	4613303
18	0.5422	4718219

Step	Displacement	Base Force
19	0.5445	4704674



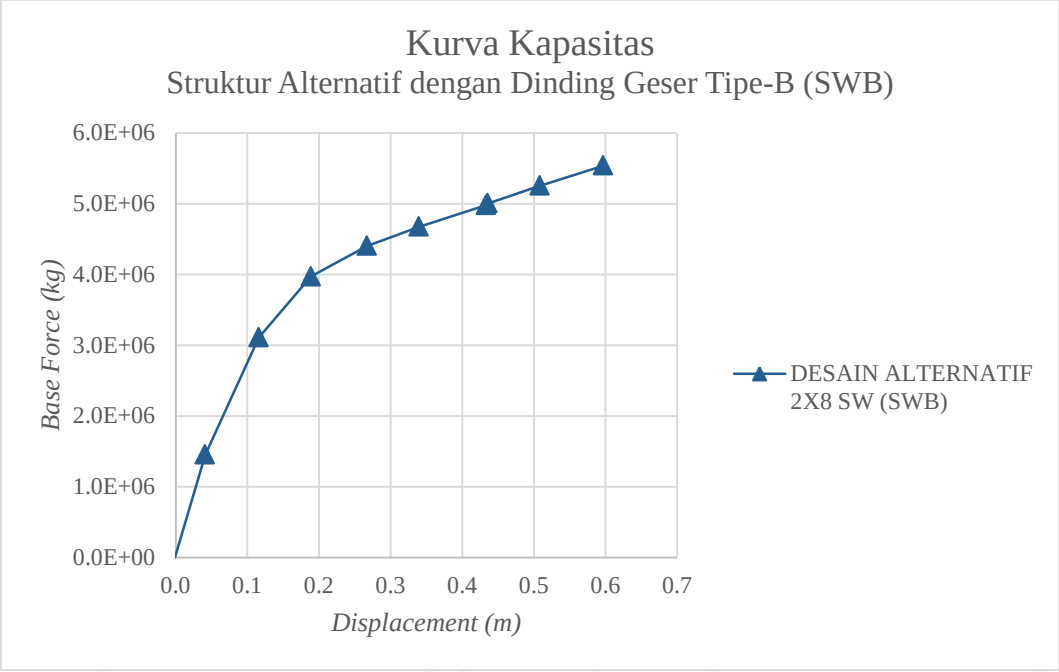
Gambar 4.13 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)

4.3.5 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan Gambar 4.14.

Tabel 4.16 *Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)*

Step	Displacement (m)	Base Force (kg)
0	-0.0012	0
1	0.0412	1451871
2	0.1160	3108539
3	0.1888	3969547
4	0.2670	4402002
5	0.3397	4674309
6	0.4334	4978687
7	0.4357	5003753
8	0.5084	5254628
9	0.5970	5539618



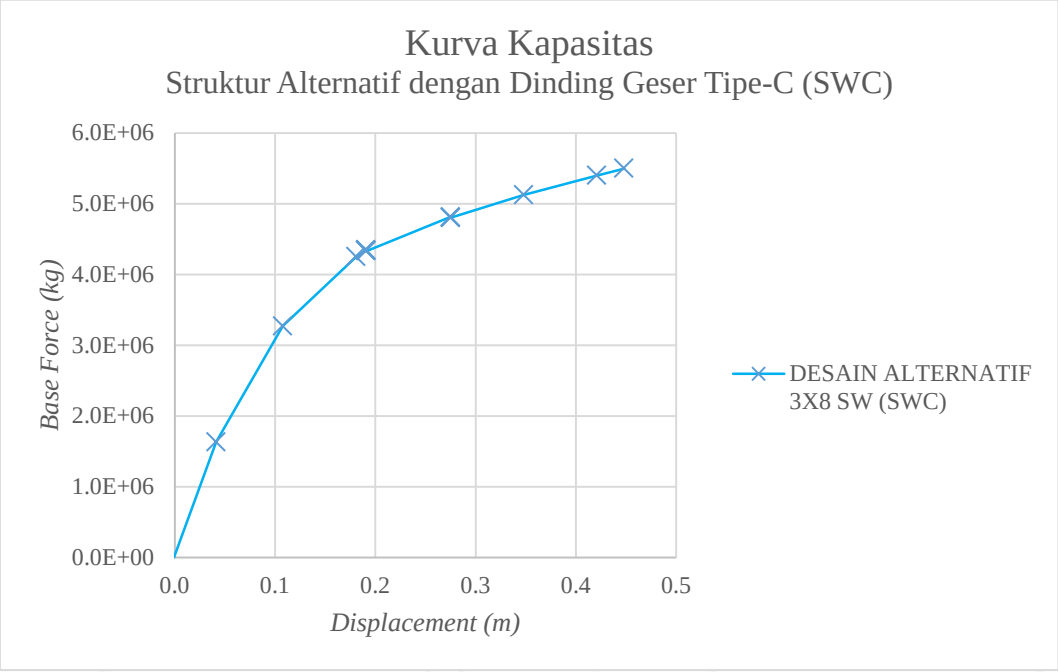
Gambar 4.14 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)

4.3.6 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) dapat dilihat pada Tabel 4.17 dan Gambar 4.15.

Tabel 4.17 *Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	-0.0009	0
1	0.0414	1631421
2	0.1077	3269042
3	0.1811	4250317
4	0.1905	4335719
5	0.1908	4343343
6	0.1909	4344303
7	0.1910	4329468
8	0.2751	4812039
9	0.2752	4801231
10	0.2755	4804189
11	0.3482	5125309
12	0.4209	5399379
13	0.4481	5497782



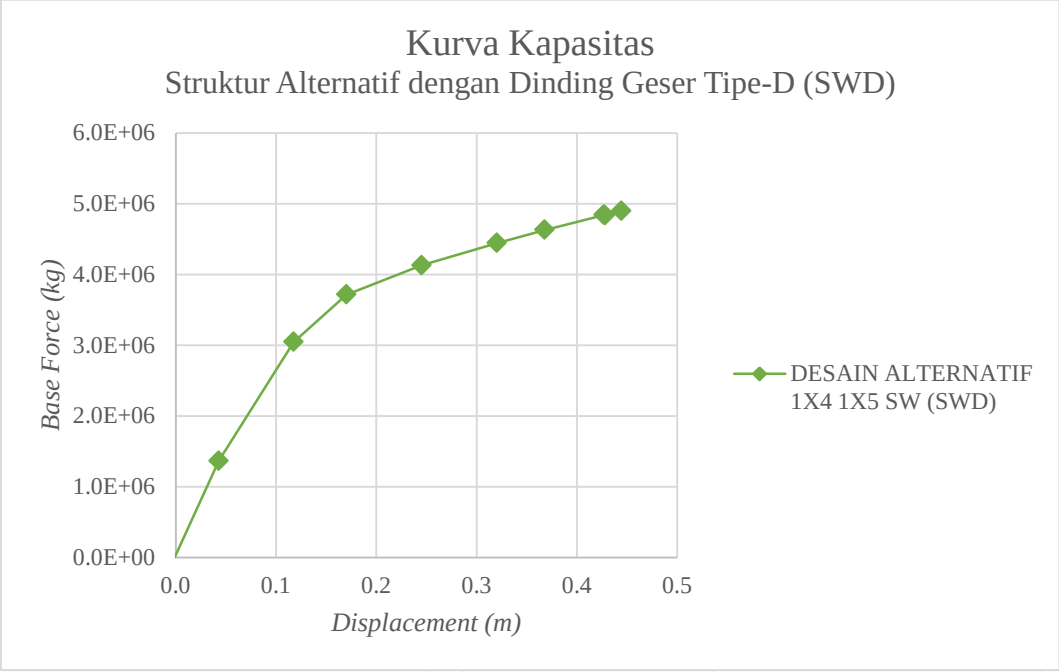
Gambar 4.15 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)

4.3.7 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) dapat dilihat pada Tabel 4.18 dan Gambar 4.16.

Tabel 4.18 *Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	-0.0011	0
1	0.0430	1363734
2	0.1177	3044341
3	0.1704	3713769
4	0.2452	4128264
5	0.3203	4442521
6	0.3680	4629557
7	0.4271	4842503
8	0.4282	4832699
9	0.4447	4896253



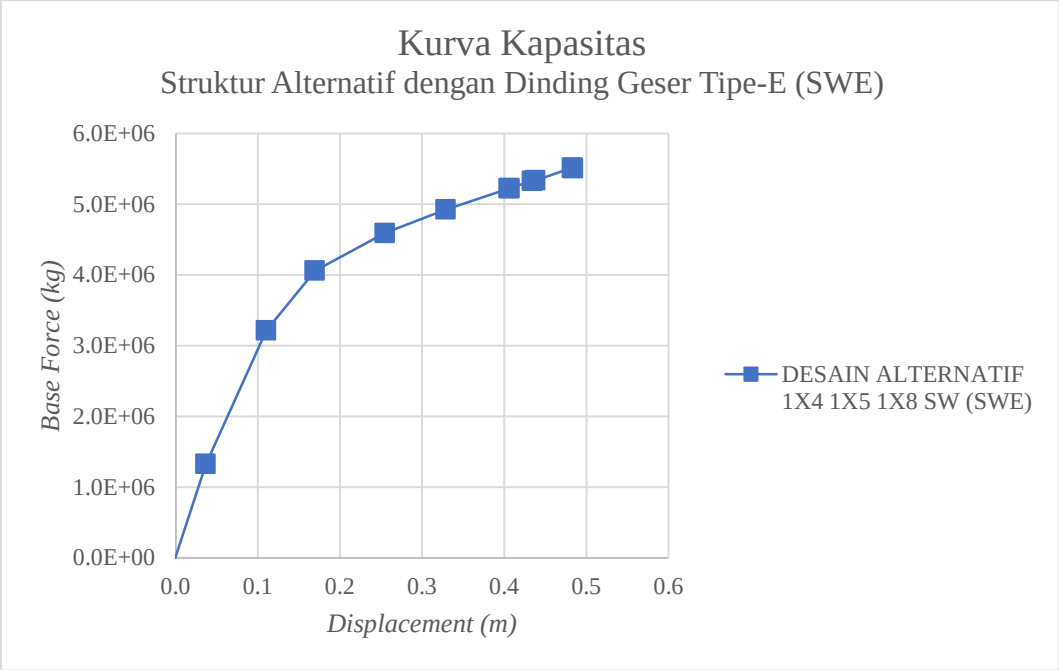
Gambar 4.16 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)

4.3.8 Kurva Kapasitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)

Hasil analisis *pushover* dari SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) dapat dilihat pada Tabel 4.19 dan Gambar 4.17.

Tabel 4.19 *Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)*

Step	*Displacement (m)*	*Base Force (kg)*
0	-0.0008	0
1	0.0367	1324201
2	0.1103	3215726
3	0.1695	4059246
4	0.2547	4591068
5	0.3287	4923405
6	0.4057	5221940
7	0.4067	5223432
8	0.4341	5328590
9	0.4381	5335985
10	0.4827	5513236
11	0.4837	5506207
12	0.4840	5508112

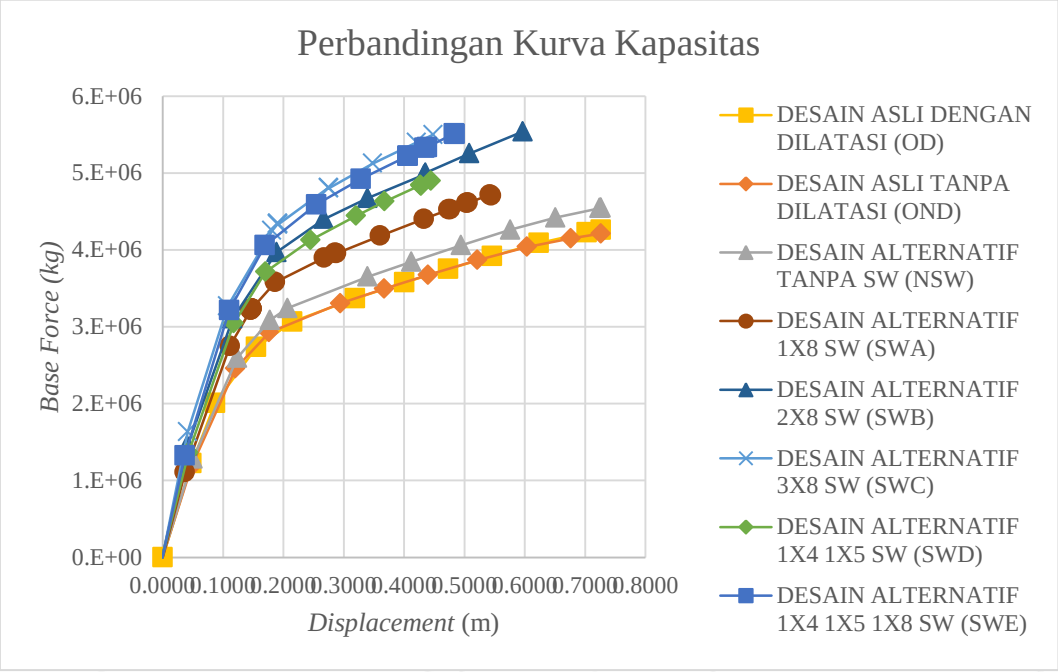


Gambar 4.17 Kurva kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)

4.3.9 Perbandingan Kapasitas Struktur

Dari Gambar 4.18 dapat disimpulkan bahwa penggunaan dilatasi tidak berpengaruh signifikan terhadap kekuatan struktur aslinya apabila dilatasi tidak digunakan. Selain itu, jumlah dinding geser berbanding lurus dengan kekuatan struktur, seperti pada struktur alternatif SWC dengan jumlah dinding geser 3 x 8 m memiliki performa struktur terkuat dibanding struktur alternatif lainnya.

Namun apabila dilihat dari segi daktilitas, sebagian besar desain alternatif dengan dinding geser tidak lebih baik dari daktilitas struktur aslinya. Karena fungsi dinding geser adalah untuk meningkatkan kapasitas struktur dalam menahan beban lateral, bukan untuk meningkatkan daktilitas. Desain alternatif yang memiliki daktilitas cukup baik adalah desain alternatif SWC dengan jumlah dinding geser 2 x 8 m yang diletakkan secara simetris.



Gambar 4.18 Perbandingan kurva kapasitas

4.4 Spektrum Respon Rencana menurut SNI 1726:2012

4.4.1 Parameter Percepatan Gempa Terpetakan

Dalam merencanakan Spektrum Respon pada kasus ini, parameter S_S (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) menggunakan nilai hasil dari perhitungan di http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/ untuk kota Malang. Sehingga didapatkan nilai yang sudah terinterpolasi secara pasti tanpa harus memperkirakan nilai apabila menggunakan Gambar 2.19 dan 2.20. Berikut nilai percepatan batuan dasar periode pendek S_S dan periode 1 detik S_1 :

$$S_S = \mathbf{0.781}\ \boldsymbol{g}$$

$$S_1 = \mathbf{0.33}\ \boldsymbol{g}$$

4.4.2 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 terindentifikasi 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 ($N_{rata\text{-}rata}$) 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 dilakukan pada 4 (empat) titik bor sesuai dengan data investigasi tanah. Hitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.20, 4.21, 4.22, 4.23.

- **Titik bor B-1**

Tabel 4.20 *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**

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

$$= \frac{30}{1.134} = \mathbf{26.465} \rightarrow \text{Tanah Sedang } (S_D)$$

- **Titik bor B-2**

Tabel 4.21 *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**

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

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

- **Titik bor B-3**

Tabel 4.22 *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**

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

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

- **Titik bor B-4**

Tabel 4.23 *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**

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

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

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 dengan

menggunakan rumus 2-8. Hasil perhitungan $N_{rata\text{-}rata}$ selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 *Rekapitulasi penentuan klasifikasi situs*

Titik bor	Σ di	Σ di/Ni	$N_{rata\text{-}rata}$	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 ($N_{rata\text{-}rata}$), $15 < N_{rata\text{-}rata} < 50$, maka situs Gedung Pendidikan Bersama Fakultas Kedokteran Universitas Brawijaya tersebut dapat diklasifikasikan menjadi Tanah Sedang (***S_D***).

4.4.3 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Koefisien situs atau faktor amplifikasi getaran periode 0,2 detik (F_a) dan periode 1 detik (F_v) menggunakan nilai hasil interpolasi linier dari Tabel 2.8 dan 2.9 untuk situs Tanah Sedang (***S_D***). Berikut koefisien situs getaran periode 0,2 detik (Fa) dan periode 1 detik (Fv):

Fa = 1.1876

Fv = 1.74

Sehingga dapat dihitung parameter spektrum respons percepatan periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan koefisien situs diatas. Berikut ini parameter spektrum respons percepatan periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) :

S_{MS} $= Fa\ x\ S_S$

$= 1.1876\ x\ 0.781\ g$

$= 0.9275\ g$

S_{M1} $= Fv\ x\ S_1$

$= 1.74\ x\ 0.33\ g$

$= 0.5742\ g$

4.4.4 Parameter Percepatan Spektrum Rencana

Berikut ini parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik, S_{D1} :

$$\boldsymbol{S_{DS}} = {}^{2}/_{3}\ x\ S_{MS}$$

$$= {}^{2}/_{3}\ x\ 0.9275\ g$$

$$= \mathbf{0.6183}\ \boldsymbol{g}$$

$$\boldsymbol{S_{D1}} = {}^{2}/_{3}\ x\ S_{M1}$$

$$= {}^{2}/_{3}\ x\ 0.5742\ g$$

$$= \mathbf{0.3828}\ \boldsymbol{g}$$

4.4.5 Spektrum Respons Rencana

Dari parameter percepatan spektral desain S_{DS} dan S_{D1}, maka dapat dihitung nilai percepatan spektrum respons, Sa setelah kita tentukan nilai T_0 dan T_S terlebih dahulu, sesuai yang tertulis pada rumus 2-28 dan 2-29. Perhitungan dirangkum dalam Tabel 4.25 dan diilustrasikan dalam Gambar 4.19. Berikut ini contoh perhitungan dari penjelasan diatas :

$$\boldsymbol{T_0} = 0.2\ x\ \frac{S_{DS}}{S_{D1}}$$

$$= 0.2\ x\ \frac{0.6183}{0.3828} \qquad = \mathbf{0.1238}\ \boldsymbol{s}$$

$$\boldsymbol{T_S} = \frac{S_{DS}}{S_{D1}}$$

$$= \frac{0.6183}{0.3828} \qquad = \mathbf{0.6191}\ \boldsymbol{s}$$

untuk $T < T_0$, $\boldsymbol{T} = \mathbf{0}\ \boldsymbol{s}$

$$\boldsymbol{S_a} = S_{DS}(0.4 + 0.6\ (\frac{T}{T_0}))$$

$$= 0.1238\ (0.4 + 0) \quad = \mathbf{0.2473}\ \boldsymbol{g}$$

untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, $\boldsymbol{T} = \mathbf{0.1238}\ \boldsymbol{s}$

$$\boldsymbol{S_a} = S_{DS} \qquad = \mathbf{0.6183}\ \boldsymbol{g}$$

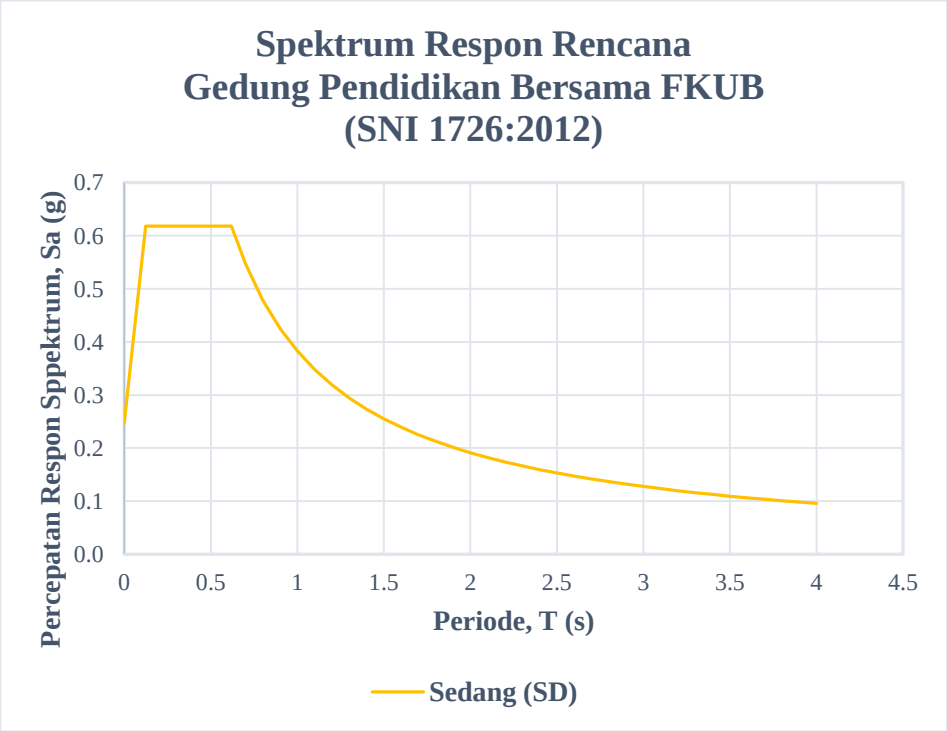
untuk $T > T_s$, $\boldsymbol{T} = \mathbf{0.7}\ \boldsymbol{s}$

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

$$= \frac{0.3828}{0.7} = \mathbf{0.5469\ g}$$

Tabel 4.25 *Spektrum respons rencana untuk tanah sedang* (S_D)

Sedang (SD)	
T (dtk)	Sa (g)
0	0.2473
0.1238	0.6183
0.6191	0.6183
1	0.3828
2	0.1914
3	0.1276
4	0.0957



Gambar 4.19 Spektrum respons rencana untuk tanah sedang (S_D)

4.4.6 Spektrum Respons Elastis Teredam 5%

Gunakan spektrum respon rencana sebagai spektrum respon elastis teredam 5%. Kemudian ubah spektrum tersebut dari *standard format response spectrum* menjadi *ADRS*

format response spectrum dengan merubah satuan pada periode, T (s) menjadi *spectral displacement*, Sd (m). Sehingga didapatkan spektrum respon elastis teredam 5%, lihat Tabel 4.26 dan Gambar 4.20.

Tabel 4.26 *Spektrum respons elastis teredam 5% untuk tanah sedang* (S_D)

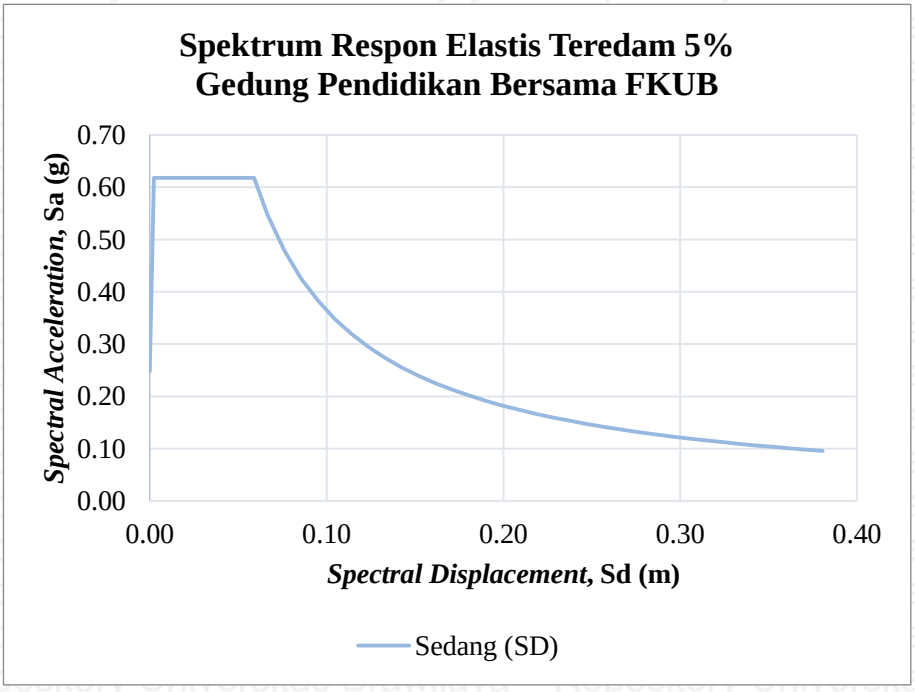
Spektrum Respon Elastis (Teredam 5%)		
T (dtk)	Sa (g)	**Sd (m)**
0	0.2473	**0.0000**
0.1238	0.6183	**0.0024**
0.6191	0.6183	**0.0589**
1	0.3828	**0.0951**
2	0.1914	**0.1902**
3	0.1276	**0.2854**
4	0.0957	**0.3805**

Contoh perhitungan untuk T = 4 s :

$$Sd_i = (\frac{T_i}{2\pi})^2 x\ Sa_i\ x\ g$$

$$Sd_i = (\frac{4}{2(\frac{22}{7})})^2 x\ 0{,}0957\ x\ 9{,}81$$

$$Sd_i = 0.3805\ g$$



Gambar 4.20 Spektrum respons elastis teredam 5% untuk tanah sedang (S_D)

4.5 Analisis Statik Non-Linier *Pushover* dengan Metode Spektrum Kapasitas Prosedur A, ATC-40

4.5.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.27, Tabel 4.28 dan Gambar 4.21. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.22.

Tabel 4.27 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur OD*

PF_1	**969.5392**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4543**
α_1	**0.7512**
W	**20,824,567**

Tabel 4.28 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur OD*

Step	***Displacement*** **(Δ_{roof})**	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0480	1,226,418	**0.0784**	**0.0330**
2	0.0870	2,007,827	**0.1284**	**0.0598**
3	0.1551	2,734,807	**0.1748**	**0.1067**
4	0.2152	3,066,861	**0.1961**	**0.1480**
5	0.3188	3,367,897	**0.2153**	**0.2192**
6	0.4006	3,577,313	**0.2287**	**0.2755**

7	0.4733	3,750,822	**0.2398**	**0.3255**
8	0.5460	3,920,853	**0.2507**	**0.3754**
9	0.6233	4,089,644	**0.2614**	**0.4286**
10	0.7028	4,227,562	**0.2703**	**0.4832**
11	0.7261	4,261,774	**0.2725**	**0.4993**

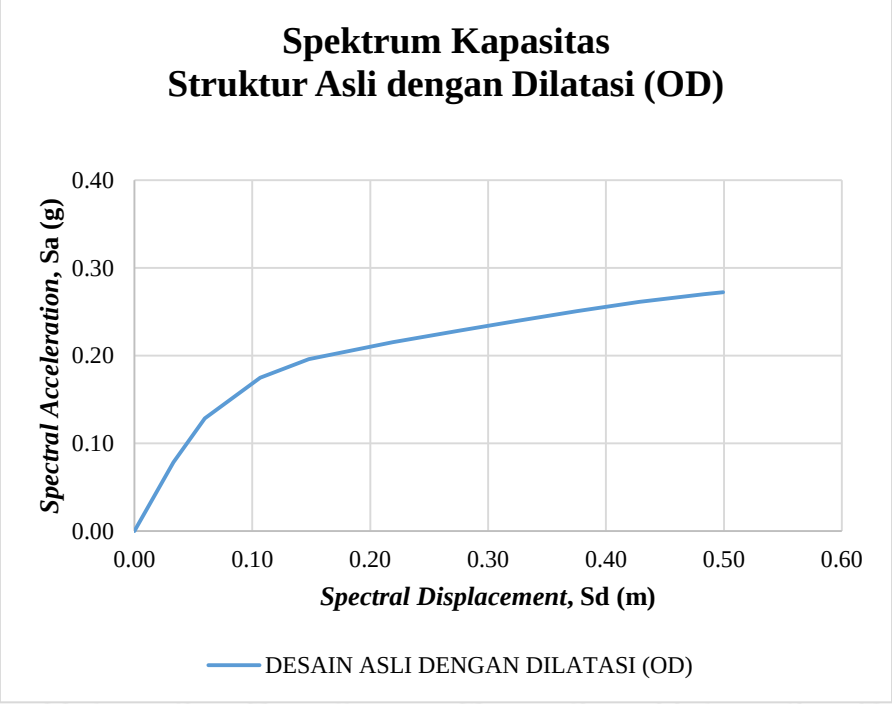
Contoh perhitungan untuk *Step* 11 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

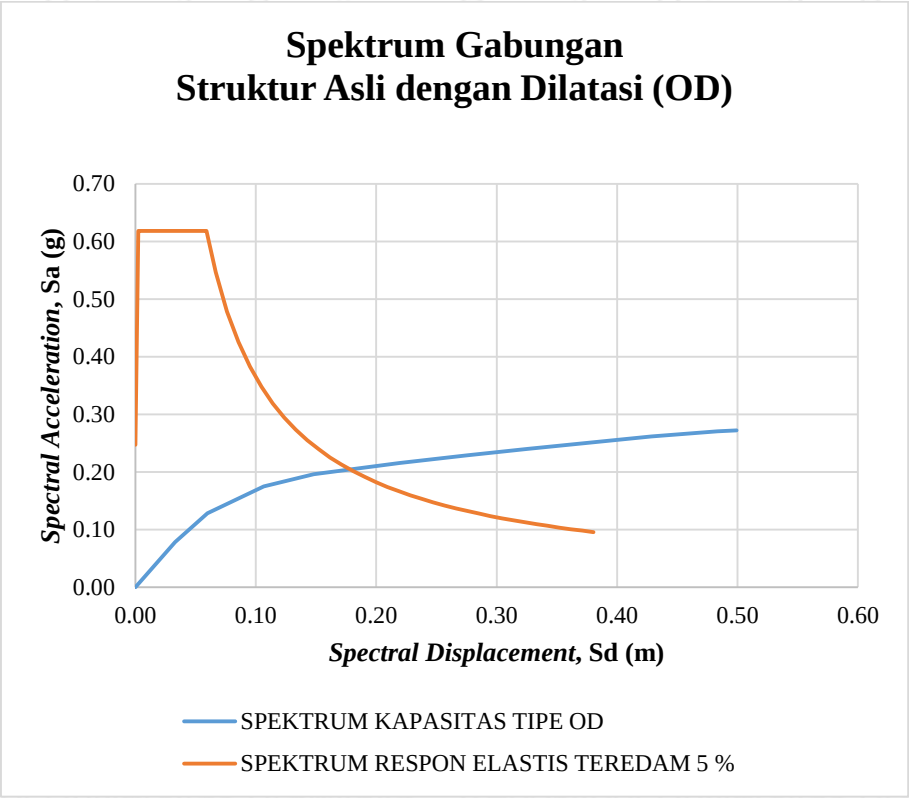
$$Sa_i = \frac{4{,}261{,}774/20{,}824{,}567}{0.7512} = \mathbf{0.2725\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.7261}{969.5392\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.4993\ m}$$



Gambar 4.21 Spektrum kapasitas struktur asli dengan dilatasi (OD)



Gambar 4.22 Spektrum gabungan struktur asli dengan dilatasi (OD)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.178$

  $d_{pi} = 0.113$

- Buatlah representasi bilinier dari spektrum kapasitas seperti tergambar dengan garis hitam putus-putus pada Gambar 4.23. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

  $a_y = 0.118$

  $d_y = 0.050$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* pada Gambar 4.23. 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 :

  $E_D = 4\ x\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})$

  $E_D = 4\ x\ (0.118\ .\ 0.113\ - 0.050\ .\ 0.178)$

$$\boldsymbol{E_D = 0.0174}$$

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

$$E_{SO} = \frac{0.178 \,.\, 0.113}{2}$$

$$\boldsymbol{E_{SO} = 0.0100}$$

$$\beta_0 = \frac{63.7\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi} \,.\, d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63.7\ (0.118 \,.\, 0.113\ - 0.050 \,.\, 0.178)}{0.178 \,.\, 0.113}$$

$$\boldsymbol{\beta_0 = 13.8565}$$

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

$$\boldsymbol{\beta_{eq} = 18.8565}$$

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 :

$$\boldsymbol{K = 0.67}$$

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

$$\beta_{eff} = 0.67 \,.\, 13.8565 + 5$$

$$\boldsymbol{\beta_{eff} = 14.2839}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln 14.2839}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6612 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln 14.2839}{1.65}$$

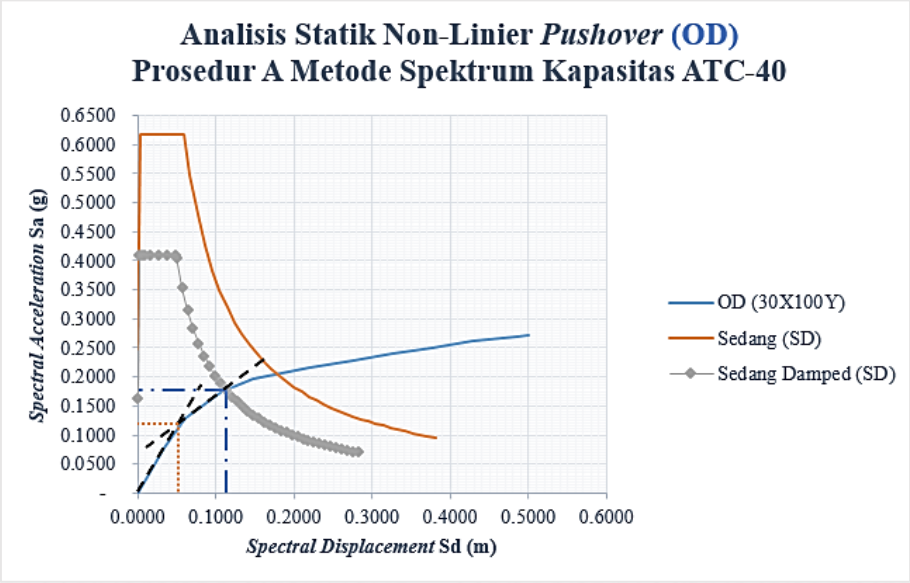
$\boldsymbol{SR_A = 0.7392 \geq 0.56}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

- 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 $0.1093 \leq 0.115 \leq 0.1208$, sehingga :

$$\boldsymbol{a_p = 0.178}$$

$$\boldsymbol{d_p = 0.113}$$



Gambar 4.23 Titik kinerja struktur asli dengan dilatasi (OD)

4.5.2 Titik Kinerja Struktur Asli tanpa Dilatasi Struktur (OND)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.29, Tabel 4.30 dan Gambar 4.24. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.25.

Tabel 4.29 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur OND*

PF_1	**965.7519**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4486**

α_1	**0.7553**
W	**20,097,223**

Tabel 4.30 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur OND*

Step	***Displacement*** **(Δ_{roof})**	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0476	1,180,297	**0.0778**	**0.0329**
2	0.1208	2,459,119	**0.1620**	**0.0834**
3	0.1763	2,926,590	**0.1928**	**0.1217**
4	0.2945	3,303,710	**0.2176**	**0.2033**
5	0.3672	3,495,637	**0.2303**	**0.2535**
6	0.4399	3,674,561	**0.2421**	**0.3037**
7	0.5217	3,868,278	**0.2548**	**0.3602**
8	0.6035	4,037,832	**0.2660**	**0.4166**
9	0.6766	4,149,986	**0.2734**	**0.4670**
10	0.7265	4,211,422	**0.2774**	**0.5015**

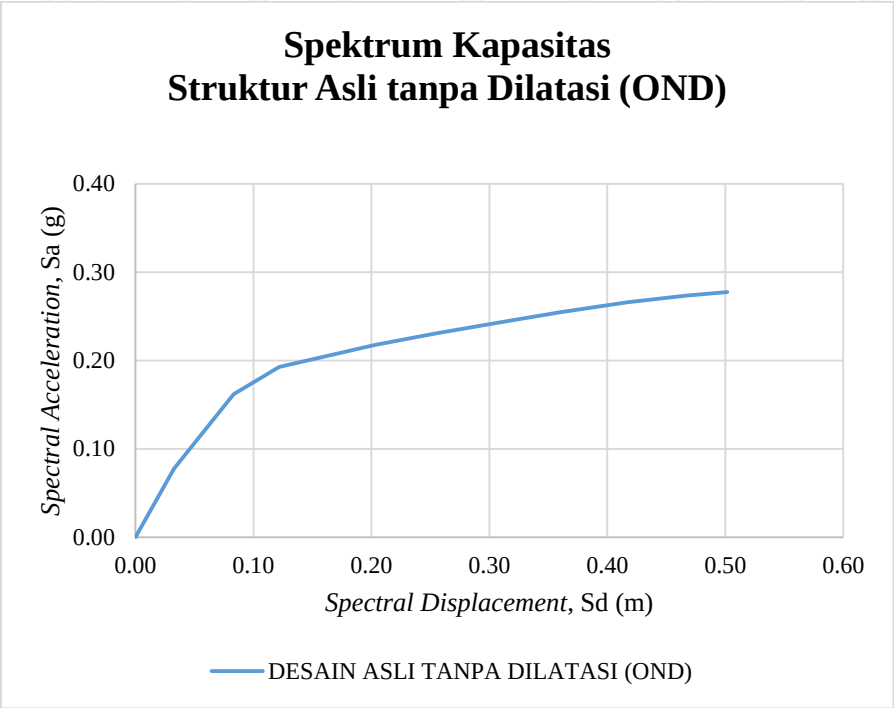
Contoh perhitungan untuk *Step* 10 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

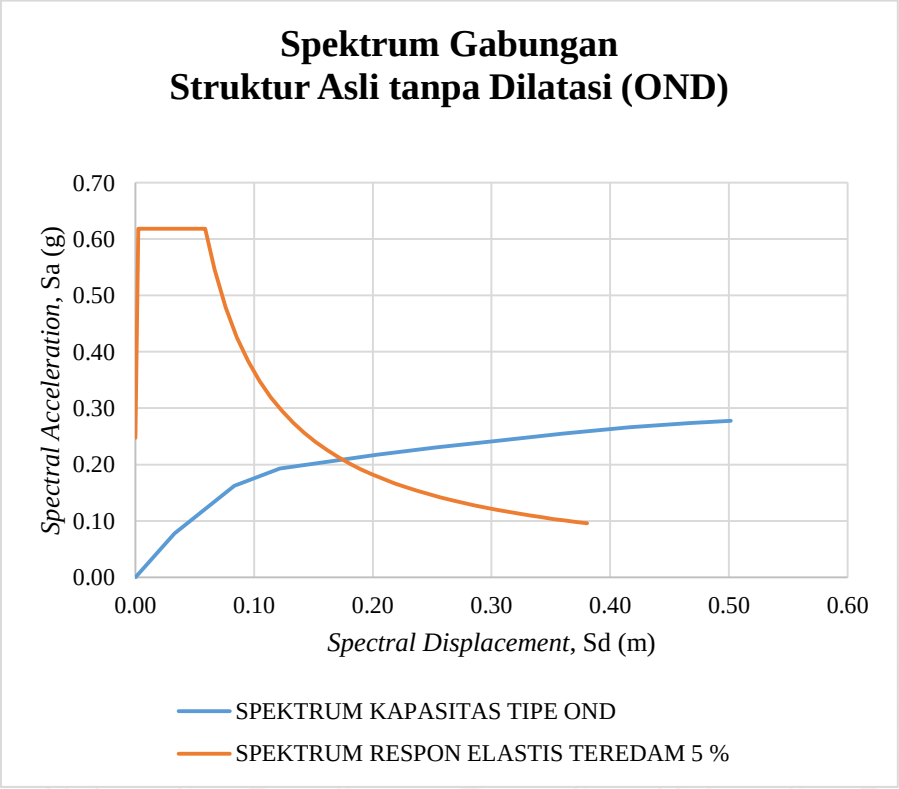
$$Sa_i = \frac{4{,}211{,}422/20{,}097{,}223}{0.7553} = \mathbf{0.2774\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.7265}{965.7519\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.5015\ m}$$



Gambar 4.24 Spektrum kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)



Gambar 4.25 Spektrum kapasitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.183$

  $d_{pi} = 0.108$

- Buatlah representasi bilinier dari spektrum kapasitas seperti tergambar dengan garis hitam putus-putus pada Gambar 4.26. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

  $a_y = 0.143$

  $d_y = 0.060$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* pada Gambar 4.26. 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 :

  $E_D = 4\ x\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})$

  $E_D = 4\ x\ (0.143\ .\ 0.108\ - 0.060\ .\ 0.183)$

  $\boldsymbol{E_D = 0.0175}$

  $E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\ .\ d_{pi}}{2}$

  $E_{SO} = \dfrac{0.183\ .\ 0.108}{2}$

  $\boldsymbol{E_{SO} = 0.0098}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ \ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi}\ .\ d_{pi}}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ \ (0.143\ .\ 0.108\ - 0.060\ .\ 0.183)}{0.183\ .\ 0.108}$

  $\boldsymbol{\beta_0 = 14.1849}$

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

  $\boldsymbol{\beta_{eq} = 19.1849}$

  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 :

  $\boldsymbol{K = 0.67}$

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

$\beta_{eff} = 0.67 . 14.1849 + 5$

$\boldsymbol{\beta_{eff} = 14.5039}$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ \ln 14.5039}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6563 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \ \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

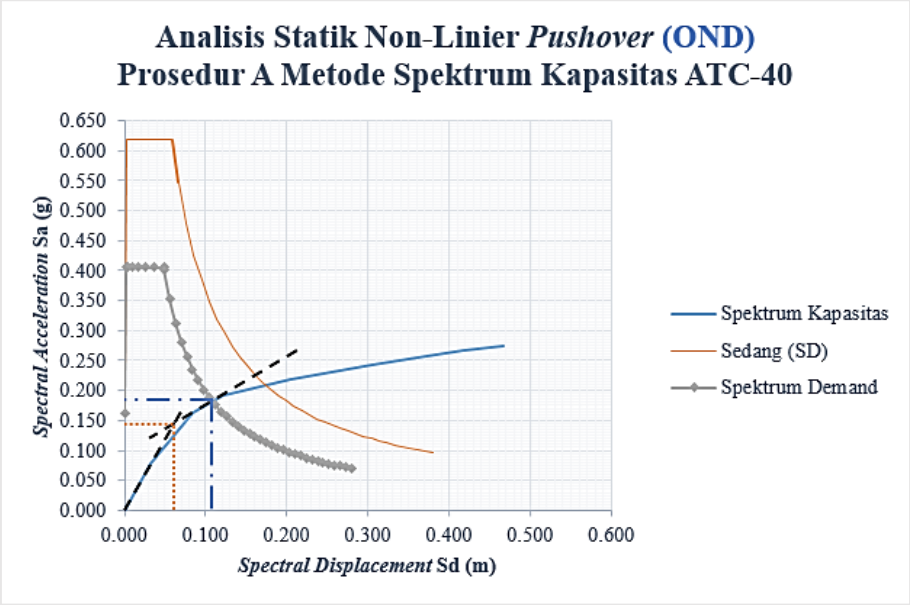
$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \ \ln 14.5039}{1.65}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7355 \geq 0.56}$ *(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 $0.1021 \leq 0.1075 \leq 0.1129$, sehingga :

$\boldsymbol{a_p = 0.183}$

$\boldsymbol{d_p = 0.108}$



Gambar 4.26 Titik kinerja struktur asli tanpa dilatasi (OND)

4.5.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif tanpa Dinding Geser (NSW)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.31, Tabel 4.32 dan Gambar 4.27. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.28.

Tabel 4.31 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur NSW*

PF_1	**967.6779**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4515**
α_1	**0.7522**
W	**20,269,255**

Tabel 4.32 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur NSW*

Step	***Displacement*** **(Δ_{roof})**	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0501	1,284,761	**0.0843**	**0.0345**
2	0.1237	2,594,904	**0.1702**	**0.0852**
3	0.1780	3,087,478	**0.2025**	**0.1226**
4	0.2069	3,241,972	**0.2126**	**0.1426**
5	0.3398	3,651,143	**0.2395**	**0.2341**
6	0.4125	3,845,099	**0.2522**	**0.2842**
7	0.4943	4,060,260	**0.2663**	**0.3405**
8	0.5761	4,262,134	**0.2795**	**0.3969**
9	0.6511	4,420,202	**0.2899**	**0.4485**
10	0.7240	4,543,643	**0.2980**	**0.4988**
11	0.7265	4,547,430	**0.2983**	**0.5005**

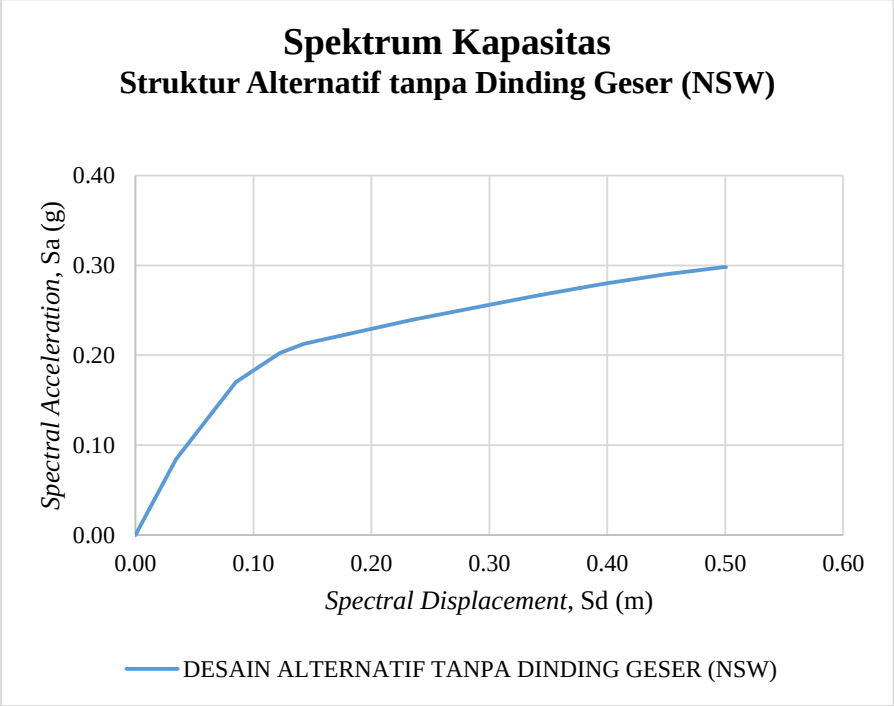
Contoh perhitungan untuk *Step* 11 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

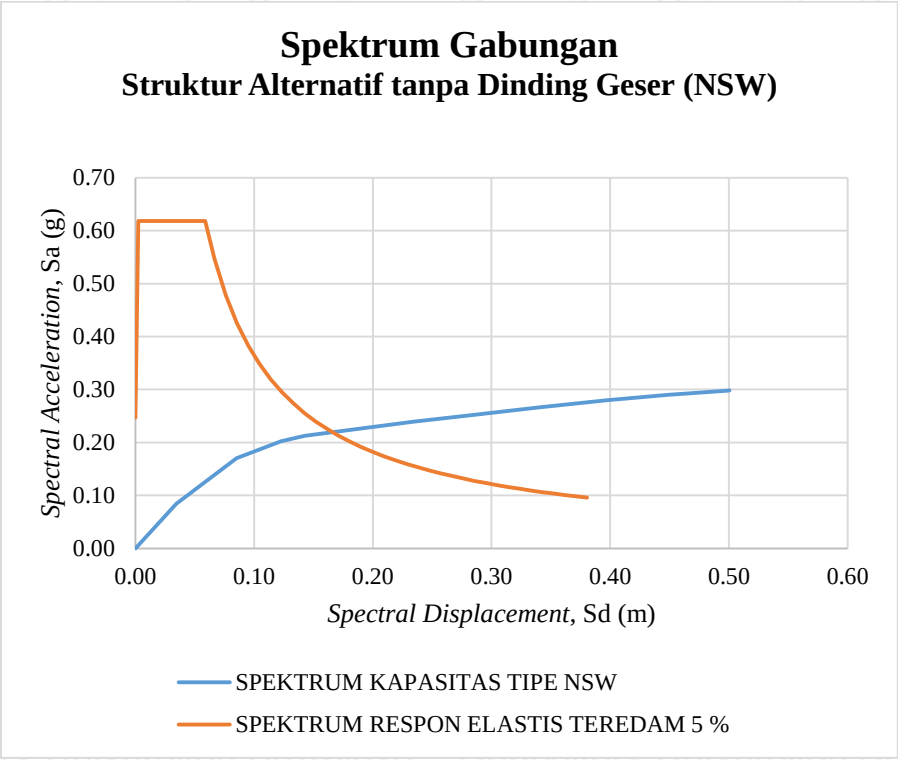
$$Sa_i = \frac{4{,}547{,}430/20{,}269{,}255}{0.7522} = \mathbf{0.2983\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.7265}{967.6779\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.5005\ m}$$



Gambar 4.27 Spektrum kapasitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)



Gambar 4.28 Spektrum gabungan struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.190$

  $d_{pi} = 0.108$

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

  $a_y = 0.155$

  $d_y = 0.065$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* 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 :

  $E_D = 4\ x\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})$

  $E_D = 4\ x\ (0.155\ .\ 0.108\ - 0.065\ .\ 0.190)$

  $\boldsymbol{E_D = 0.0173}$

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

$$E_{SO} = \frac{0.190 \,.\, 0.108}{2}$$

$$\boldsymbol{E_{SO} = 0.0102}$$

$$\beta_0 = \frac{63.7 \;\; (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi} \,.\, d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{63.7 \;\; (0.155 \,.\, 0.108 \; - 0.065 \,.\, 0.190)}{0.190 \,.\; 0.108}$$

$$\boldsymbol{\beta_0 = 13.4495}$$

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

$$\boldsymbol{\beta_{eq} = 18.4495}$$

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 :

$$\boldsymbol{K = 0.67}$$

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

$$\beta_{eff} = 0.67 \,.\, 13.4495 + 5$$

$$\boldsymbol{\beta_{eff} = 14.0112}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \;\ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \;\ln 14.0112}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6674 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \;\ln \beta_{eff}}{1.65}$$

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \;\ln 14.0112}{1.65}$$

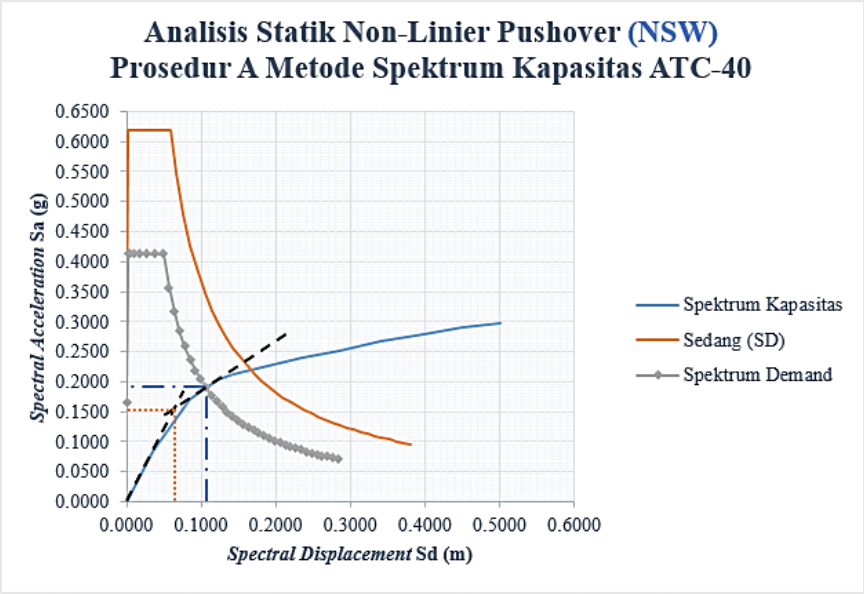
$\boldsymbol{SR_A = 0.7440 \geq 0.56}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

- 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 $0.1021 \leq 0.1075 \leq 0.1129$, sehingga :

$$a_p = 0.190$$

$$d_p = 0.108$$



Gambar 4.29 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser (NSW)

4.5.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.33, Tabel 4.34 dan Gambar 4.30. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.31.

Tabel 4.33 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur SWA*

PF_1	**968.1162**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4522**
α_1	**0.7520**

W	20,525,229

Tabel 4.34 Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWA

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd
unit	m	kg	g	m
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0368	1,106,039	**0.0717**	**0.0253**
2	0.1114	2,749,974	**0.1782**	**0.0767**
3	0.1459	3,217,549	**0.2085**	**0.1004**
4	0.1459	3,217,550	**0.2085**	**0.1004**
5	0.1475	3,237,469	**0.2097**	**0.1016**
6	0.1475	3,237,477	**0.2097**	**0.1016**
7	0.1475	3,232,309	**0.2094**	**0.1016**
8	0.1865	3,579,909	**0.2319**	**0.1285**
9	0.2673	3,896,983	**0.2525**	**0.1841**
10	0.2855	3,959,329	**0.2565**	**0.1966**
11	0.2878	3,955,189	**0.2562**	**0.1982**
12	0.3605	4,185,360	**0.2712**	**0.2482**
13	0.4332	4,402,481	**0.2852**	**0.2983**
14	0.4740	4,525,903	**0.2932**	**0.3264**
15	0.4763	4,527,137	**0.2933**	**0.3280**
16	0.5036	4,611,095	**0.2987**	**0.3468**
17	0.5059	4,613,303	**0.2989**	**0.3483**
18	0.5422	4,718,219	**0.3057**	**0.3734**
19	0.5445	4,704,674	**0.3048**	**0.3749**

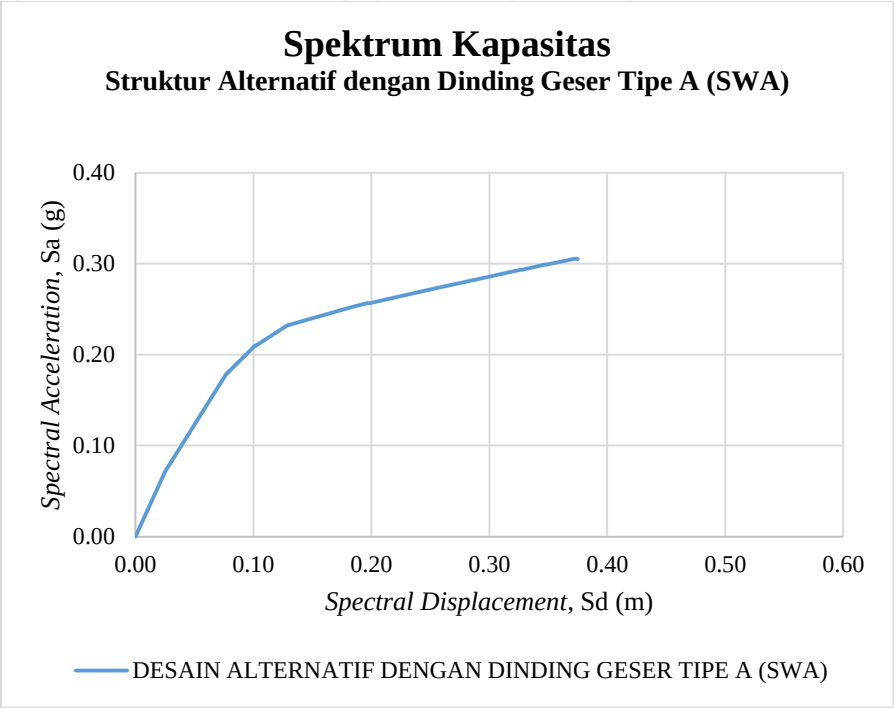
Contoh perhitungan untuk *Step* 19 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

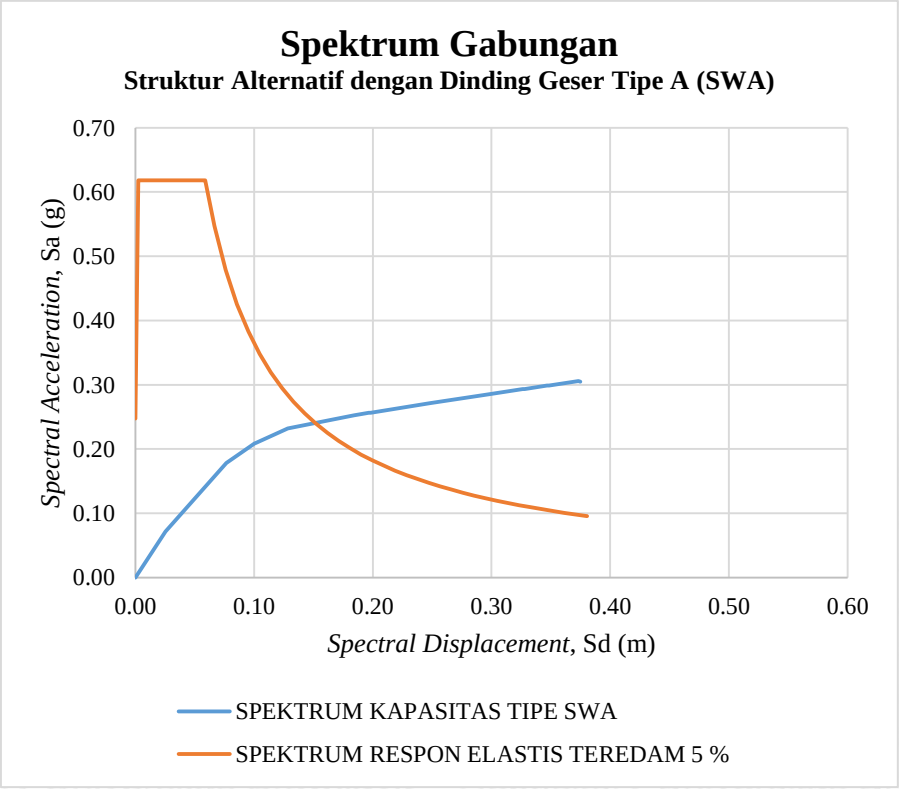
$$Sa_i = \frac{4{,}704{,}674/20{,}525{,}229}{0.7520} = \mathbf{0.3048\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.5445}{968.1162\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.3749\ m}$$



Gambar 4.30 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe A (SWA)



Gambar 4.31 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe A (SWA)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.213$

  $d_{pi} = 0.105$

- Buatlah representasi bilinier dari spektrum kapasitas seperti tergambar dengan garis hitam putus-putus pada Gambar 4.31. Sehingga didapatkan titik kekakuan awal (*initial stiffness*):

  $a_y = 0.143$

  $d_y = 0.053$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva *Spectrum Demand* pada Gambar 4.31. 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 :

  $E_D = 4\,x\,(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})$

  $E_D = 4\,x\,(0.143\,.\,0.105 - 0.053\,.\,0.213)$

  $\boldsymbol{E_D = 0.0152}$

  $E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\,.\,d_{pi}}{2}$

  $E_{SO} = \dfrac{0.213\,.\,0.105}{2}$

  $\boldsymbol{E_{SO} = 0.0112}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ (a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}\,.\,d_{pi}}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ (0.143\,.\,0.105 - 0.053\,.\,0.213)}{0.213\,.\ 0.105}$

  $\boldsymbol{\beta_0 = 10.8665}$

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

  $\boldsymbol{\beta_{eq} = 15.8665}$

  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 :

$\boldsymbol{K = 0.67}$

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

$\beta_{eff} = 0.67 \,.\, 10.8665 + 5$

$\boldsymbol{\beta_{eff} = 12.2805}$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ \ln 12.2805}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7097 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \ \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

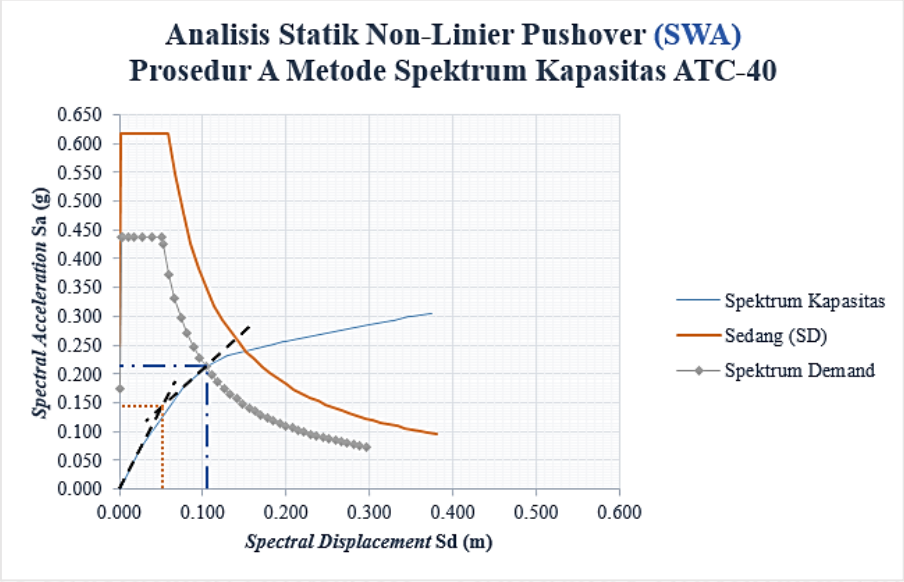
$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41 \ \ln 12.2805}{1.65}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7768 \geq 0.56}$ *(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 $0.0998 \leq 0.105 \leq 0.1103$, sehingga :

$\boldsymbol{a_p = 0.213}$

$\boldsymbol{d_p = 0.105}$



Gambar 4.32 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe A (SWA)

4.5.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.35, Tabel 4.36 dan Gambar 4.32. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.33.

Tabel 4.35 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur SWB*

PF_1	**968.5446**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4528**
α_1	**0.7518**
W	**20,781,204**

Tabel 4.36 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWB*

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd

unit	m	kg	g	m
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0412	1,451,871	**0.0929**	**0.0284**
2	0.1160	3,108,539	**0.1990**	**0.0799**
3	0.1888	3,969,547	**0.2541**	**0.1300**
4	0.2670	4,402,002	**0.2817**	**0.1838**
5	0.3397	4,674,309	**0.2992**	**0.2338**
6	0.4334	4,978,687	**0.3187**	**0.2983**
7	0.4357	5,003,753	**0.3203**	**0.2999**
8	0.5084	5,254,628	**0.3363**	**0.3499**
9	0.5970	5,539,618	**0.3546**	**0.4109**

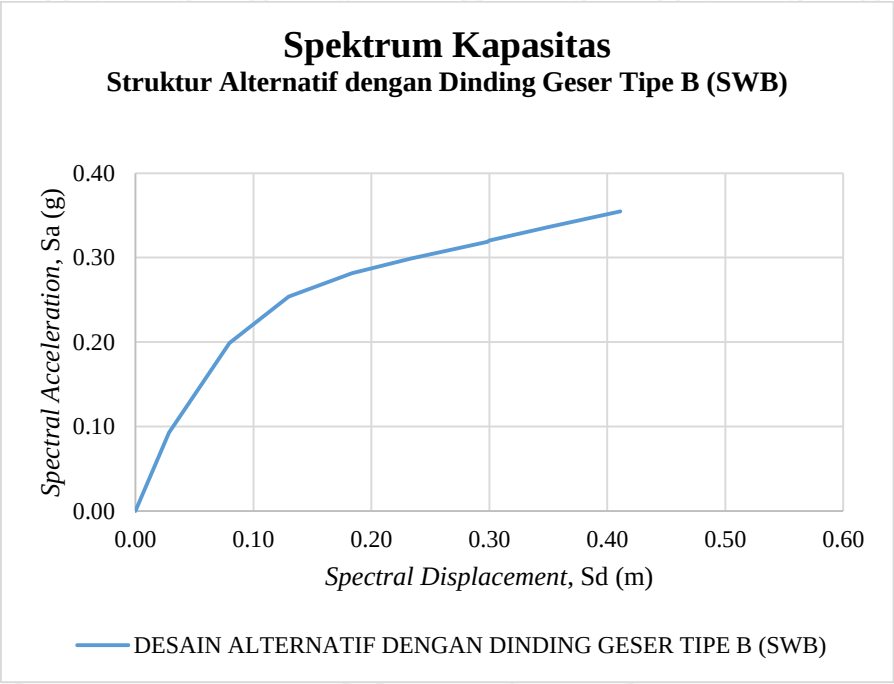
Contoh perhitungan untuk *Step* 9 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

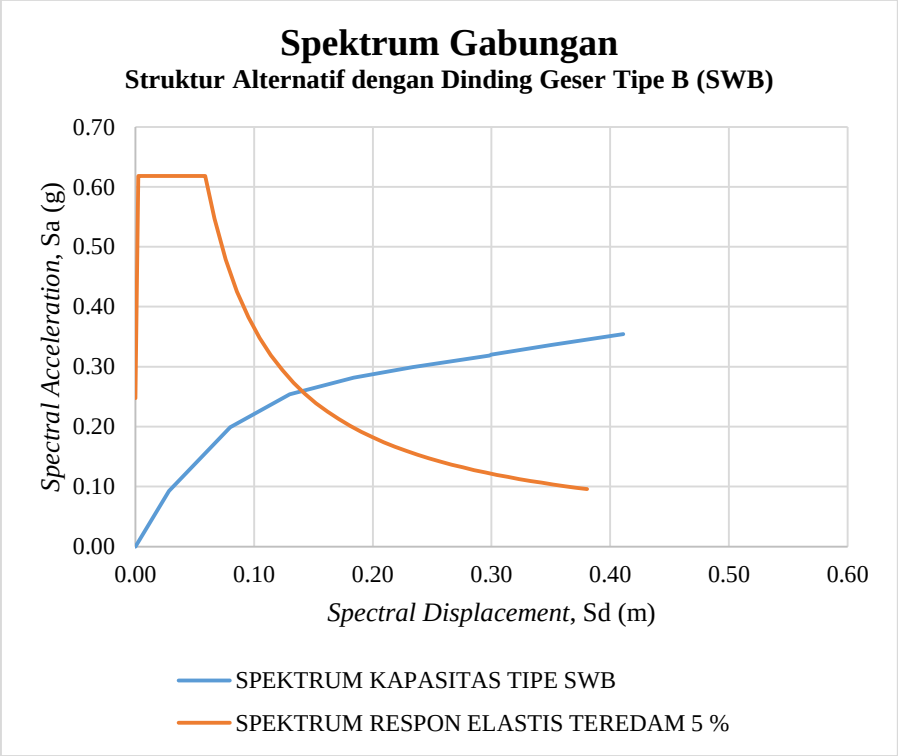
$$Sa_i = \frac{5{,}539{,}618/20{,}781{,}204}{0.7518} = \mathbf{0.3546\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.5970}{968.5446\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.4109\ m}$$



Gambar 4.33 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe B (SWB)



Gambar 4.34 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe B (SWB)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja :

$a_{pi} = 0.215$

$d_{pi} = 0.093$

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

$a_y = 0.168$

$d_y = 0.053$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* 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 :

$E_D = 4\ x\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})$

$E_D = 4\ x\ (0.168\ .\ 0.093\ - 0.053\ .\ 0.215)$

$\boldsymbol{E_D = 0.0168}$

$E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\ .\ d_{pi}}{2}$

$E_{SO} = \dfrac{0.215\ .\ 0.093}{2}$

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

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ \ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi}\ .\ d_{pi}}$

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ \ (0.168\ .\ 0.093\ - 0.053\ .\ 0.215)}{0.215\ .\ \ 0.093}$

$\boldsymbol{\beta_0 = 13.4727}$

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

$\boldsymbol{\beta_{eq} = 18.4727}$

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 :

$\boldsymbol{K = 0.67}$

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

$\beta_{eff} = 0.67\ .\ 13.4727 + 5$

$\boldsymbol{\beta_{eff} = 14.0267}$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln 14.0267}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6670 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

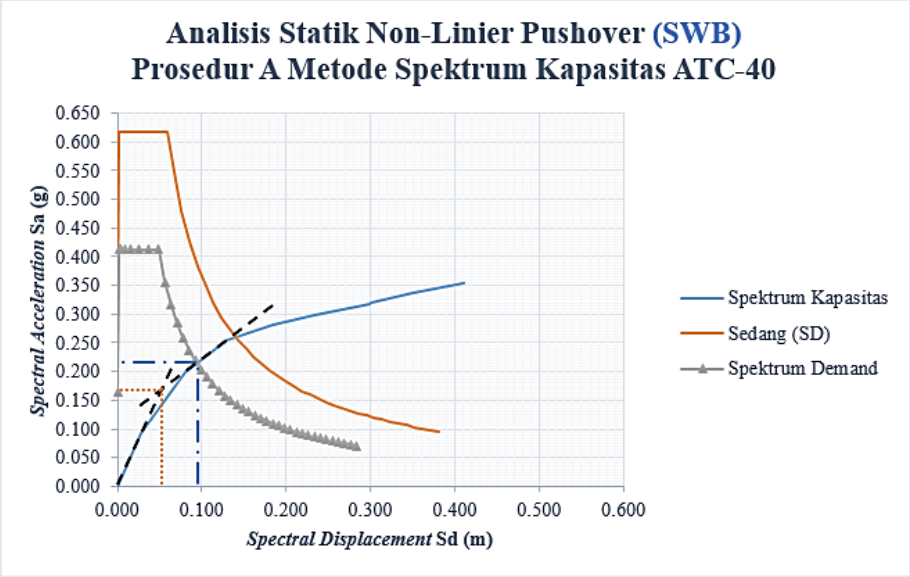
$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln 14.0267}{1.65}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7438 \geq 0.56}$ *(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 $0.0879 \leq 0.0925 \leq 0.0971$, sehingga :

$\boldsymbol{a_p = 0.215}$

$\boldsymbol{d_p = 0.093}$



Gambar 4.35 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe B (SWB)

4.5.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.37, Tabel 4.38 dan Gambar 4.36. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.37.

Tabel 4.37 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur SWC*

PF_1	**968.9636**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1\phi roof_1$	**1.4534**
α_1	**0.7517**
W	**21,037,178**

Tabel 4.38 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWC*

Step	***Displacement*** **(Δ_{roof})**	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0414	1,631,421	**0.1032**	**0.0285**
2	0.1077	3,269,042	**0.2067**	**0.0741**
3	0.1811	4,250,317	**0.2688**	**0.1246**
4	0.1905	4,335,719	**0.2742**	**0.1311**
5	0.1908	4,343,343	**0.2747**	**0.1313**
6	0.1909	4,344,303	**0.2747**	**0.1314**
7	0.1910	4,329,468	**0.2738**	**0.1314**
8	0.2751	4,812,039	**0.3043**	**0.1892**
9	0.2752	4,801,231	**0.3036**	**0.1893**
10	0.2755	4,804,189	**0.3038**	**0.1895**
11	0.3482	5,125,309	**0.3241**	**0.2396**
12	0.4209	5,399,379	**0.3415**	**0.2896**
13	0.4481	5,497,782	**0.3477**	**0.3083**

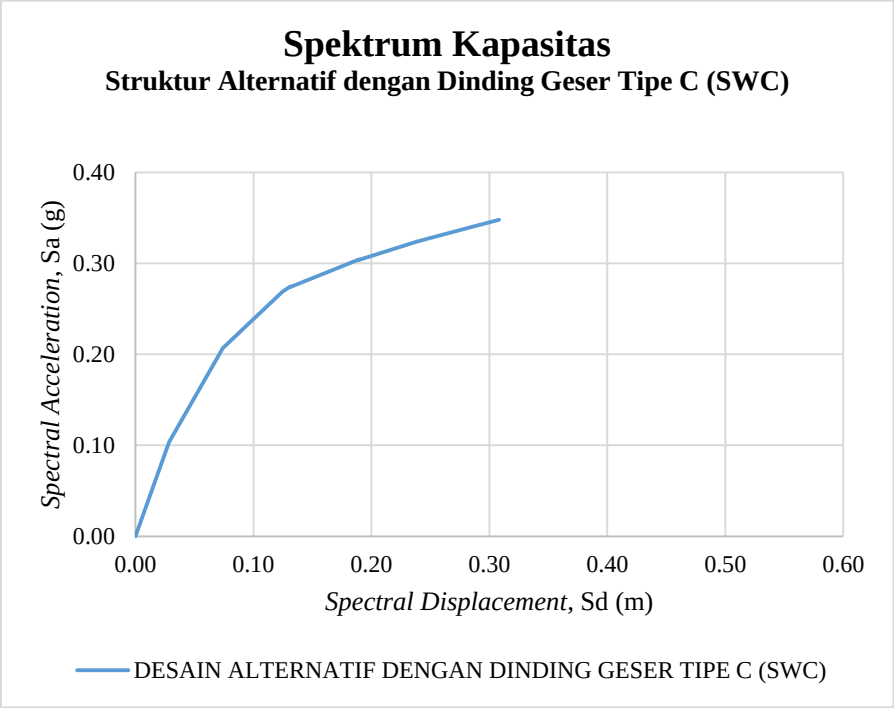
Contoh perhitungan untuk *Step* 13 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

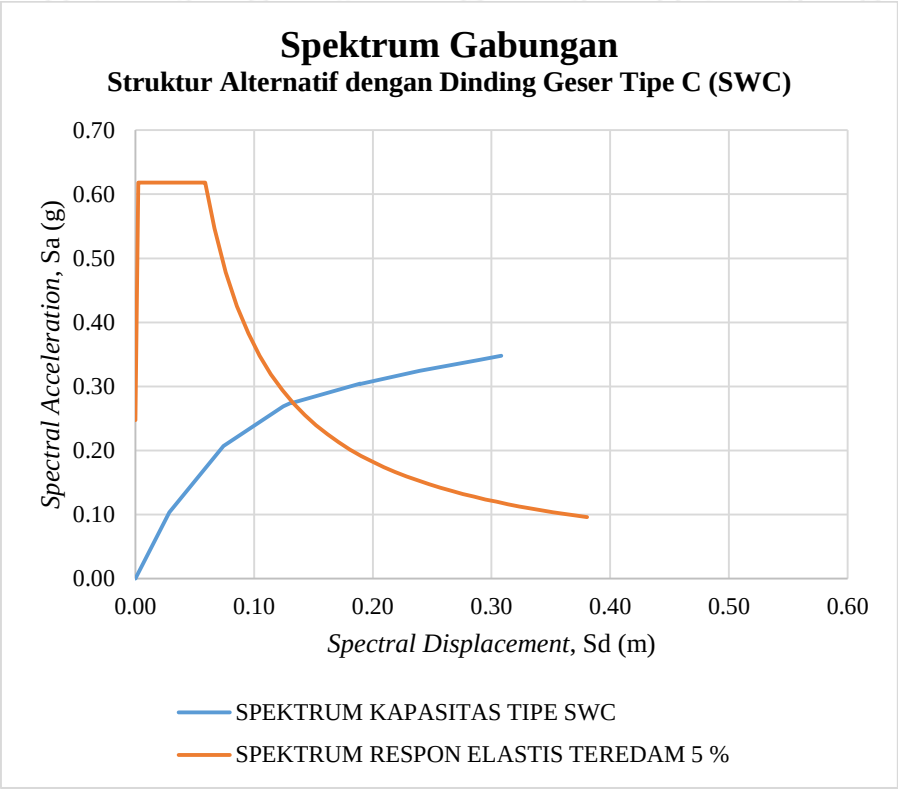
$$Sa_i = \frac{5{,}497{,}782/21{,}037{,}178}{0.7517} = \mathbf{0.3477\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.4481}{968.9636\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.3083\ m}$$



Gambar 4.36 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe C (SWC)



Gambar 4.37 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe C (SWC)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.225$

  $d_{pi} = 0.088$

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

  $a_y = 0.173$

  $d_y = 0.048$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar sebagai kurva Spektrum *Demand* 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 :

  $E_D = 4\ x\ (a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})$

$E_D = 4\,x\,(0.173\,.\,0.088\ - 0.048\,.\,0.225)$

$\boldsymbol{E_D = 0.0174}$

$E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\,.\,d_{pi}}{2}$

$E_{SO} = \dfrac{0.225\,.\,0.088}{2}$

$\boldsymbol{E_{SO} = 0.0098}$

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ (a_y.\,d_{pi} - d_y.\,a_{pi})}{a_{pi}\,.\,d_{pi}}$

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ (0.173\,.\,0.088\ - 0.048\,.\,0.225)}{0.225\,.\ 0.088}$

$\boldsymbol{\beta_0 = 14.0342}$

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

$\boldsymbol{\beta_{eq} = 19.0342}$

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 :

$\boldsymbol{K = 0.67}$

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

$\beta_{eff} = 0.67\,.\,14.0342 + 5$

$\boldsymbol{\beta_{eff} = 14.4029}$

$SR_A = \dfrac{3.21 - 0.68\ \ln \beta_{eff}}{2.12}$

$SR_A = \dfrac{3.21 - 0.68\ \ln 14.4029}{2.12}$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6586 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$SR_A = \dfrac{2.31 - 0.41\ \ln \beta_{eff}}{1.65}$

$SR_A = \dfrac{2.31 - 0.41\ \ln 14.4029}{1.65}$

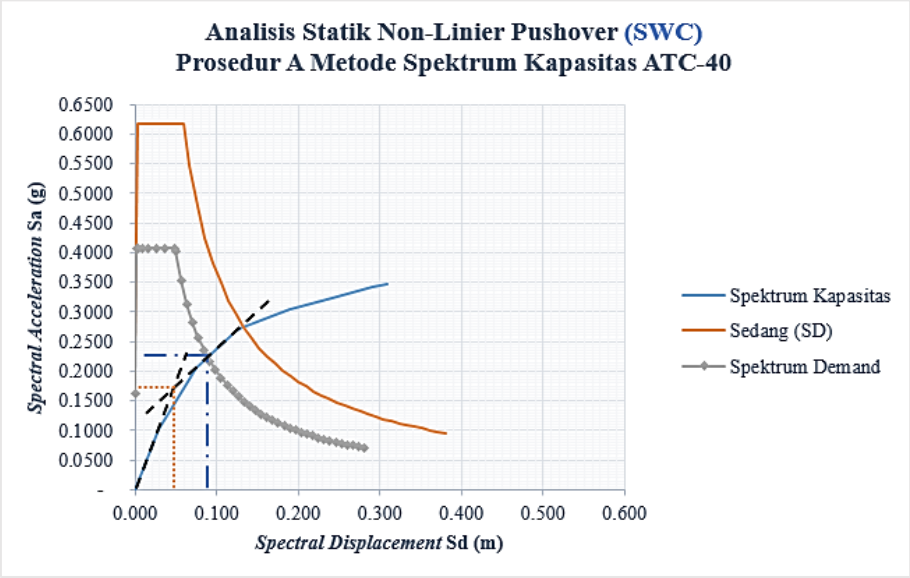
$\boldsymbol{SR_A = 0.7372 \geq 0.56}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

- 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 $0.0831 \leq 0.0875 \leq 0.0919$, sehingga :

$$\boldsymbol{a_p = 0.225}$$

$$\boldsymbol{d_p = 0.088}$$



Gambar 4.38 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe C (SWC)

4.5.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.39, Tabel 4.40 dan Gambar 4.39. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat Gambar 4.40.

Tabel 4.39 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur SWD*

PF_1	**968.2029**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4523**

α_1	**0.7519**
W	**20,551,990**

Tabel 4.40 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWD*

Step	***Displacement*** (Δ_{roof})	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0430	1,363,734	**0.0883**	**0.0296**
2	0.1177	3,044,341	**0.1970**	**0.0811**
3	0.1704	3,713,769	**0.2403**	**0.1173**
4	0.2452	4,128,264	**0.2672**	**0.1689**
5	0.3203	4,442,521	**0.2875**	**0.2205**
6	0.3680	4,629,557	**0.2996**	**0.2534**
7	0.4271	4,842,503	**0.3134**	**0.2941**
8	0.4282	4,832,699	**0.3127**	**0.2948**
9	0.4447	4,896,253	**0.3168**	**0.3062**

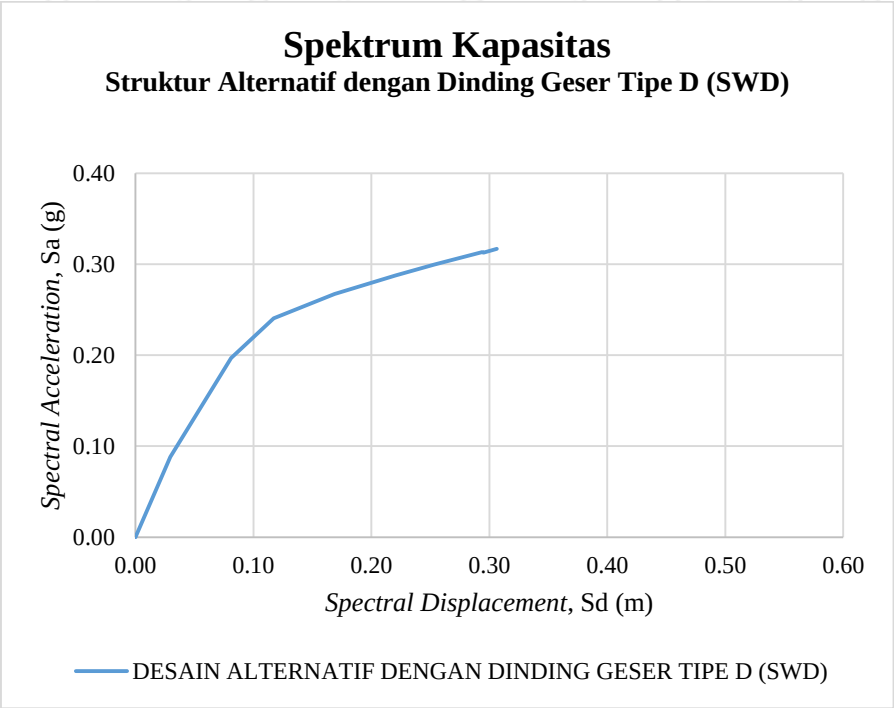
Contoh perhitungan untuk *Step* 9 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

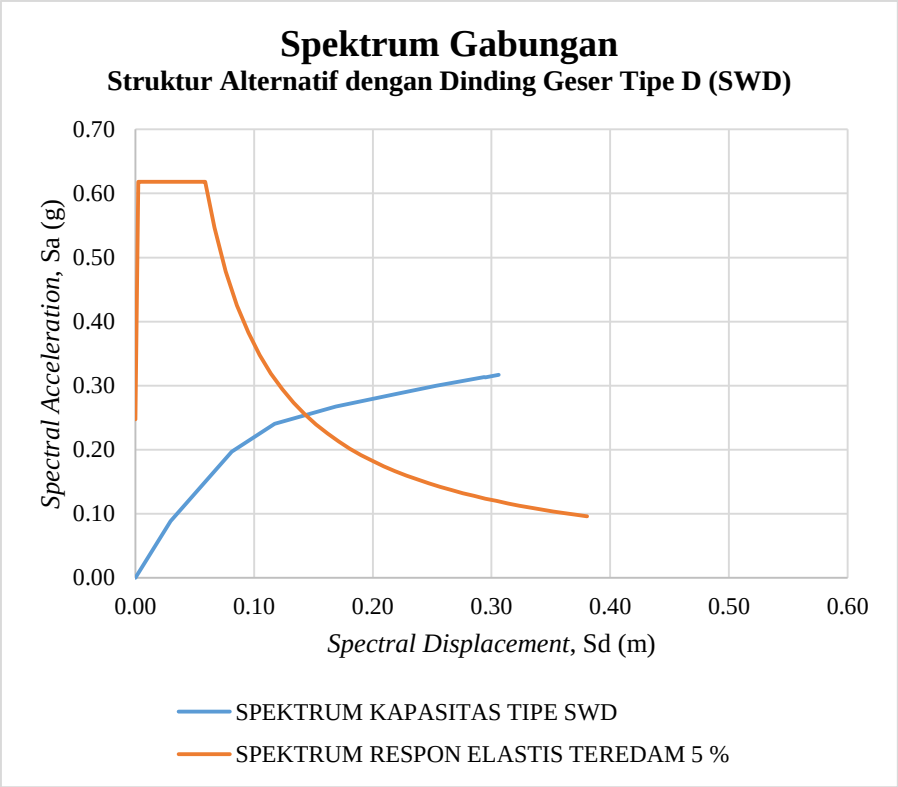
$$Sa_i = \frac{4{,}896{,}253/20{,}551{,}990}{0.7519} = \mathbf{0.3168\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.4447}{968.2029\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.3062\ m}$$



Gambar 4.39 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe D (SWD)



Gambar 4.40 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe D (SWD)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.220$

  $d_{pi} = 0.100$

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

  $a_y = 0.165$

  $d_y = 0.058$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* 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 :

  $E_D = 4\,x\,(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})$

  $E_D = 4\,x\,(0.165\,.\,0.100 - 0.058\,.\,0.220)$

  $\boldsymbol{E_D = 0.0150}$

  $E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\,.\,d_{pi}}{2}$

  $E_{SO} = \dfrac{0.220\,.\,0.100}{2}$

  $\boldsymbol{E_{SO} = 0.0110}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ (a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}\,.\,d_{pi}}$

  $\beta_0 = \dfrac{63.7\ (0.165\,.\,0.100 - 0.058\,.\,0.220)}{0.220\,.\ 0.100}$

  $\boldsymbol{\beta_0 = 10.8290}$

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

  $\boldsymbol{\beta_{eq} = 15.8290}$

  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 :

  $\boldsymbol{K = 0.67}$

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

  $\beta_{eff} = 0.67\,.\,15.8290 + 5$

$$\boldsymbol{\beta_{eff} = 12.2554}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ \ln 12.2554}{2.12}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7103 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

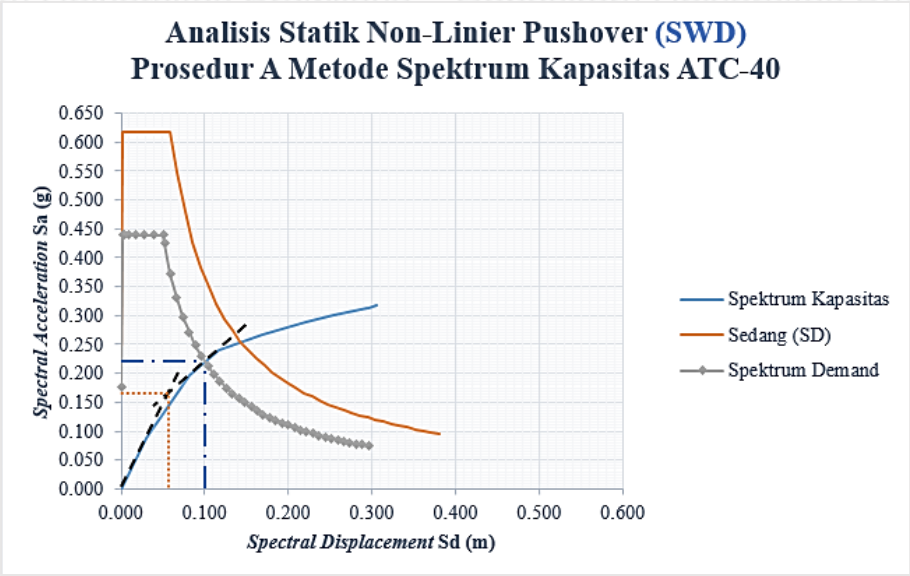
$$SR_A = \frac{2.31 - 0.41\ \ln 12.2554}{1.65}$$

$\boldsymbol{SR_A = 0.7773 \geq 0.56}$ *(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 $0.095 \leq 0.100 \leq 0.105$, sehingga :

$$\boldsymbol{a_p = 0.220}$$

$$\boldsymbol{d_p = 0.100}$$



Gambar 4.41 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe D (SWD)

4.5.8 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)

- Ubah 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 merubah *base force* (kg) menjadi *spectral acceleration*, Sa (g) pada ordinat y, sedangkan koefisien massa modal (α_1) digunakan untuk merubah *displacement* (m) menjadi *spectral displacement* (m) pada ordinat x dari spektrum kapasitas. Spektrum kapasitas dan parameternya dapat dilihat pada Tabel 4.41, Tabel 4.42 dan Gambar 4.42. Kemudian spektrum kapasitas dan spektrum respon elastis teredam 5% yang telah digabungkan dapat dilihat pada Gambar 4.43.

Tabel 4.41 *Parameter spektrum kapasitas tipe struktur SWE*

PF_1	**968.6300**
$\phi roof_1$	**0.0015**
$PF_1 \phi roof_1$	**1.4529**
α_1	**0.7517**
W	**20,807,965**

Tabel 4.42 *Spektrum kapasitas untuk tipe struktur SWE*

Step	***Displacement*** **(Δ_{roof})**	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
	m	**kg**	**g**	**m**
0	0	0	**0**	**0**
1	0.0367	1,324,201	**0.0847**	**0.0253**
2	0.1103	3,215,726	**0.2056**	**0.0759**
3	0.1695	4,059,246	**0.2595**	**0.1166**
4	0.2547	4,591,068	**0.2935**	**0.1753**
5	0.3287	4,923,405	**0.3148**	**0.2262**
6	0.4057	5,221,940	**0.3338**	**0.2792**
7	0.4067	5,223,432	**0.3339**	**0.2799**
8	0.4341	5,328,590	**0.3407**	**0.2987**
9	0.4381	5,335,985	**0.3411**	**0.3015**
10	0.4827	5,513,236	**0.3525**	**0.3322**
11	0.4837	5,506,207	**0.3520**	**0.3329**
12	0.4840	5,508,112	**0.3521**	**0.3331**

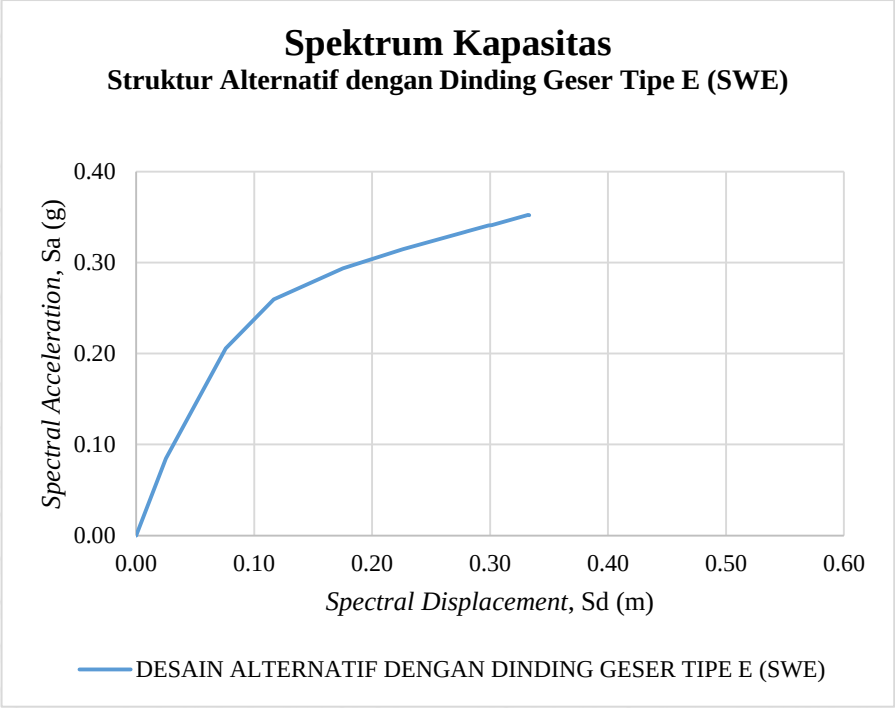
Contoh perhitungan untuk *Step* 12 :

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

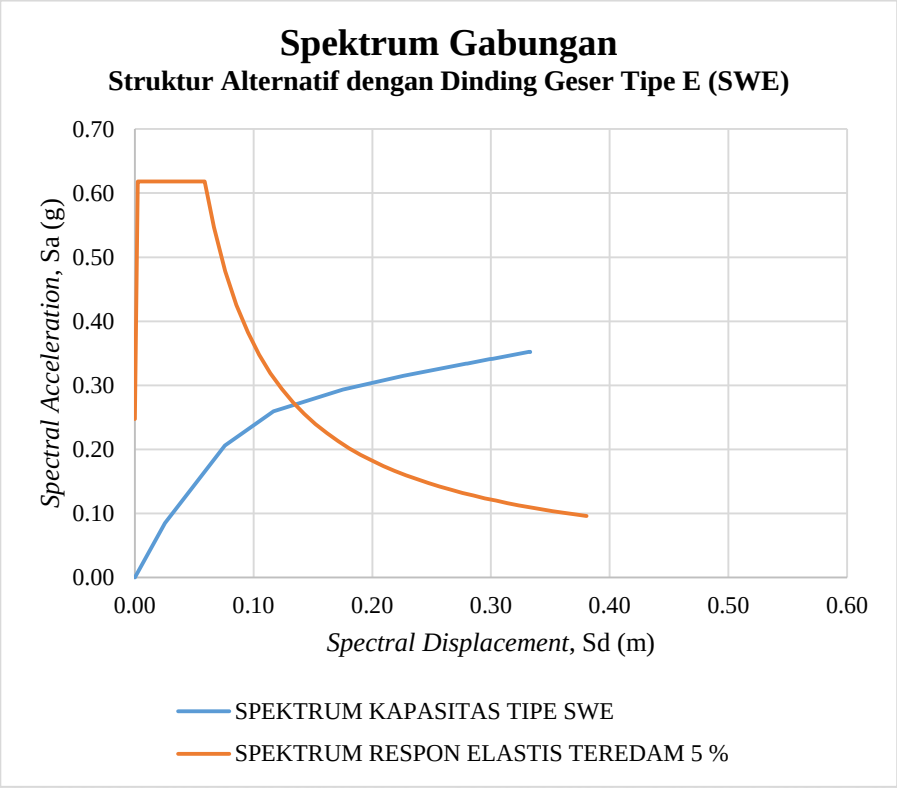
$$Sa_i = \frac{5{,}508{,}112/20{,}807{,}965}{0.7517} = \mathbf{0.3521\ g}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\ x\ \emptyset_{1,roof}}$$

$$Sd_i = \frac{0.4841}{968{,}6300\ x\ 0.0015} = \mathbf{0.3331\ m}$$



Gambar 4.42 Spektrum kapasitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe E (SWE)



Gambar 4.43 Spektrum gabungan struktur alternatif dengan dinding geser tipe E (SWE)

- Buatlah titik kinerja percobaan, a_{pi}, d_{pi}. Pada percobaan pertama diambil titik kinerja:

  $a_{pi} = 0.225$

  $d_{pi} = 0.090$

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

  $a_y = 0.175$

  $d_y = 0.053$

- Faktor reduksi spektral dihitung sesuai dengan yang tertulis pada rumus 2-12, 2-13 dan tergambar dengan kurva Spektrum *Demand* 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 :

$E_D = 4\,x\,(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})$

$E_D = 4\,x\,(0.175\,.\,0.090\ - 0.053\,.\,0.175)$

$\boldsymbol{E_D = 0.0158}$

$E_{SO} = \dfrac{a_{pi}\,.\,d_{pi}}{2}$

$E_{SO} = \dfrac{0.225\,.\,0.090}{2}$

$\boldsymbol{E_{SO} = 0.0101}$

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ (a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}\,.\,d_{pi}}$

$\beta_0 = \dfrac{63.7\ (0.175\,.\,0.090\ - 0.053\,.\,0.175)}{0.225\,.\ 0.090}$

$\boldsymbol{\beta_0 = 12.3861}$

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

$\boldsymbol{\beta_{eq} = 17.3861}$

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 :

$\boldsymbol{K = 0.67}$.

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

$\beta_{eff} = 0.67\,.\,12.3861 + 5$

$\boldsymbol{\beta_{eff} = 13.2987}$

$SR_A = \dfrac{3.21 - 0.68\ \ln \beta_{eff}}{2.12}$

$SR_A = \dfrac{3.21 - 0.68\ \ln 13.2987}{2.12}$

$\boldsymbol{SR_A = 0.6841 \geq 0.44}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

$SR_A = \dfrac{2.31 - 0.41\ \ln \beta_{eff}}{1.65}$

$SR_A = \dfrac{2.31 - 0.41\ \ln 13.2987}{1.65}$

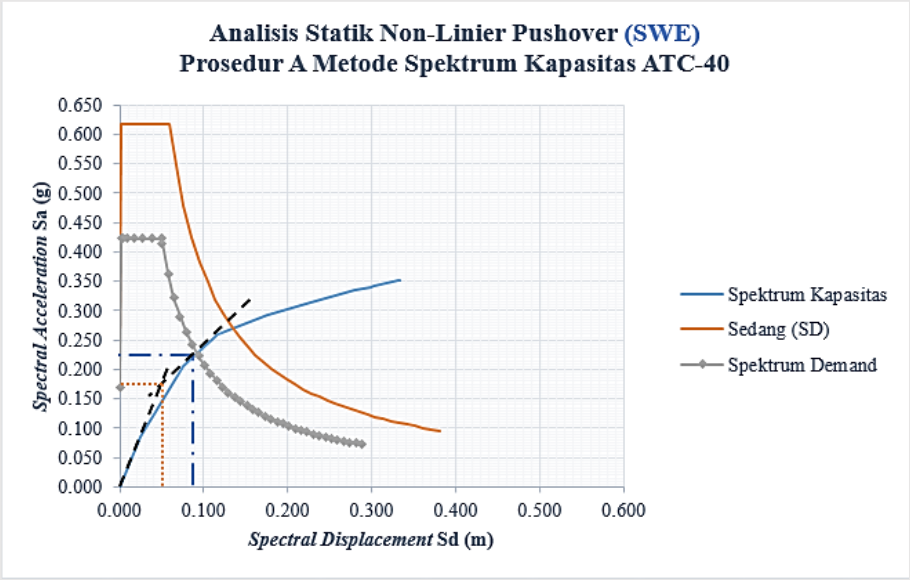
$\boldsymbol{SR_A = 0.7570 \geq 0.56}$ *(Tabel 2.2) ..... (OK)*

- 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 $0.0879 \leq 0.0925 \leq 0.0971$, sehingga :

$$\boldsymbol{a_p = 0.225}$$

$$\boldsymbol{d_p = 0.090}$$



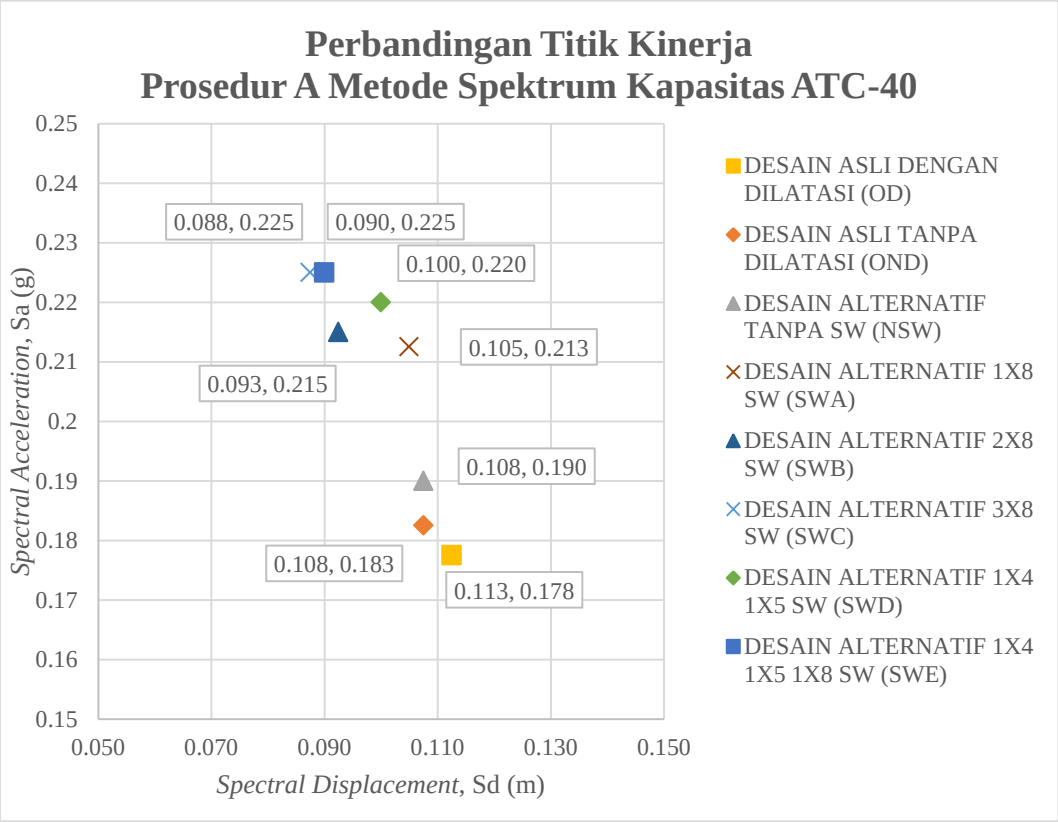
Gambar 4.45 Titik kinerja struktur alternatif dengan dinding geser tipe E (SWE)

4.5.9 Perbandingan Titik Kinerja

Dengan adanya titik kinerja atau *performance point*, dapat dibandingkan kekuatan dari masing-masing tipe struktur berdasarkan posisi titik tersebut. Semakin besar nilai Sa dan semakin kecil nilai Sd suatu titik kinerja menunjukkan bahwa struktur tersebut menahan gaya gempa dasar yang lebih besar dengan hanya mengalami perpindahan atap atau *roof displacement* yang lebih kecil, atau dengan kata lain struktur semakin kuat.

Dari Tabel 4.43 dan Gambar 4.45 dapat dilihat bahwa jumlah dinding geser berpengaruh dalam menambah kekuatan dari struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB. Apabila dibandingkan menurut titik kinerja prosedur A metode spektrum kapasitas ATC-40, struktur terkuat adalah tipe struktur alternatif dengan dinding geser 3 x 8 m (SWC), titik kinerja Sa, Sd (0.225 , 0.088). Tipe struktur asli dengan dilatasi (OD), titik kinerja Sa, Sd (0.178 , 0.113), menjadi struktur terlemah dengan selisih *base shear force* (V) dan

roof displacement (Δ_{Roof}) yang cukup jauh dari tipe SWC, yaitu $V = 781{,}325\ kg = 781\ ton$ dan $\Delta_{Roof} = 0.0364\ m = 36.4\ cm$.



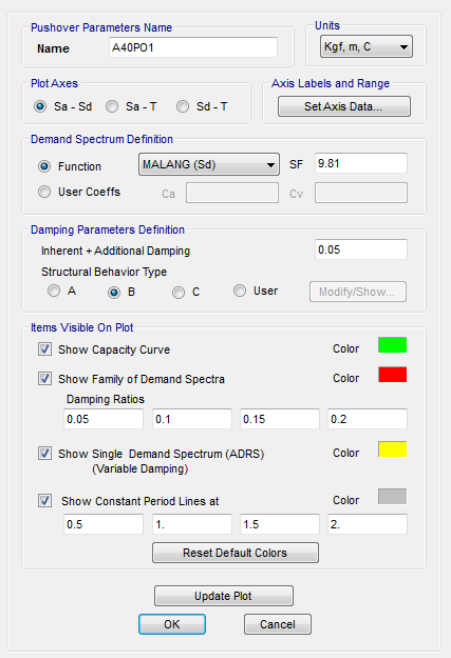
Gambar 4.45 Perbandingan titik kinerja untuk prosedur A metode spektrum kapasitas ATC 40

Tabel 4.43 *Perbandingan titik kinerja prosedur A*

Tipe Struktur	Titik Kinerja Prosedur A			
	Sd	Sa	Δroof	V
	m	g	m	kg
OD	0.113	0.178	0.1636	2,776,524
OND	0.108	0.183	0.1557	2,770,382
NSW	0.108	0.190	0.1560	2,896,850
SWA	0.105	0.213	0.1525	3,279,994
SWB	0.093	0.215	0.1344	3,359,152
SWC	0.088	0.225	0.1272	3,557,849
SWD	0.100	0.220	0.1452	3,399,641
SWE	0.090	0.225	0.1308	3,519,362

4.6 Analisis Statik Non-Linier *Pushover* dengan Prosedur B Metode Spektrum Kapasitas ATC-40

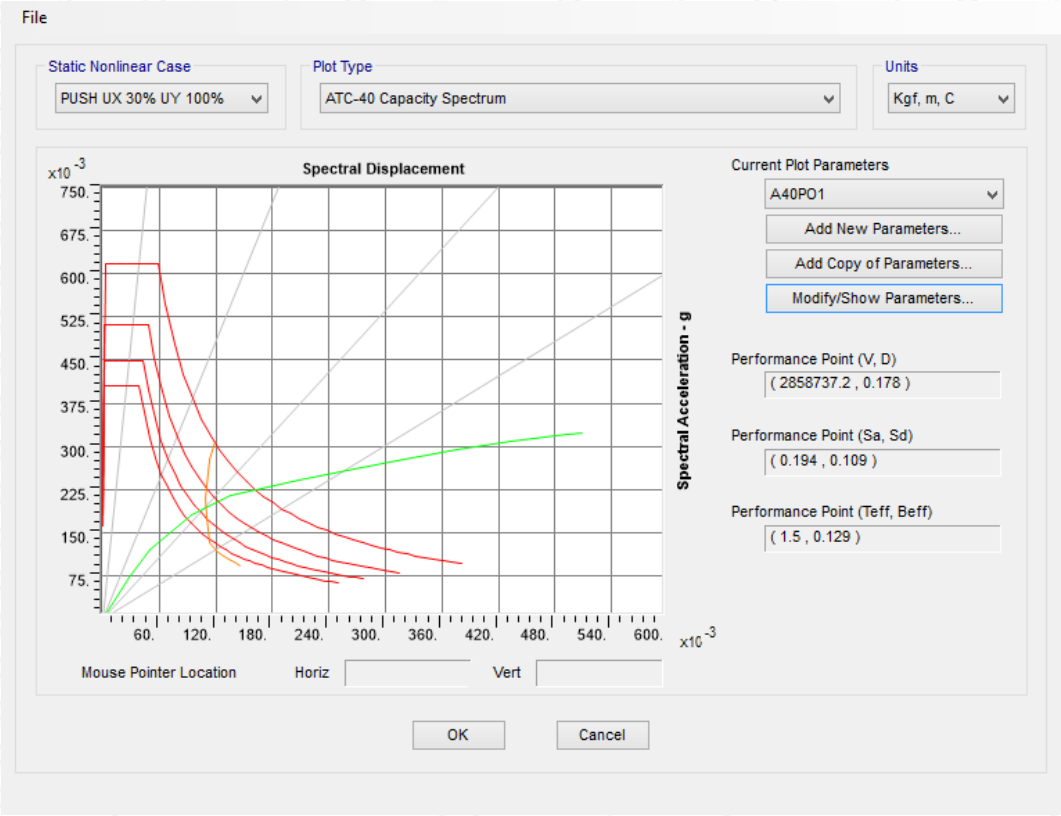
Sebagai perbandingan untuk prosedur A, penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas didapatkan secara langsung setelah melakukan *run analysis* untuk *nonlinear static case* pada program SAP2000 18. Titik kinerja dapat dilihat dengan memilih menu *Display* → *Show Static Pushover Curve* → *ATC-40 Capacity Spectrum*. Parameter-parameter untuk penentuan titik kinerja prosedur B dapat dilihat pada Gambar 4.46.



Gambar 4.46 Parameter penentuan titik kinerja prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40

4.6.1 Titik Kinerja Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

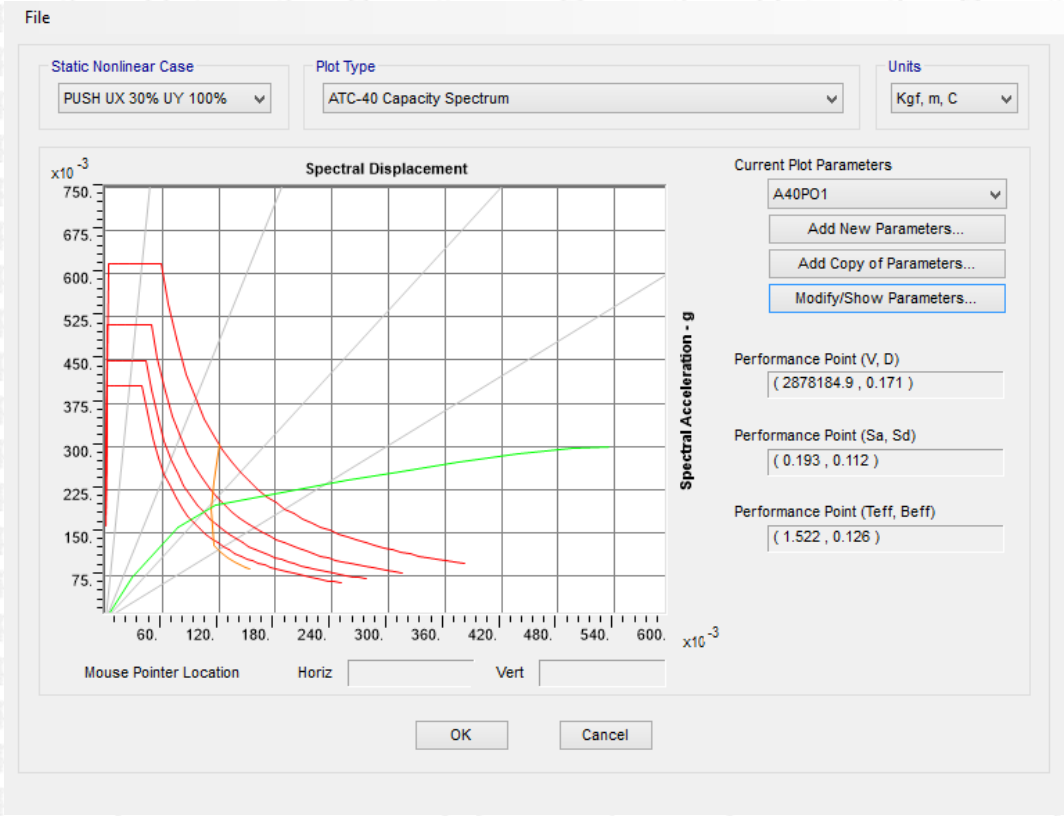
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur asli dengan dilatasi struktur (OD) dapat dilihat pada Gambar 4.47.



Gambar 4.47 Titik kinerja prosedur B struktur asli dengan dilatasi (OD)

4.6.2 Titik Kinerja Struktur Asli tanpa Dilatasi Struktur (OND)

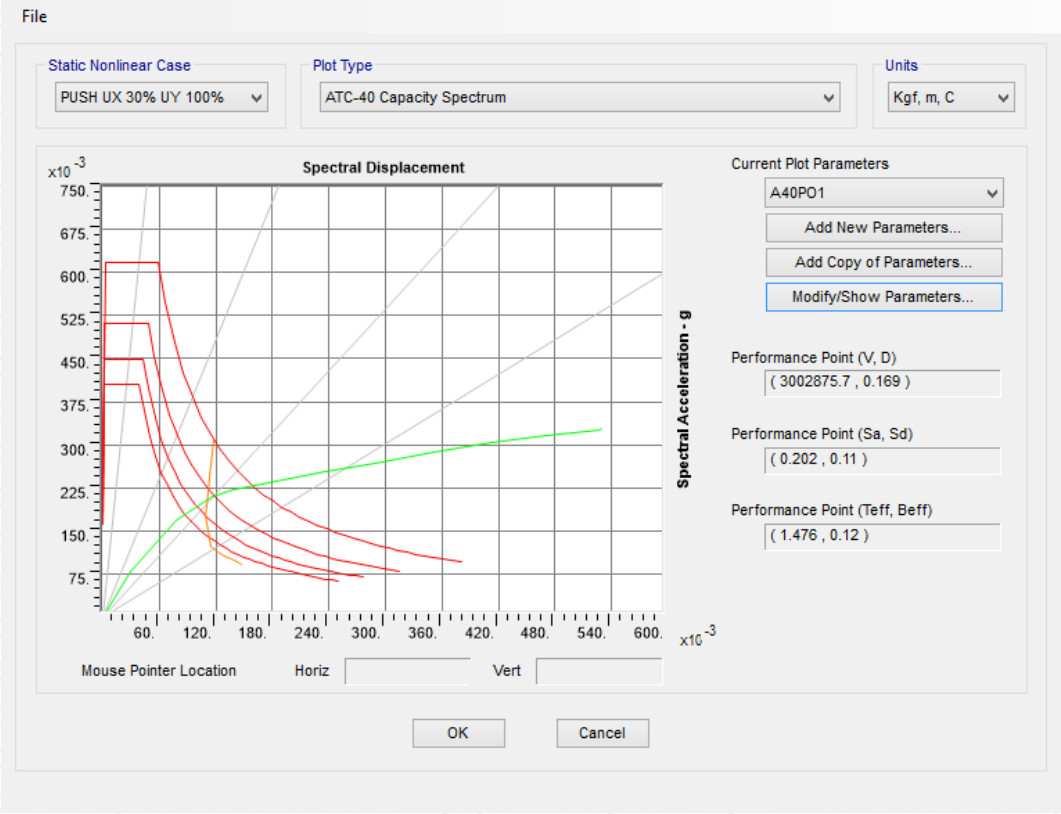
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur asli tanpa dilatasi struktur (OD) dapat dilihat pada Gambar 4.48.



Gambar 4.48 Titik kinerja prosedur B struktur asli tanpa dilatasi (OND)

4.6.3 Titik Kinerja Struktur Alternatif tanpa Dinding Geser (NSW)

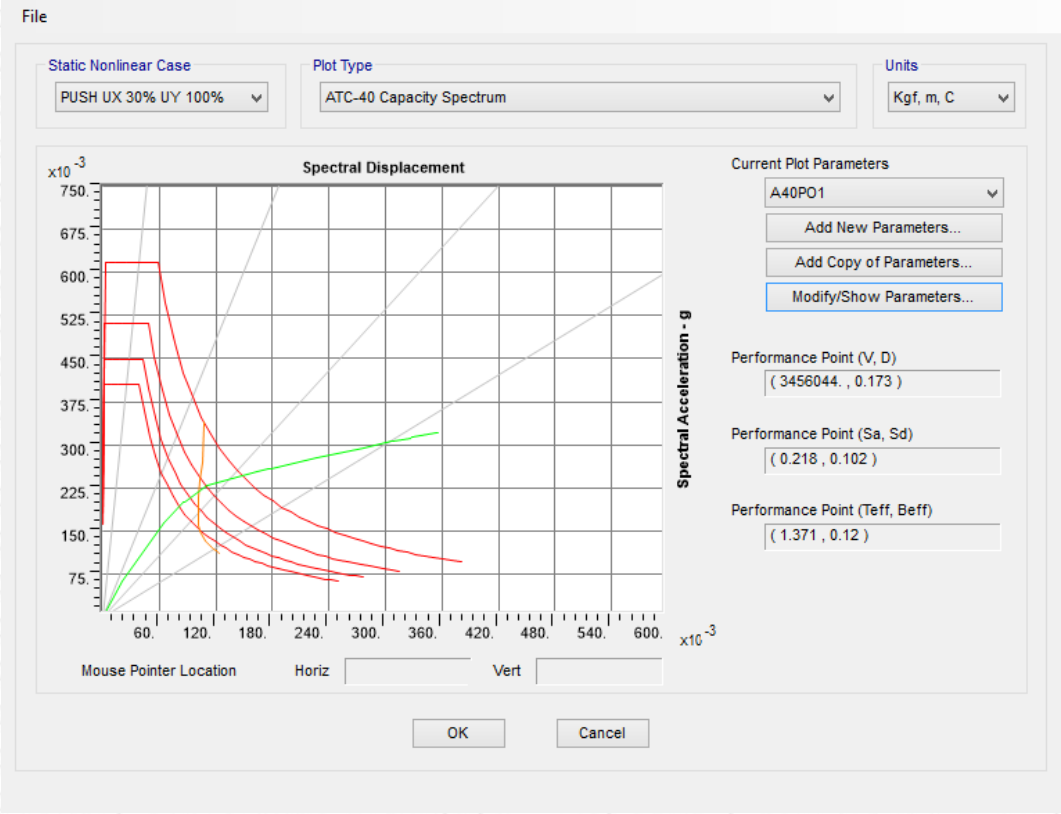
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) dapat dilihat pada Gambar 4.49.



Gambar 4.49 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)

4.6.4 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)

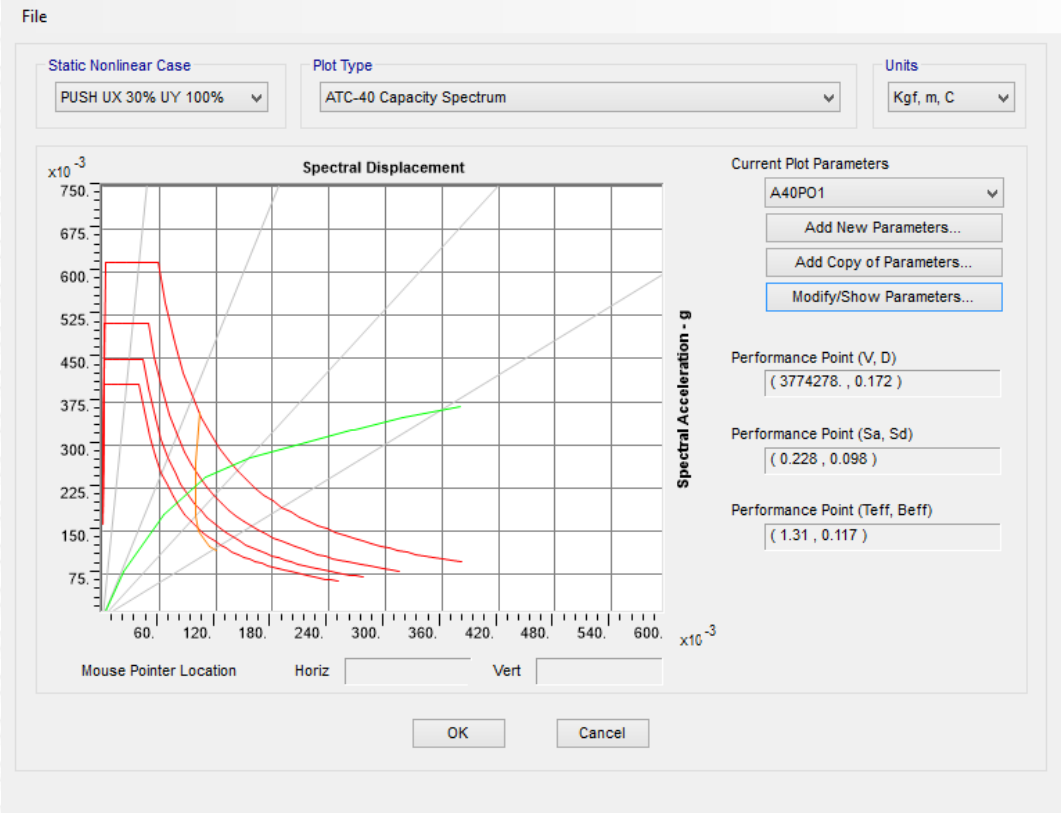
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) dapat dilihat pada Gambar 4.50.



Gambar 4.50 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)

4.6.5 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)

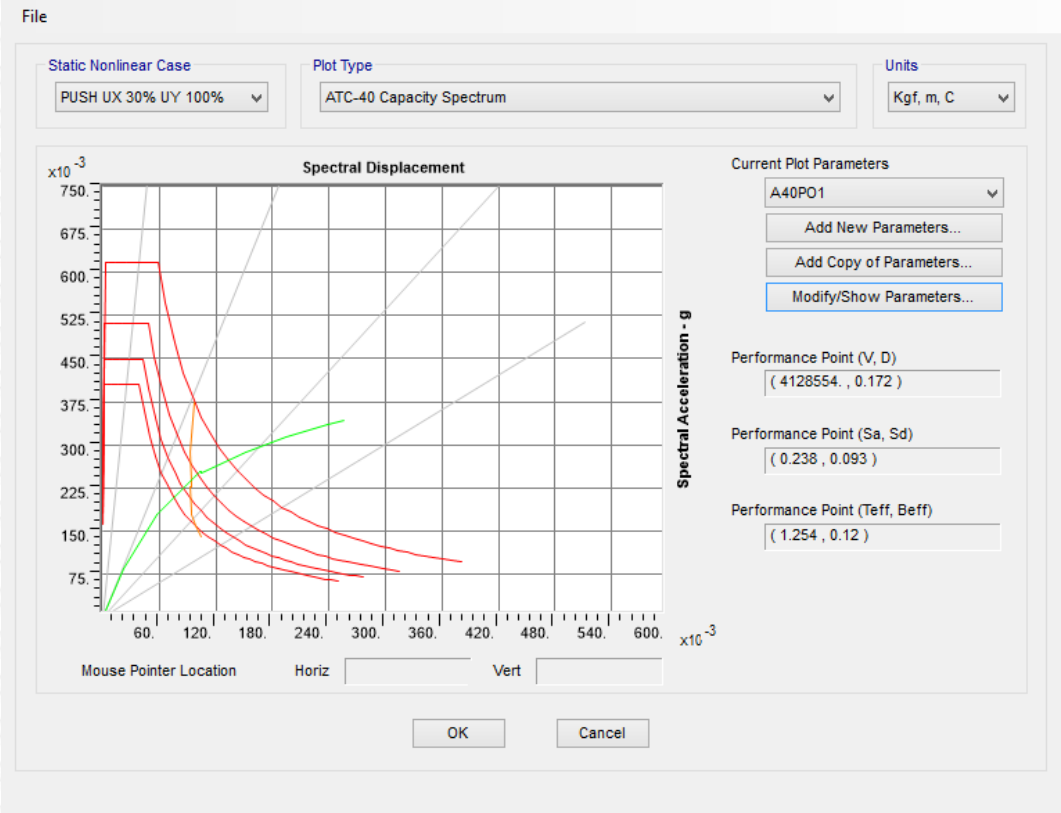
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) dapat dilihat pada Gambar 4.51.



Gambar 4.51 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)

4.6.6 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)

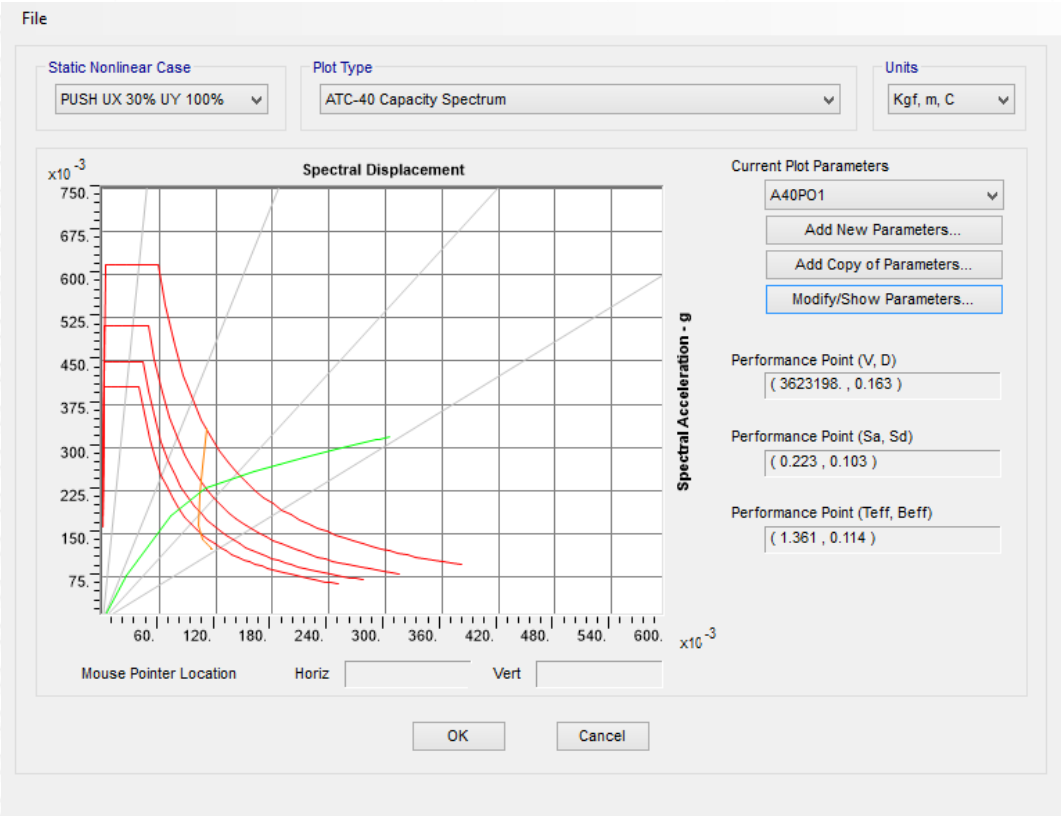
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) dapat dilihat pada Gambar 4.52.



Gambar 4.52 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)

4.6.7 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)

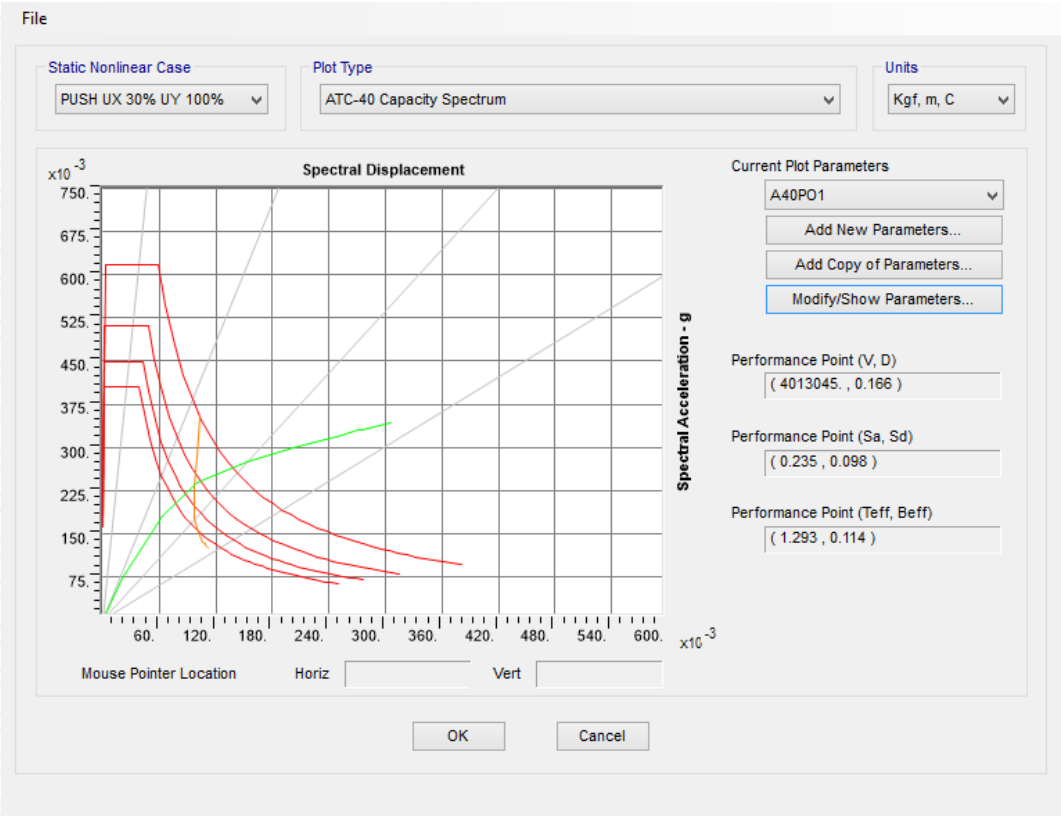
Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) dapat dilihat pada Gambar 4.53.



Gambar 4.53 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)

4.6.8 Titik Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)

Penentuan titik kinerja dengan prosedur B metode spektrum kapasitas ATC-40 hasil analisis dari program SAP2000 18 untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) dapat dilihat pada Gambar 4.54.



Gambar 4.54 Titik kinerja prosedur B struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)

4.6.9 Perbandingan Titik Kinerja

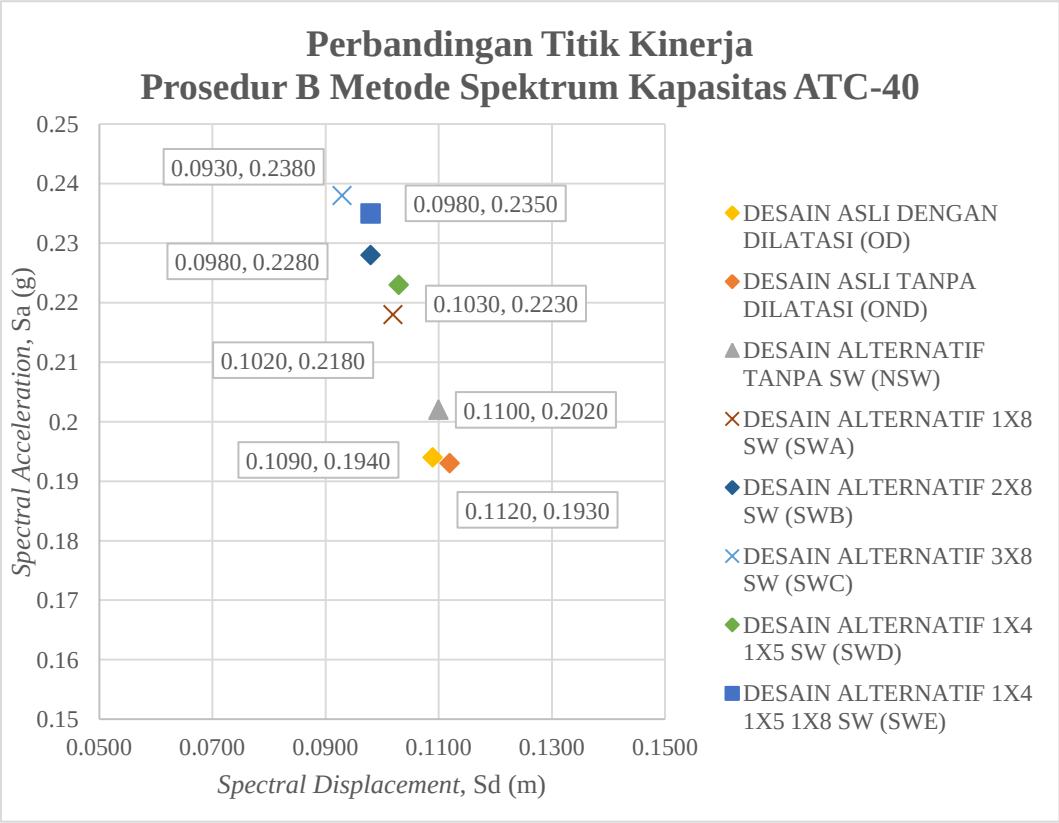
Dengan adanya titik kinerja atau *performance point*, dapat dibandingkan kekuatan dari masing-masing tipe struktur berdasarkan posisi titik tersebut. Semakin besar nilai *Sa* dan semakin kecil nilai *Sd* suatu titik kinerja menunjukkan bahwa struktur tersebut menahan gaya gempa dasar yang lebih besar dengan hanya mengalami perpindahan atap atau *roof displacement* yang lebih kecil, atau dengan kata lain struktur semakin kuat.

Dari Tabel 4.44 dan Gambar 4.55 dapat dilihat bahwa jumlah dinding geser berpengaruh dalam menambah kekuatan dari struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB.

Apabila dibandingkan menurut titik kinerja prosedur A metode spektrum kapasitas ATC-40, struktur terkuat adalah tipe struktur alternatif dengan dinding geser 3 x 8 m (SWC), titik kinerja Sa, Sd (0.238 , 0.093). Tipe struktur asli dengan dilatasi (OD), titik kinerja Sa, Sd (0.194 , 0.109), menjadi struktur terlemah dengan selisih *base shear force* (V) yang cukup jauh dari tipe SWC, yaitu $V = 1{,}269{,}817\ kg = 1{,}269\ ton$.

Tabel 4.44 *Perbandingan titik kinerja prosedur B*

Tipe Struktur	Titik Kinerja Prosedur B			
	Sd	Sa	Δroof	V
	m	g	m	kg
OD	0.109	0.194	0.1780	2,858,737
OND	0.112	0.193	0.1710	2,878,185
NSW	0.110	0.202	0.1690	3,002,876
SWA	0.102	0.218	0.1730	3,456,044
SWB	0.098	0.228	0.1720	3,774,278
SWC	0.093	0.238	0.1720	4,128,554
SWD	0.103	0.223	0.1630	3,623,198
SWE	0.098	0.235	0.1660	4,013,045



Gambar 4.55 Perbandingan titik kinerja untuk prosedur B metode spektrum kapasitas ATC 40

4.7 Penentuan Tingkat Kinerja Struktur

Tingkat kinerja suatu struktur dinilai dari kinerja sendi-sendi plastisnya. Kinerja sendi plastis didasarkan pada antara step ke-berapa titik kinerja terjadi, selengkapnya dapat dilihat pada penjelasan di bawah ini.

4.7.1 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 :

  $\boldsymbol{Sa = 0.178}$

  $\boldsymbol{Sd = 0.113}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.28 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OD berada diantara *step* 3 dan *step* 4 seperti terlihat pada Tabel 4.45.

Tabel 4.45 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe OD*

Step	***Displacement*** (Δ_{roof})	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
3	0.1551	2,734,807	**0.1748**	**0.1067**
Performance Point			**0.178**	**0.113**
4	0.2152	3,066,861	**0.1961**	**0.1480**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

  $\boldsymbol{T_{eff} = 1.5}$

  $\boldsymbol{B_{eff} = 0.129}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.46 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OD berada diantara *step* 3 dan *step* 4.

Tabel 4.46 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe OD*

Step	**T_{eff}**	**B_{eff}**	**Sd *Capacity***	**Sa *Capacity***	**Sd *Demand***	**Sa *Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
3	1.4459	0.1154	0.0941	0.1811	0.0922	0.1775
	1.5	**0.129**	***Performance Point***			
4	1.5904	0.1507	0.1351	0.2150	0.0928	0.1477

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OD berada diantara *step* 3 dan *step* 4. Maka jika dilihat dari Tabel 4.47, struktur asli dengan dilatasi (OD) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 3 dan *step* 4 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism.*

Tabel 4.47 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe OD*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
0	5512	0	0	0	0	0	0	0
1	5511	1	0	0	0	0	0	0
2	5334	178	0	0	0	0	0	0
3	5142	370	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
4	5018	494	0	0	0	0	0	0
5	4946	510	56	0	0	0	0	0
6	4872	392	248	0	0	0	0	0
7	4815	351	346	0	0	0	0	0
8	4738	376	378	20	0	0	0	0
9	4651	444	284	120	0	13	0	0
10	4596	488	171	182	0	75	0	0
11	4574	503	159	176	0	100	0	0

4.7.2 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 :

  $\boldsymbol{Sa = 0.183}$

  $\boldsymbol{Sd = 0.108}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.30 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OND berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.48.

  Tabel 4.48 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe OND*

Step	***Displacement*** (Δ_{roof})	***Base Force*** **(V)**	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
2	0.1208	2,459,119	**0.1620**	**0.0834**
Performance Point			**0.183**	**0.108**
3	0.1763	2,926,590	**0.1928**	**0.1217**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

  $\boldsymbol{T_{eff} = 1.522}$

  $\boldsymbol{B_{eff} = 0.126}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.49 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OND berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

  Tabel 4.49 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe OND*

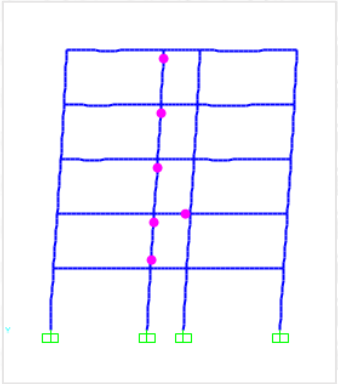
Step	**Teff**	**Beff**	**Sd Capacity**	**Sa Capacity**	**Sd Demand**	**Sa Demand**
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
2	1.3914	0.0849	0.0763	0.1587	0.1150	0.2391
	1.522	**0.126**	***Performance Point***			

3	1.5375	0.1305	0.1160	0.1975	0.1115	0.1899

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OD berada diantara *step* 2 dan *step* 3. Maka jika dilihat dari Tabel 4.50, struktur asli tanpa dilatasi (OND) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tanpa dilatasi ini, beberapa sendi plastis pada *step* 2 terjadi di elemen-elemen kolom bagian sayap gedung sehingga struktur mengalami kondisi yang tidak dikehendaki dan harus dihindari yaitu *column sidesway mechanism* seperti terlihat pada Gambar 4.56. Dari kondisi tersebut dapat disimpulkan bahwa tanpa dilatasi, struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB berpotensi menimbulkan bahaya akibat munculnya sendi plastis pada kolom. Hal tersebut dikarenakan kekakuan kolom struktur bagian sayap tidak cukup kuat untuk mengimbangi kekakuan kolom struktur bagian utama, sehingga ketika diberi gaya gempa, struktur bagian sayap tertarik oleh struktur bagian utama yang berdeformasi relatif lebih besar.

Tabel 4.50 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe OND*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
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
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
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	4147	517	251	159	0	130	0	0
10	4104	538	236	131	0	195	0	0



Gambar 4.56 Sendi plastis pada *step* 2 struktur tipe OND

4.7.3 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)

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

$$Sa = 0.190$$

$$Sd = 0.108$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.32 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe NSW berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.51.

Tabel 4.51 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe NSW*

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd
unit	m	kg	g	m
2	0.1237	2,594,904	**0.1702**	**0.0852**
Performance Point			**0.190**	**0.108**
3	0.1780	3,087,478	**0.2025**	**0.1226**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$T_{eff} = 1.476$$

$$B_{eff} = 0.12$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.52 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe NSW berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

Tabel 4.52 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe NSW*

Step	***Teff***	***Beff***	***Sd Capacity***	***Sa Capacity***	***Sd Demand***	***Sa Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
2	1.3674	0.0861	0.0779	0.1677	0.1126	0.2425
	1.476	**0.12**	***Performance Point***			
3	1.4990	0.1266	0.1169	0.2094	0.1097	0.1965

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe NSW berada diantara *step* 2 dan *step* 3. Maka jika dilihat dari Tabel 4.53, struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 2 dan *step* 3 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism*. Dari kondisi tersebut dapat disimpulkan bahwa ukuran kolom struktur bagian sayap yang diperbesar mampu menambah kekakuan elemen vertikalnya, sehingga cukup signifikan dalam mengatasi timbulnya sendi plastis pada kolom struktur bagian sayap.

Tabel 4.53 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe NSW*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
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
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
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

4.7.4 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)

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

$$\boldsymbol{Sa = 0.213}$$

$$\boldsymbol{Sd = 0.105}$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.34 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWA berada diantara *step* 7 dan *step* 8 seperti terlihat pada Tabel 4.54.

Tabel 4.54 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWA*

Step	***Displacement*** (Δ_{roof})	***Base Force*** (V)	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
7	0.1475	3,232,309	**0.2094**	**0.1016**
Performance Point			**0.213**	**0.105**
8	0.1865	3,579,909	**0.2319**	**0.1285**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$\boldsymbol{T_{eff} = 1.371}$$

$$\boldsymbol{B_{eff} = 0.12}$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.55 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWA berada diantara *step* 3 dan *step* 4.

Tabel 4.55 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWA*

Step	***Teff***	***Beff***	***Sd Capacity***	***Sa Capacity***	***Sd Demand***	***Sa Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
7	1.3198	0.1038	0.0868	0.2006	0.1029	0.2377
	1.371	**0.12**	***Performance Point***			
8	1.3988	0.1282	0.1108	0.2280	0.1019	0.2097

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe OD berada diantara *step* 7 dan *step* 8. Maka jika dilihat dari Tabel 4.56, struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 7 dan *step* 8 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism.*

Tabel 4.56 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWA*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
0	5224	0	0	0	0	0	0	0
1	5223	1	0	0	0	0	0	0
2	4939	285	0	0	0	0	0	0
3	4823	401	0	0	0	0	0	0
4	4823	401	0	0	0	0	0	0
5	4815	409	0	0	0	0	0	0
6	4815	409	0	0	0	0	0	0
7	4815	409	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
8	4639	585	0	0	0	0	0	0
9	4511	711	2	0	0	0	0	0
10	4495	725	4	0	0	0	0	0
11	4493	722	9	0	0	0	0	0
12	4454	644	126	0	0	0	0	0
13	4383	556	285	0	0	0	0	0
14	4353	521	350	0	0	0	0	0
15	4351	518	354	1	0	0	0	0
16	4337	475	407	5	0	0	0	0
17	4337	472	409	6	0	0	0	0
18	4321	443	444	16	0	0	0	0
19	4315	443	446	20	0	0	0	0

4.7.5 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)

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

$$\boldsymbol{Sa = 0.215}$$

$$\boldsymbol{Sd = 0.093}$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.36 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWB berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.57.

Tabel 4.57 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWB*

Step	***Displacement*** (Δ_{roof})	***Base Force*** (V)	**Sa**	**Sd**
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
2	0.1160	3,108,539	**0.1990**	**0.0799**
Performance Point			**0.215**	**0.093**
3	0.1888	3,969,547	**0.2541**	**0.1300**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

$$\boldsymbol{T_{eff} = 1.31}$$

$$\boldsymbol{B_{eff} = 0.117}$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.58 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWB berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

Tabel 4.58 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWB*

Step	***Teff***	***Beff***	***Sd Capacity***	***Sa Capacity***	***Sd Demand***	***Sa Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
2	1.2106	0.0898	0.0653	0.1795	0.0985	0.2705
	1.371	**0.12**	***Performance Point***			
3	1.3388	0.1253	0.1081	0.2428	0.0984	0.2210

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWB berada diantara *step* 3 dan *step* 4. Maka jika dilihat dari Tabel 4.59, struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 2 dan *step* 3 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism.*

Tabel 4.59 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWB*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
0	5244	0	0	0	0	0	0	0
1	5242	2	0	0	0	0	0	0
2	4925	319	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
3	4647	597	0	0	0	0	0	0
4	4472	770	2	0	0	0	0	0
5	4398	800	46	0	0	0	0	0
6	4340	705	199	0	0	0	0	0
7	4333	704	207	0	0	0	0	0
8	4266	616	362	0	0	0	0	0
9	4198	530	501	15	0	0	0	0

4.7.6 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)

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

$$\boldsymbol{Sa = 0.225}$$

$$\boldsymbol{Sd = 0.088}$$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.38 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWC berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.60.

Tabel 4.60 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWC*

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd
unit	m	kg	g	m
2	0.1077	3,269,042	**0.2067**	**0.0741**
Performance Point			**0.225**	**0.088**
3	0.1811	4,250,317	**0.2688**	**0.1246**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

  $$\boldsymbol{T_{eff} = 1.254}$$

  $$\boldsymbol{B_{eff} = 0.12}$$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.61 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWC berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

Tabel 4.61 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWC*

Step	Teff	Beff	Sd Capacity	Sa Capacity	Sd Demand	Sa Demand
Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless
2	1.1449	0.0901	0.0578	0.1777	0.0931	0.2860
	1.371	**0.12**	***Performance Point***			
3	1.2696	0.1246	0.0985	0.2460	0.0935	0.2335

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWC berada diantara *step* 2 dan *step* 3. Maka jika dilihat dari Tabel 4.62, struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 2 dan *step* 3 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism.*

Tabel 4.62 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWC*

Step	*Hinges*							
	A to B	*B to IO*	*IO to LS*	*LS to CP*	*CP to C*	*C to D*	*D to E*	*Beyond E*
0	5264	0	0	0	0	0	0	0
1	5263	1	0	0	0	0	0	0
2	4961	303	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
3	4728	536	0	0	0	0	0	0
4	4680	584	0	0	0	0	0	0
5	4678	586	0	0	0	0	0	0
6	4677	587	0	0	0	0	0	0
7	4677	587	0	0	0	0	0	0
8	4439	822	3	0	0	0	0	0
9	4439	822	3	0	0	0	0	0
10	4439	822	3	0	0	0	0	0
11	4349	866	49	0	0	0	0	0
12	4272	886	106	0	0	0	0	0
13	4252	857	155	0	0	0	0	0

4.7.7 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)

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

  $\boldsymbol{Sa = 0.220}$

  $\boldsymbol{Sd = 0.100}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.40 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWD berada diantara *step* 3 dan *step* 4 seperti terlihat pada Tabel 4.63.

Tabel 4.63 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWD*

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd
unit	**m**	**kg**	**g**	**m**
2	0.1177	3,044,341	**0.1970**	**0.0811**
Performance Point			**0.220**	**0.100**
3	0.1704	3,713,769	**0.2403**	**0.1173**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

  $\boldsymbol{T_{eff} = 1.361}$

  $\boldsymbol{B_{eff} = 0.114}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.64 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWD berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

  Tabel 4.64 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWD*

Step	***Teff***	***Beff***	***Sd Capacity***	***Sa Capacity***	***Sd Demand***	***Sa Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
2	1.2648	0.0810	0.0722	0.1818	0.1061	0.2669
	1.361	**0.114**	***Performance Point***			
3	1.3761	0.1187	0.1082	0.2299	0.1029	0.2187

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWD berada diantara *step* 2 dan *step* 3. Maka jika dilihat dari Tabel 4.65, struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 2 dan *step* 3 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism.*

Tabel 4.65 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWD*

Step	Hinges							
	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	Beyond E
0	5284	0	0	0	0	0	0	0
1	5283	1	0	0	0	0	0	0
2	4961	323	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
3	4708	576	0	0	0	0	0	0
4	4560	718	6	0	0	0	0	0
5	4477	674	133	0	0	0	0	0
6	4439	597	248	0	0	0	0	0
7	4380	526	375	3	0	0	0	0
8	4373	529	379	3	0	0	0	0
9	4346	540	389	8	0	1	0	0

4.7.8 Tingkat Kinerja Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)

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

  $\boldsymbol{Sa = 0.225}$

  $\boldsymbol{Sd = 0.090}$

  Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan titik kinerja diatas, gunakan Tabel 4.42 untuk mengetahui posisi titik tersebut pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWE berada diantara *step* 2 dan *step* 3 seperti terlihat pada Tabel 4.66.

Tabel 4.66 *Posisi titik kinerja prosedur A struktur tipe SWE*

Step	*Displacement* (Δ_{roof})	*Base Force* (V)	Sa	Sd
	m	kg	g	m
2	0.1103	3,215,726	**0.2056**	**0.0759**
Performance Point			**0.225**	**0.090**
3	0.1695	4,059,246	**0.2595**	**0.1166**

- Tingkat kinerja untuk prosedur B ditentukan berdasarkan pada nilai T_{eff} dan B_{eff} dari hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, yaitu :

  $\boldsymbol{T_{eff} = 1.293}$

  $\boldsymbol{B_{eff} = 0.114}$

Kemudian untuk mendapatkan tingkat kinerja yang sesuai dengan nilai diatas, gunakan Tabel 4.67 untuk mengetahui posisi titik kinerja pada spektrum kapasitas. Sehingga diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWE berada diantara *step* 2 dan *step* 3.

Tabel 4.67 *Posisi titik kinerja prosedur B struktur tipe SWE*

Step	***Teff***	***Beff***	***Sd Capacity***	***Sa Capacity***	***Sd Demand***	***Sa Demand***
Unitless	*Sec*	*Unitless*	*m*	*Unitless*	*m*	*Unitless*
2	1.1907	0.0802	0.0636	0.1806	0.1000	0.2840
	1.293	**0.114**	***Performance Point***			
3	1.2985	0.1161	0.0998	0.2383	0.0977	0.2333

- Dari kedua prosedur diatas, diperoleh posisi titik kinerja struktur tipe SWD berada diantara *step* 2 dan *step* 3. Maka jika dilihat dari Tabel 4.68, struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) termasuk dalam titik kinerja B *to* IO atau mengarah pada ***Immediate Occupancy***. Dimana sendi-sendi pada struktur baru saja melewati batas lelehnya ketika diberikan gaya gempa yang kekuatannya telah disesuaikan dengan kondisi situs. Pada struktur tipe ini, semua sendi plastis pada *step* 2 dan *step* 3 terjadi di elemen-elemen balok sehingga struktur mengalami kondisi yang dikehendaki yaitu *beam sidesway mechanism*.

Tabel 4.68 *Sendi plastis yang terjadi pada struktur tipe SWE*

Step	***Hinges***							
	A to B	***B to IO***	***IO to LS***	***LS to CP***	***CP to C***	***C to D***	***D to E***	***Beyond E***
0	5304	0	0	0	0	0	0	0
1	5303	1	0	0	0	0	0	0
2	4997	307	0	0	0	0	0	0
Performance Point Prosedur A dan Prosedur B								
3	4737	567	0	0	0	0	0	0
4	4516	780	8	0	0	0	0	0
5	4428	788	88	0	0	0	0	0
6	4346	717	241	0	0	0	0	0
7	4345	715	244	0	0	0	0	0
8	4312	691	301	0	0	0	0	0
9	4309	676	319	0	0	0	0	0
10	4261	654	381	8	0	0	0	0
11	4260	654	382	8	0	0	0	0
12	4260	654	382	8	0	0	0	0

4.7.9 Perbandingan Tingkat Kinerja Struktur

Dari analisa diatas dapat disimpulkan bahwa semua tipe struktur memiliki tingkat kinerja yang sama yaitu *Immediate Occupancy* (IO). Hal tersebut disebabkan oleh gaya gempa yang diberikan melalui spektrum respons situs tanah sedang (S_D) masih mampu diredam dengan sangat baik oleh semua tipe struktur. Sehingga semua titik kinerja masih berada di kondisi ketika sistem struktur baru saja mencapai titik lelehnya. Maka dari itu perlu dilakukan analisis lebih lanjut menggunakan kondisi situs terburuk yaitu tanah lunak (S_E) untuk mengetahui bagaimana pengaruh jumlah dinding geser terhadap performa ketahanan gempa struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB.

4.8 Perbandingan Hasil Prosedur A dan B

Dari Tabel 4.69, dapat disimpulkan bahwa prosedur A dan B metode spektrum kapasitas ATC-40 menunjukkan hasil yang relatif sama dan tren yang sama pula. Apabila ditinjau dari titik kinerjanya, kedua prosedur menunjukkan bahwa struktur tipe SWC adalah yang paling kuat diantara struktur tipe lainnya.

Kecuali untuk *roof displacement* (Δ_{roof}), kedua prosedur tidak menunjukkann tren yang sama, dan cenderung tidak beraturan. Pada prosedur A, struktur yang mengalami *roof displacement* terkecil adalah struktur tipe SWC yaitu 0.1272 m, sesuai dengan kekuatannya. Sedangkan pada prosedur B, struktur yang mengalami *roof displacement* terkecil adalah struktur tipe SWD yaitu 0.1630 m.

Tabel 4.69 *Perbandingan akhir analisis statik non-linier pushover untuk seluruh variasi*

Tipe Struktur	Titik Kinerja Prosedur A					Titik Kinerja Prosedur B				
	Sd	Sa	Δ_{roof}	V	Tingkat Kinerja	Sd	Sa	Δ_{roof}	V	Tingkat Kinerja
	m	g	m	kg		m	g	m	kg	
OD	0.113	0.178	0.1636	2,776,524	**IO**	0.109	0.194	0.1780	2,858,737	**IO**
OND	0.108	0.183	0.1557	2,770,382	**IO**	0.112	0.193	0.1710	2,878,185	**IO**
NSW	0.108	0.190	0.1560	2,896,850	**IO**	0.110	0.202	0.1690	3,002,876	**IO**
SWA	0.105	0.213	0.1525	3,279,994	**IO**	0.102	0.218	0.1730	3,456,044	**IO**
SWB	0.093	0.215	0.1344	3,359,152	**IO**	0.098	0.228	0.1720	3,774,278	**IO**
SWC	**0.088**	**0.225**	**0.1272**	**3,557,849**	**IO**	**0.093**	**0.238**	**0.1720**	**4,128,554**	**IO**
SWD	0.100	0.220	0.1452	3,399,641	**IO**	0.103	0.223	0.1630	3,623,198	**IO**
SWE	0.090	0.225	0.1308	3,519,362	**IO**	0.098	0.235	0.1660	4,013,045	**IO**

4.9 Daktilitas Struktur

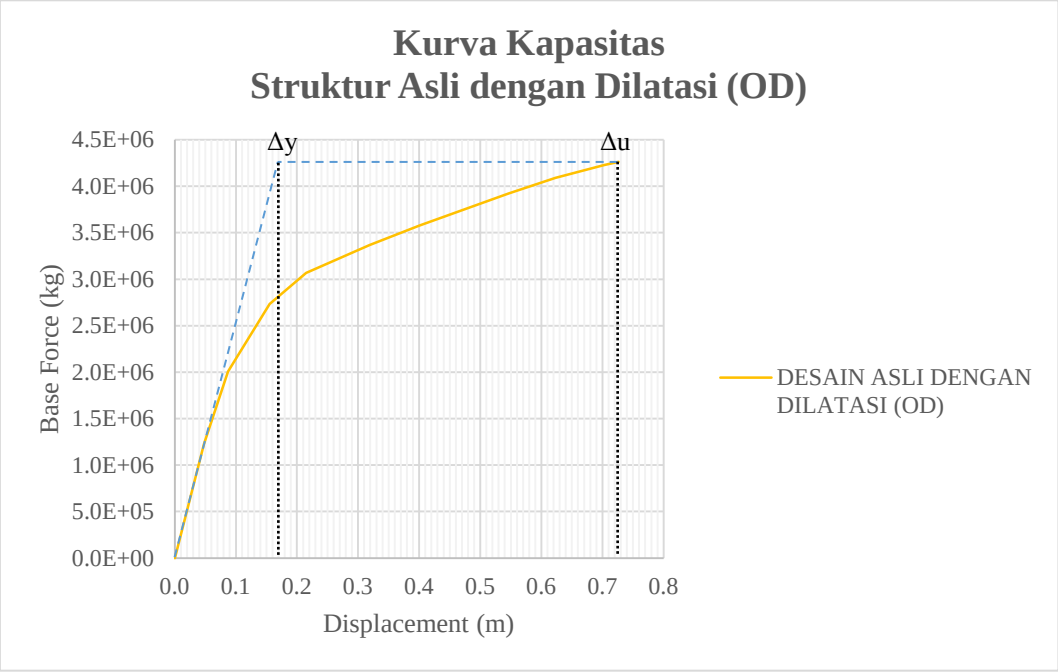
Selain analisis *pushover*, dilakukan juga analisa daktilitas struktur sebagai pembanding. Daktilitas struktur (μ) dihitung dengan menentukan deformasi leleh dan ultimit pada kurva kapasitas struktur yang didapatkan sebelumnya dari analisis *pushover* pada program SAP2000 18. Semakin besar nilai daktilitas struktur maka semakin baik suatu struktur dapat melakukan deformasi secara plastis tanpa terjadi pemisahan pada elemen strukturnya.

4.9.1 Daktilitas Struktur Asli dengan Dilatasi Struktur (OD)

Perhitungan daktilitas untuk struktur asli dengan dilatasi (OD) dapat dilihat pada Tabel 4.70, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.57.

Tabel 4.70 *Perhitungan daktilitas struktur asli dengan dilatasi (OD)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1700	0.7261	**4.2712**



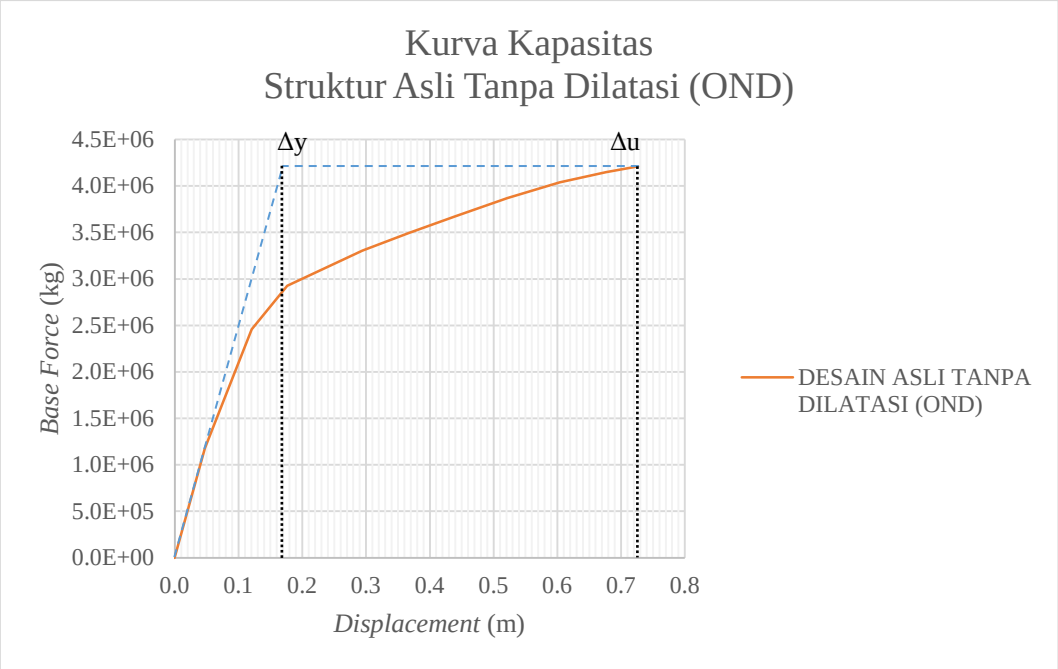
Gambar 4.57 Daktilitas struktur asli dengan dilatasi (OD)

4.9.2 Daktilitas Struktur Asli Tanpa Dilatasi Struktur (OND)

Perhitungan daktilitas untuk struktur asli tanpa dilatasi (OND) dapat dilihat pada Tabel 4.71, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.58.

Tabel 4.71 *Perhitungan daktilitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1680	0.7265	**4.3244**



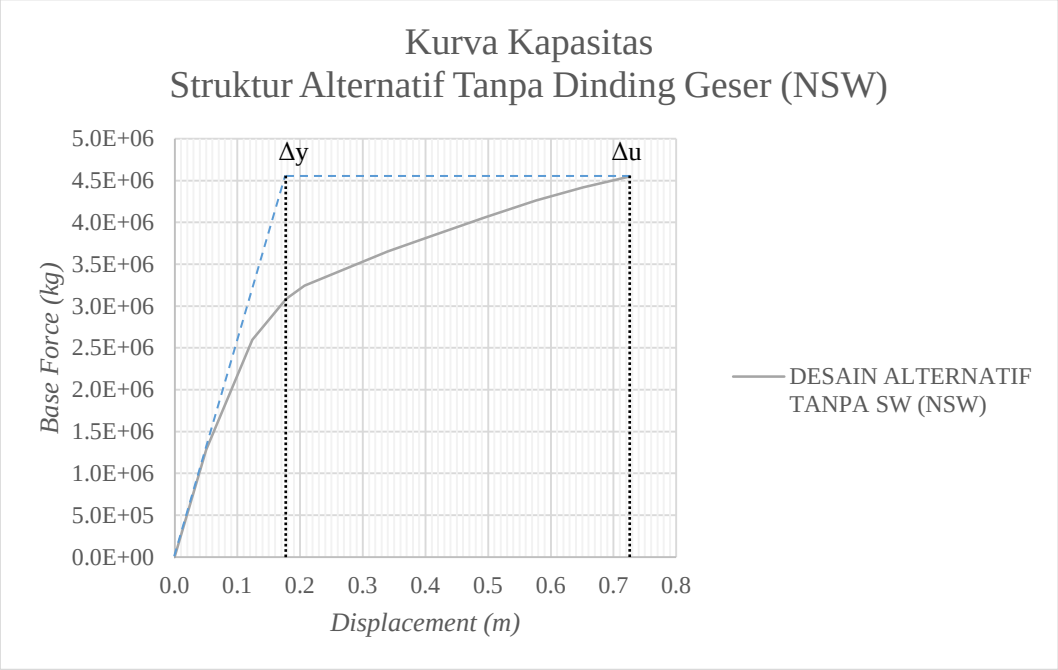
Gambar 4.58 Daktilitas struktur asli tanpa dilatasi (OND)

4.9.3 Daktilitas Struktur Alternatif Tanpa Dinding Geser (NSW)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW) dapat dilihat pada Tabel 4.72, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.59.

Tabel 4.72 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1775	0.7265	**4.0930**



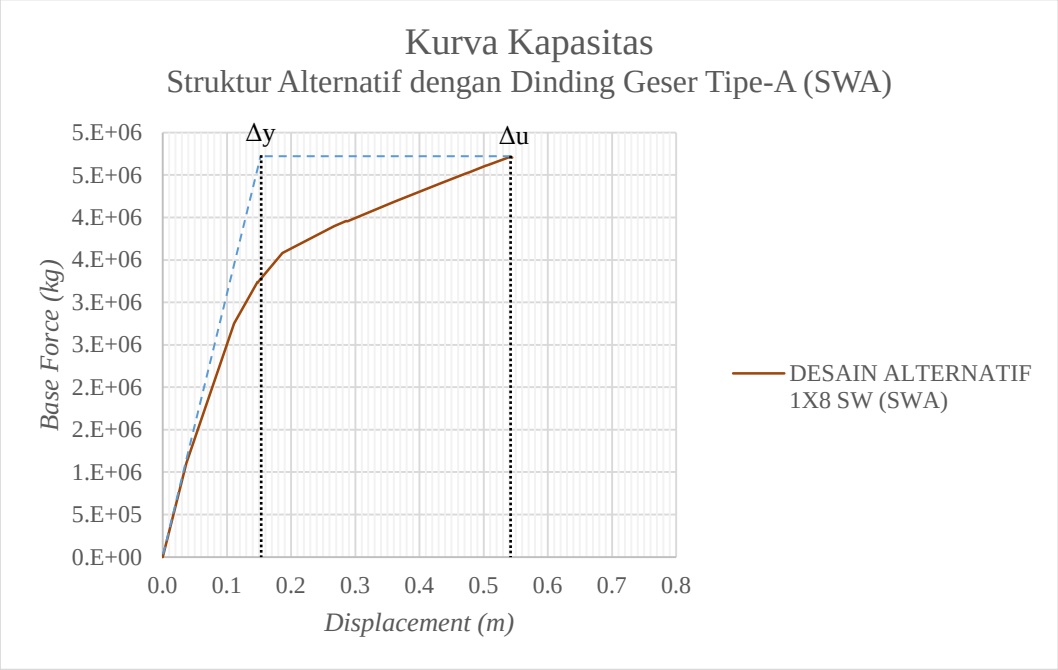
Gambar 4.59 Daktilitas struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)

4.9.4 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-A (SWA)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA) dapat dilihat pada Tabel 4.73, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.60.

Tabel 4.73 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1540	0.5445	**3.5357**



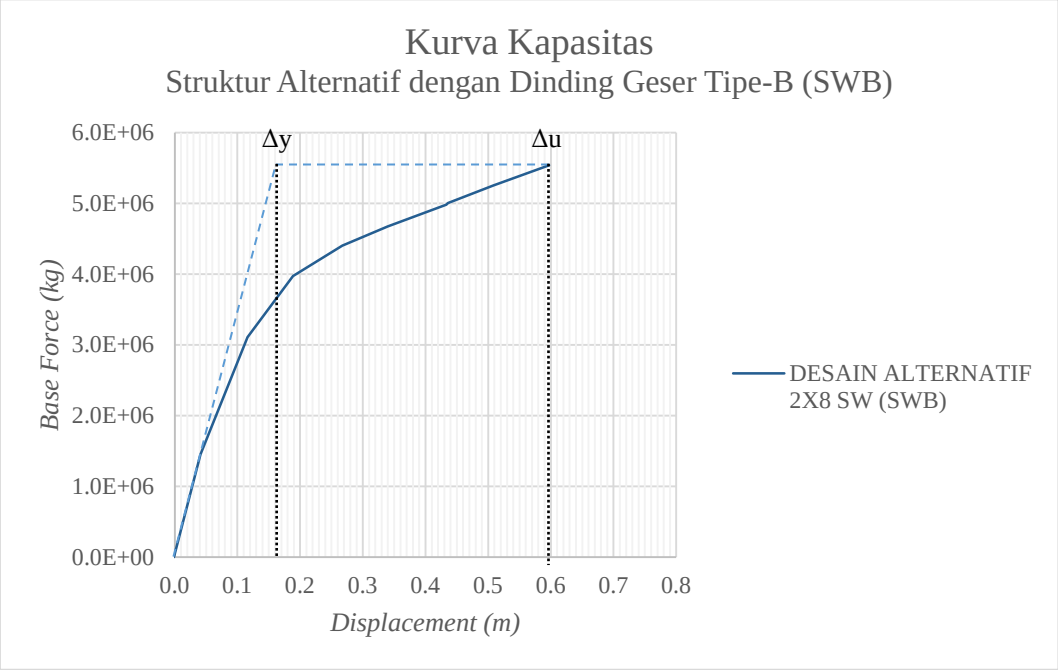
Gambar 4.60 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-A (SWA)

4.9.5 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-B (SWB)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB) dapat dilihat pada Tabel 4.74, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.61.

Tabel 4.74 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1640	0.5970	**3.6402**



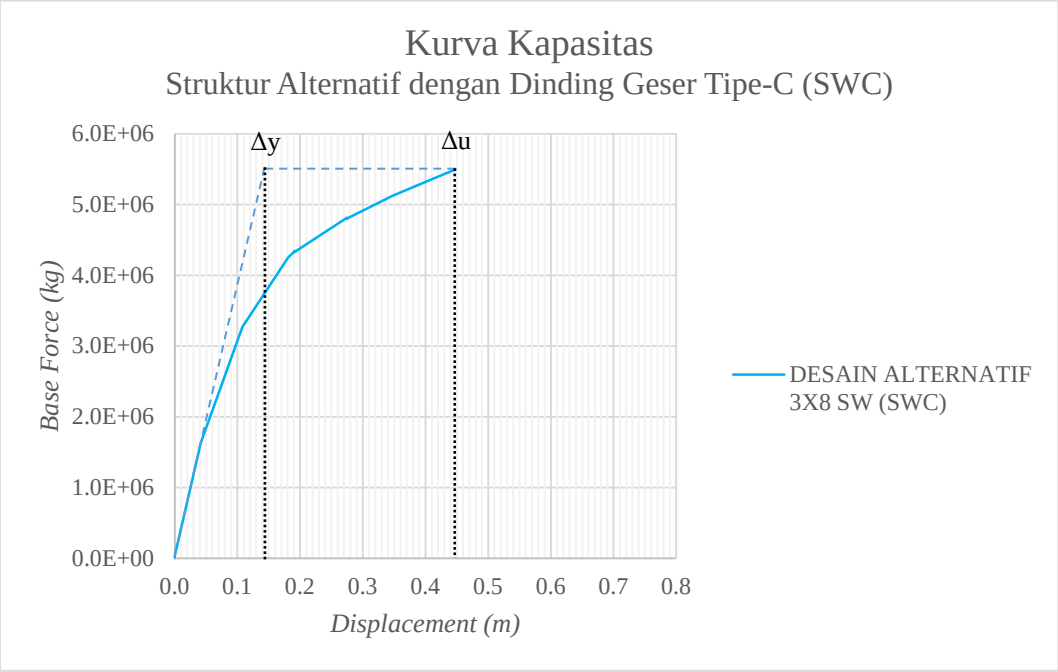
Gambar 4.61 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-B (SWB)

4.9.6 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-C (SWC)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC) dapat dilihat pada Tabel 4.75, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.62.

Tabel 4.75 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1450	0.4481	**3.0903**



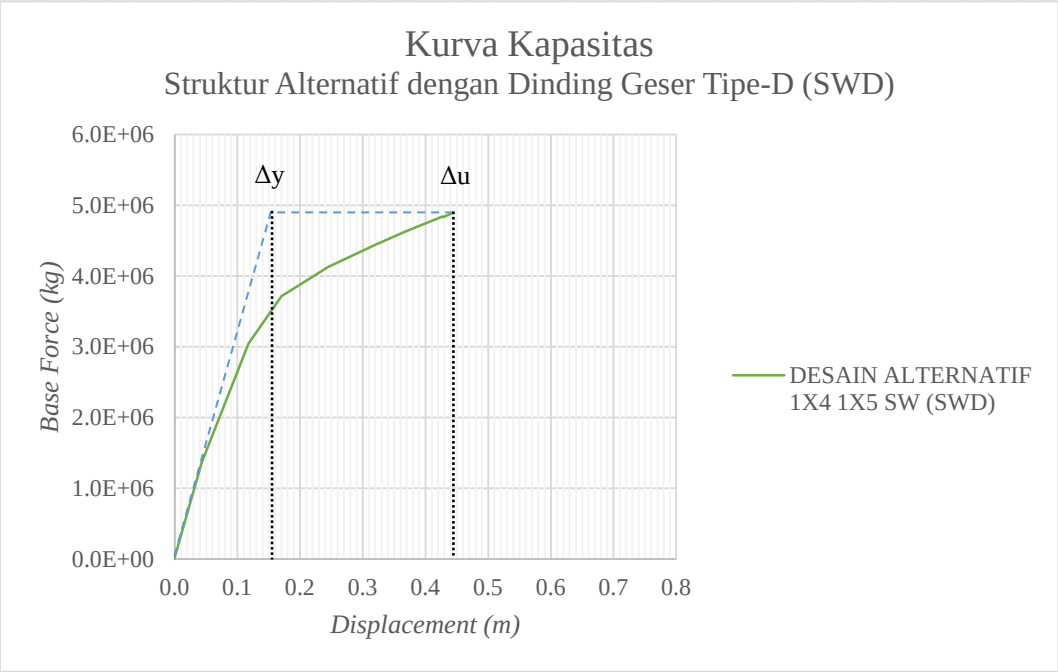
Gambar 4.62 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-C (SWC)

4.9.7 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-D (SWD)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD) dapat dilihat pada Tabel 4.76, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.63.

Tabel 4.76 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1560	0.4447	**2.8506**



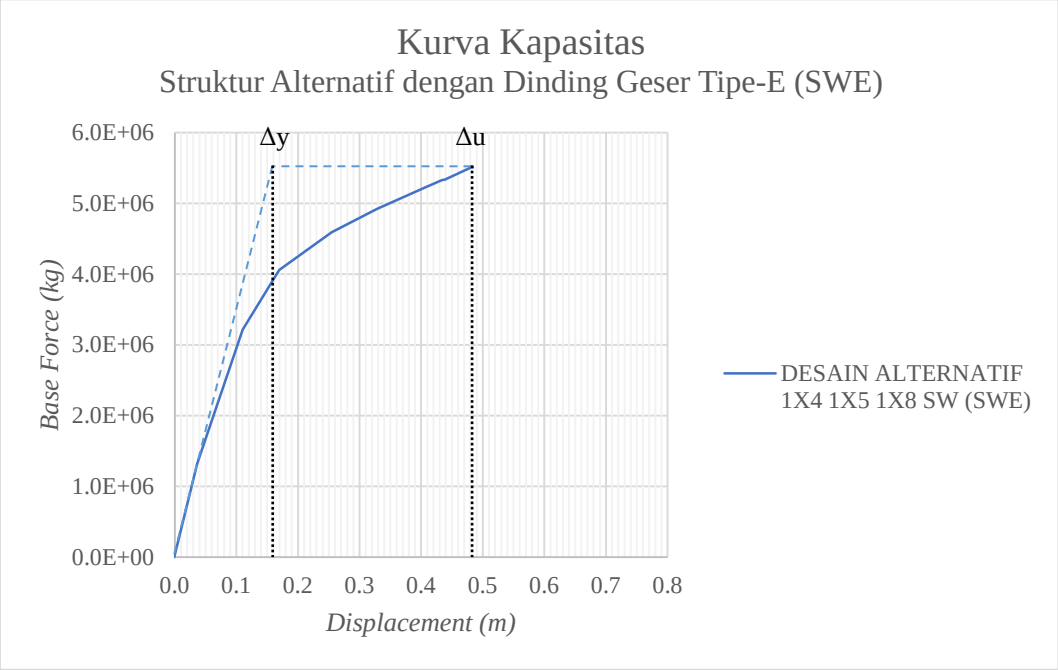
Gambar 4.63 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-D (SWD)

4.9.8 Daktilitas Struktur Alternatif dengan Dinding Geser Tipe-E (SWE)

Perhitungan daktilitas untuk struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE) dapat dilihat pada Tabel 4.77, sedangkan untuk ilustrasi penentuan deformasi leleh dan ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.64.

Tabel 4.77 *Perhitungan daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)*

Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
m	m	
0.1600	0.4840	**3.0250**



Gambar 4.64 Daktilitas struktur alternatif dengan dinding geser tipe-E (SWE)

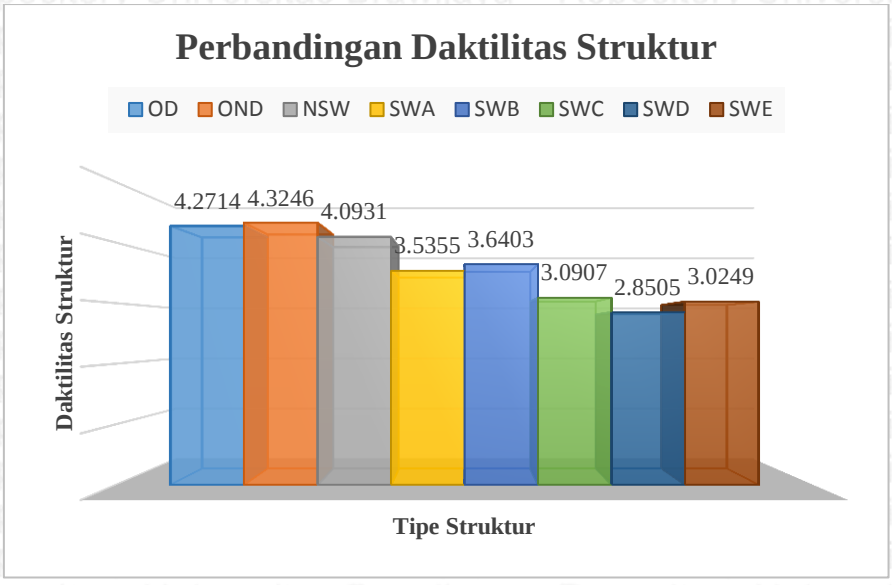
4.9.9 Perbandingan Daktilitas Struktur

Dari analisa daktilitas diatas dapat disimpulkan bahwa penambahan dinding geser memang menambah kekuatan pada struktur, akan tetapi seiring dengan itu daktilitas akan berkurang karena deformasi ultimit tidak terpaut jauh dengan deformasi lelehnya. Hal tersebut menunjukkan struktur tidak dapat melakukan deformasi dalam keadaan plastis secara optimal, sehingga terjadi pemisahan pada elemen strukturnya (kondisi deformasi ultimit). Deformasi ultimit biasanya terjadi ketika pada setiap elemen yang tergabung

dalam satu *joint*, muncul sendi plastis. Namun hal tersebut dapat diminimalisir apabila perletakan dinding geser dapat diatur secara simetris, seperti pada tipe struktur alternatif dengan dinding geser 2 x 8 m (SWB) yang memiliki daktilitas (μ) sebesar 3.6403. Perbandingan daktilitas struktur dapat dilihat pada Tabel 4.78 dan Gambar 4.65.

Tabel 4.78 *Tabel perbandingan daktilitas struktur*

Tipe Struktur	Δy	Δu	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$
	m	m	
OD	0.1700	0.7261	4.2714
OND	0.1680	0.7265	4.3246
NSW	0.1775	0.7265	4.0931
SWA	0.1540	0.5445	3.5355
SWB	0.1640	0.5970	3.6403
SWC	0.1450	0.4481	3.0907
SWD	0.1560	0.4447	2.8505
SWE	0.1600	0.4840	3.0249



Gambar 4.65 Perbandingan daktilitas struktur

BAB V
PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil dari analisis yang sudah dilakukan, maka dapat disimpulkan poin-poin sebagai berikut :

1. Dihilangkannya dilatasi pada struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB berpotensi menimbulkan bahaya akibat munculnya sendi plastis pada kolom struktur bagian sayap. Hal tersebut dikarenakan kekakuan kolom struktur bagian sayap tidak cukup kuat untuk mengimbangi kekakuan kolom struktur bagian utama, sehingga ketika diberi gaya gempa, struktur bagian sayap tertarik oleh struktur bagian utama yang berdeformasi relatif lebih besar.
2. Periode getar alami (T) dari struktur alternatif dengan dinding geser memberikan perbedaan yang cukup signifikan. Dimana pada *mode shape* ke-2, periode getar alami terkecil ditunjukkan oleh struktur alternatif tipe SWC yaitu 1,009 detik dengan jumlah dinding geser 3 x 8 m. Sementara periode getar alami struktur asli dengan dilatasi tipe OD mencapai 1,343 detik. Sehingga kekakuan struktur berbanding lurus dengan jumlah dinding geser, dan berbanding terbalik dengan periode getar alami.
3. *Roof displacement* (Δ_{roof}) yang terjadi untuk kedua prosedur yang dilakukan menunjukkan hasil yang berbeda. Untuk prosedur A, yang dihasilkan secara manual dengan *spreadsheet*, menunjukkan bahwa struktur alternatif tipe SWC dengan jumlah dinding geser terbanyak, 3 x 8 m, menghasilkan Δ_{roof} terkecil yaitu 12.72 cm. Sementara untuk prosedur B, yang dihasilkan dari program SAP2000 18, menunjukkan bahwa struktur alternatif tipe SWD dengan jumlah dinding geser 1 x 4 m dan 1 x 5 m, menghasilkan Δ_{roof} terkecil yaitu 16.60 cm dibanding variasi lainnya.
4. Karena tingkat kinerja pada desain asli sudah dalam tingkat *Immediate Occupancy* (IO), maka peningkatan yang terjadi lebih kepada kapasitas struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB dalam menahan beban lateral, bukan kepada peningkatan tingkat kinerjanya.

5. Struktur dengan dinding geser memiliki daktilitas yang lebih rendah dibandingkan dengan struktur tanpa dinding geser. Karena dinding geser berfungsi untuk meningkatkan kapasitas struktur dalam menahan beban lateral, bukan untuk meningkatkan daktilitas. Dimana struktur asli tanpa dilatasi (OND) memiliki daktilitas tertinggi yaitu 4.3246. Namun apabila dibandingkan antara struktur dengan dinding geser saja, struktur tipe SWB memiliki daktilitas tertinggi yaitu 3.6403 karena penempatan dinding geser yang simetris.
6. Dari seluruh informasi yang sudah didapatkan, penulis menarik kesimpulan bahwa variasi jumlah dinding geser yang paling optimum adalah struktur alternatif dengan dinding geser 2 x 8 m (SWB) karena; pertama, berat struktur ini diperkirakan masih dibawah struktur asli dengan dilatasi (OD) sehingga lebih ekonomis dari bangunan eksisting; kedua, daktilitasnya cukup baik dibandingkan dengan struktur alternatif lainnya meskipun dari segi kekuatan masih lebih kuat struktur tipe SWC.

5.2 Saran

Adapun saran penulis untuk penelitian selanjutnya mengenai analisis statik non-linier *pushover* adalah perlunya :

1. Pemahaman yang cukup mengenai analisis statik non-linier *pushover* dengan menggunakan program SAP2000 18, terutama pengertian dari parameter-parameter *pushover* yang diberikan pada program tersebut.
2. Pemahaman yang menyeluruh mengenai penempatan (*assigning*) elemen dinding geser dengan menggunakan program SAP2000 18, terutama dalam penempatannya sebagai *mid-pier frame* atau sebagai *shell*.
3. Penelitian lebih lanjut mengenai pengaruh perubahaan keadaan situs dari tanah sedang (S_D) menjadi tanah lunak (S_E) terhadap tingkat kinerja Gedung Pendidikan Bersama FKUB untuk memberikan kondisi gempa yang terburuk pada struktur.
4. Data–data struktur yang dimasukkan dalam program SAP2000 18 agar lebih terperinci, sehingga hasil analisis dapat sesuai dengan keadaan sebenarnya.
5. Evaluasi kembali pada *hinge results* untuk mengetahui apakah perilaku sendi plastis yang muncul dapat diterima atau tidak.

DAFTAR PUSTAKA

Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Seismic Rehabilitation Prestandard.* FEMA Edition 356. Nov. Virginia: ASCE.

Applied Technology Council. ATC – 40. (1997). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Volume 1. California. California Seismic Safety Comision.

Badan Standarisasi Nasional. (2012). *SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.* Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2014). *SNI 2052: 2014 Baja Tulangan Beton.* Jakarta: Badan Standardisasi Nasional

Churrohman, F. (2012). Studi Perilaku Dinding Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja dengan Analisis Statik Non-Linier Pushover. *Skripsi.* Dipublikasikan. Depok: Universitas Indonesia.

Departemen Pekerjaan Umum. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Departemen Pekerjaan Umum.

Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah. (2002). *SNI-1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung.* Bandung: Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.

Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah. (2002). *SNI-2487-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.* Bandung: Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.

Febriana, A. (2016). Analisis Pushover untuk Performance Based Design (Studi Kasus Gedung B Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya). *Skripsi.* Tidak dipublikasikan. Malang: Universitas Brawijaya.

Nawy, E.G. (2005). *Reinforced Concrete: A Fundamental Approach*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

Park, R. (1988). Ductility Evaluation from Labolatory and Analytical Testing. *Proceedings of Ninth World Confrence on Earthquake Engineering*: 605-616. Tokyo-Kyoto: World Confrence on Earthquake Engineering.

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons. Inc

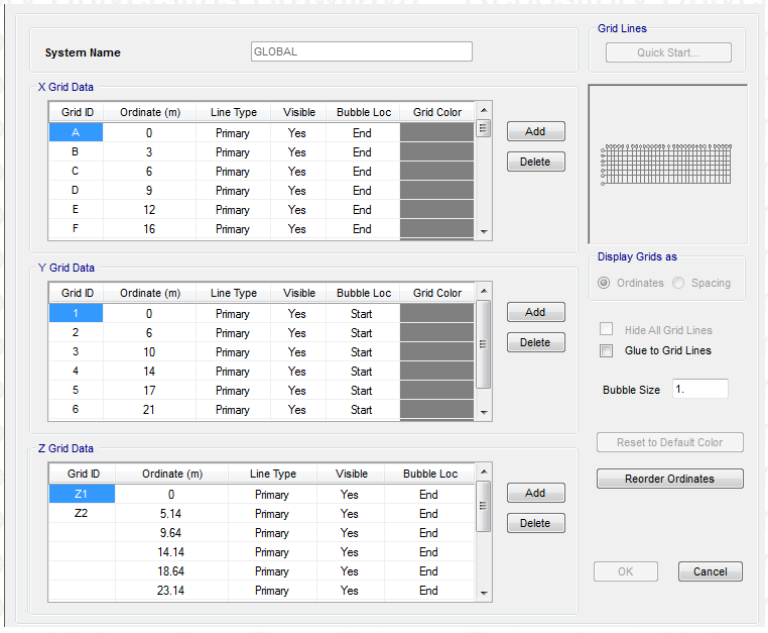
Rahman, M.K., Ajmal, M., Baluch, M.H., Celep, Z. (2012). Nonlinear Static Pushover Analysis of an Eight Story RC Frame-Shear Wall Building in Saudi Arabia. *Proceedings of 15th World Confrence on Earthquake Engineering*. Lisboa: World Confrence on Earthquake Engineering.

Riza, M. (2006). Perencanaan Struktur Gedung Swalayan Ramai Semarang. *Skripsi.* Dipublikasikan. Semarang: Universitas Diponegoro.

Lampiran 1. Pemodelan elemen struktur & analisis statik non-linier *pushover* dengan SAP2000 18

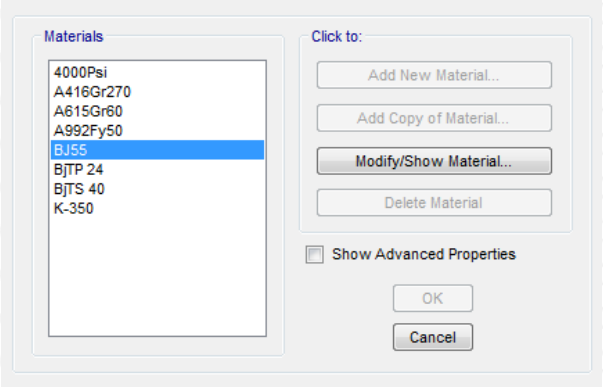
Dalam analisis Statik Non-Linier *Pushover*, elemen-elemen struktur gedung dimodelkan ke dalam program SAP2000 18. Dimana langkah-langkah pengerjaannya adalah sebagai berikut:

1. *Modeling Grid*

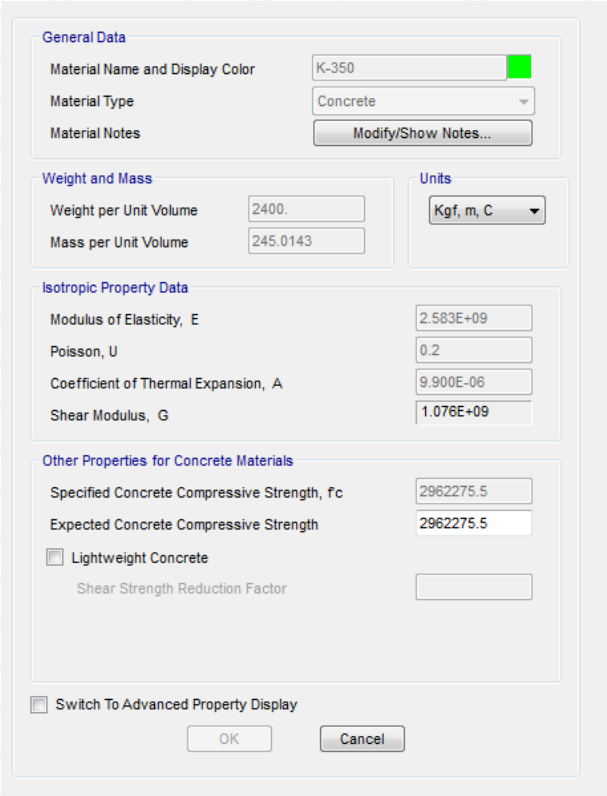


Gambar 1 Kotak Dialog *Define Grid System Data*

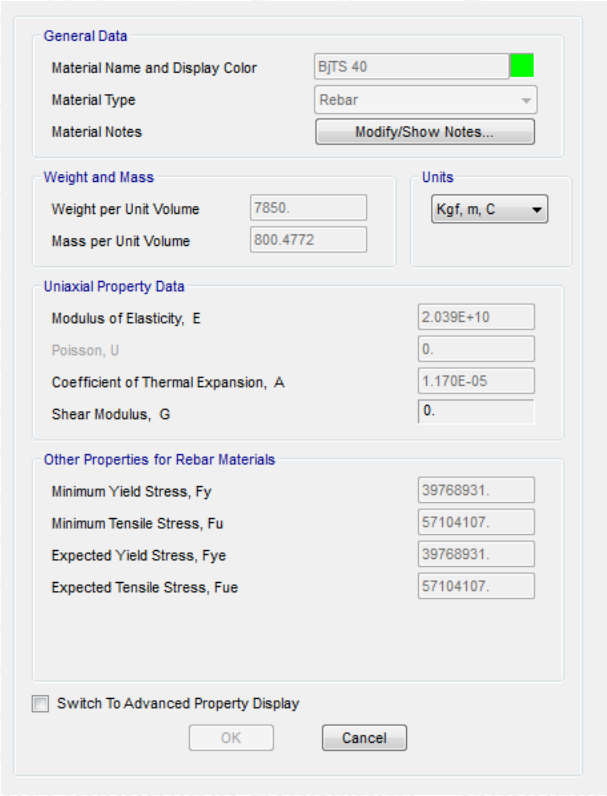
2. *Input Mutu Material*



Gambar 2 Kotak Dialog *Define Material*

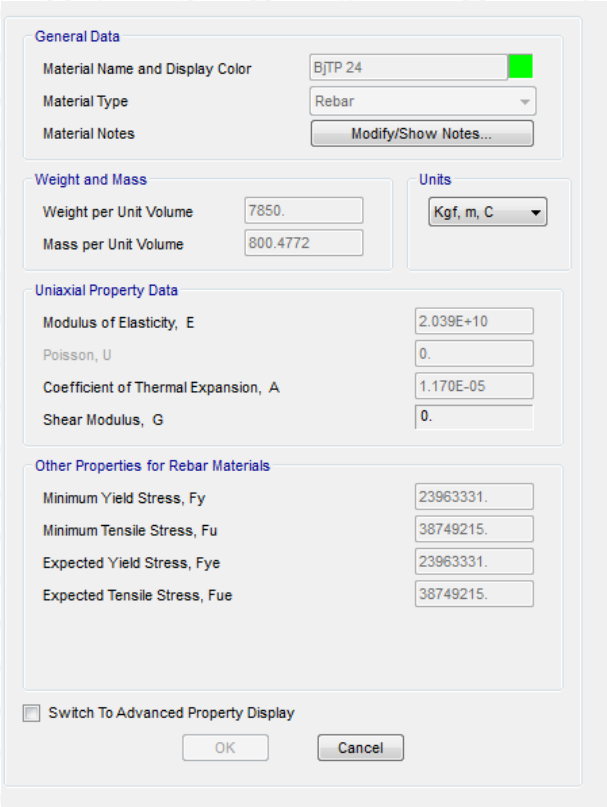


Gambar 3 Input Mutu Beton K-350 pada SAP2000 v18



Gambar 4 Input Mutu Baja BJTS 40 pada SAP2000 v18

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

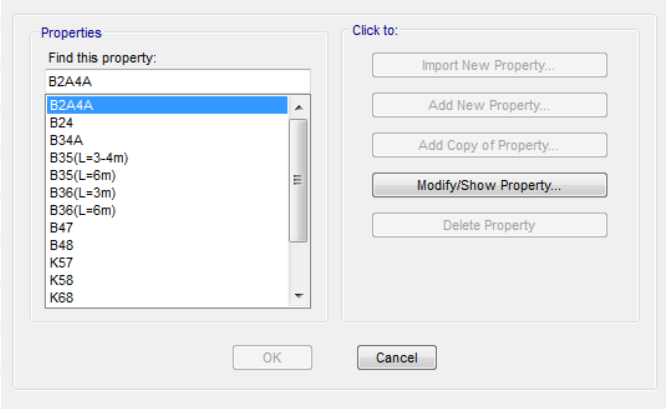


Gambar 5 Input Mutu Baja BJTP 24 pada SAP2000 v18

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

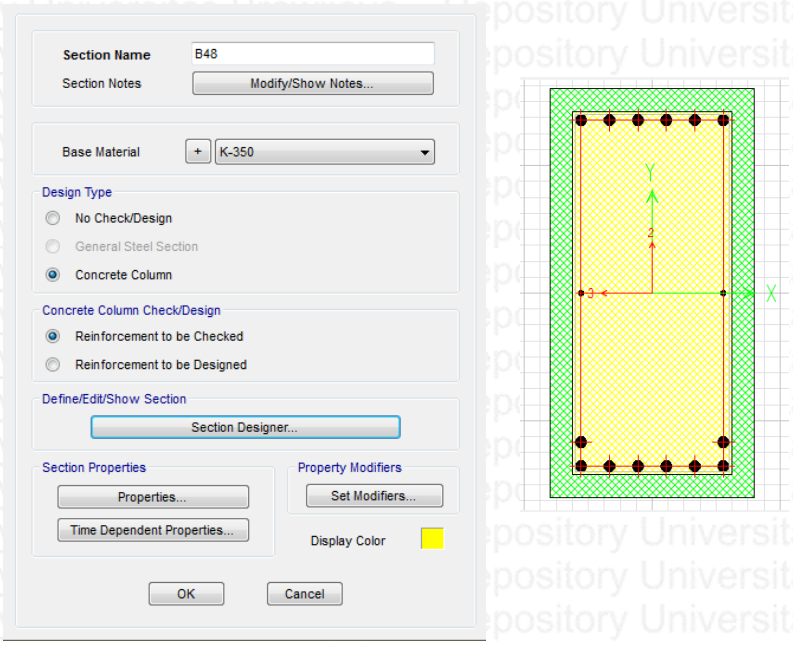
3. *Input Dimensi Penampang*

Pemodelan dimensi balok, kolom, dan pelat disesuaikan dengan gambar perencanaan struktur Gedung Pendidikan Bersama FKUB, yaitu sebagai berikut:

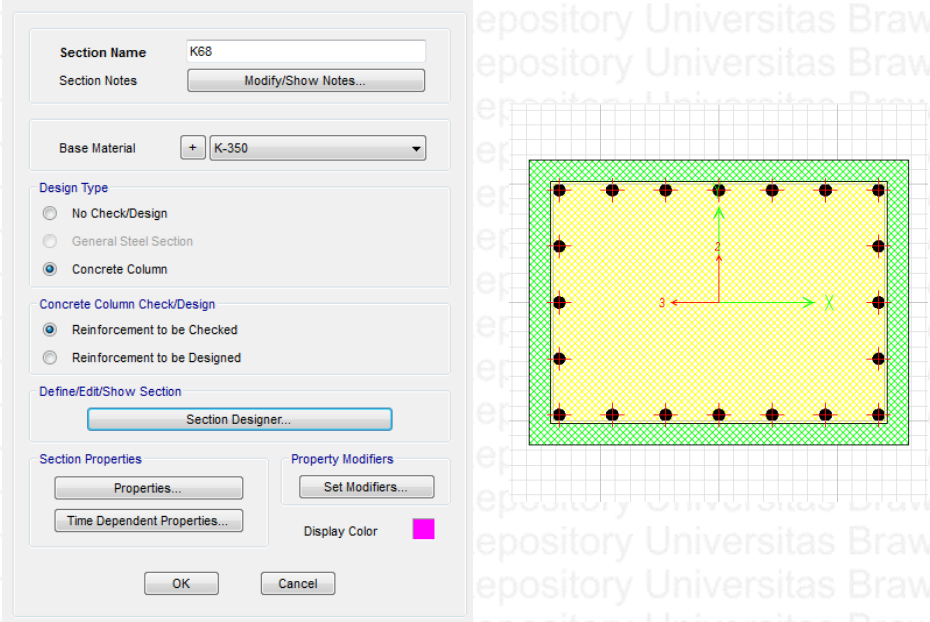


Gambar 6 Input Penampang Balok, Kolom, dan Profil Baja Bresing

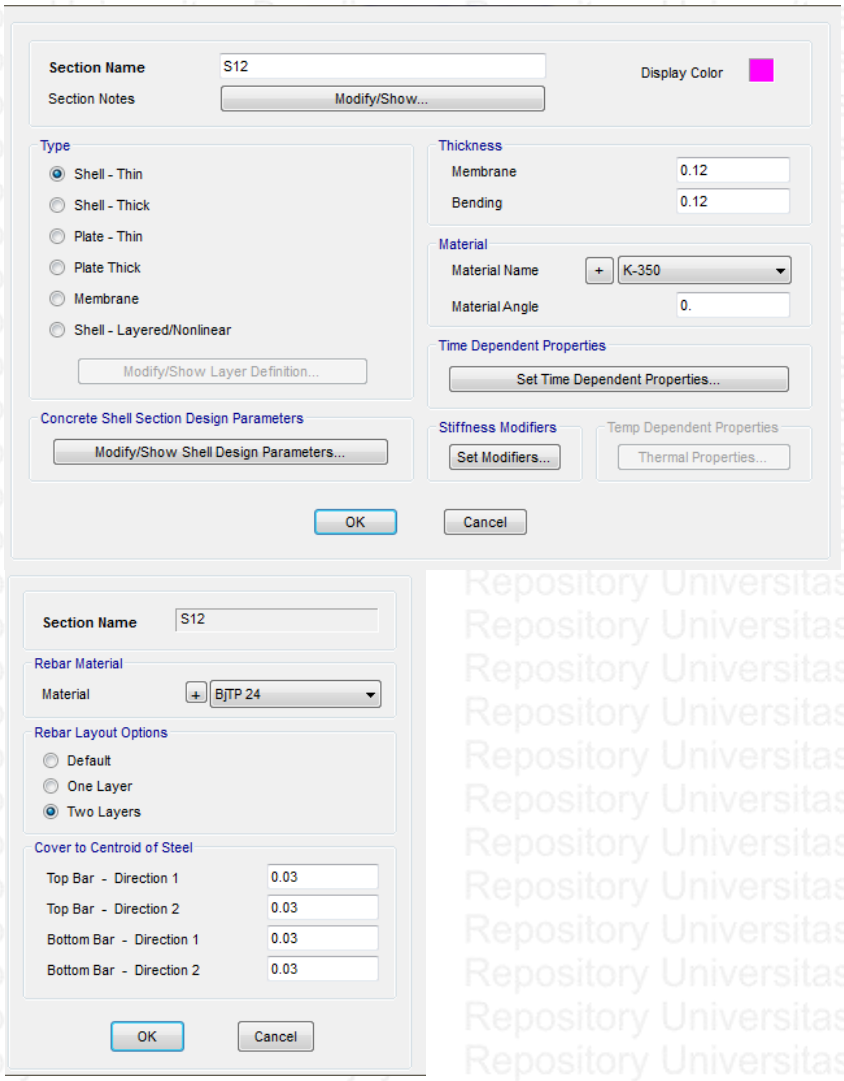
Pada kotak dialog *Frame Properties* terdapat 9 jenis balok, dan 6 jenis kolom yang dimensi dan tulangannya disesuakian dengan gambar perencanaan struktur GPB FKUB. Dimana masing-masing elemen tersebut dimodelkan dengan menggunakan *Section Designer*.



Gambar 7 Section Designer Profil Balok 40 x 80 cm^2



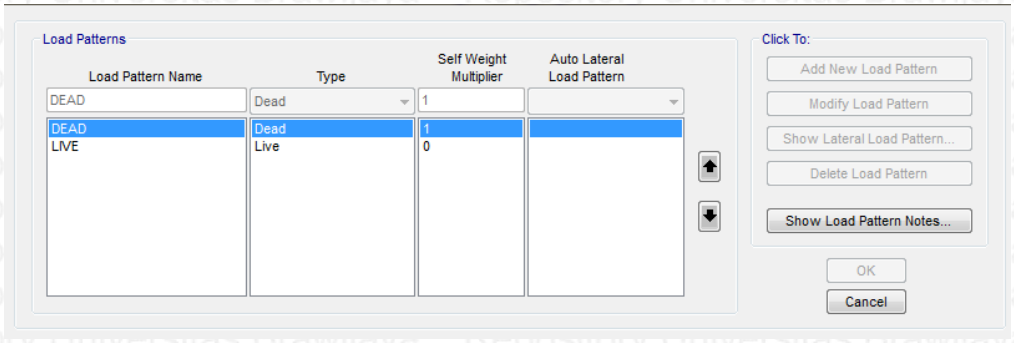
Gambar 3.8 Section Designer Profil Kolom 60 x 80 cm^2



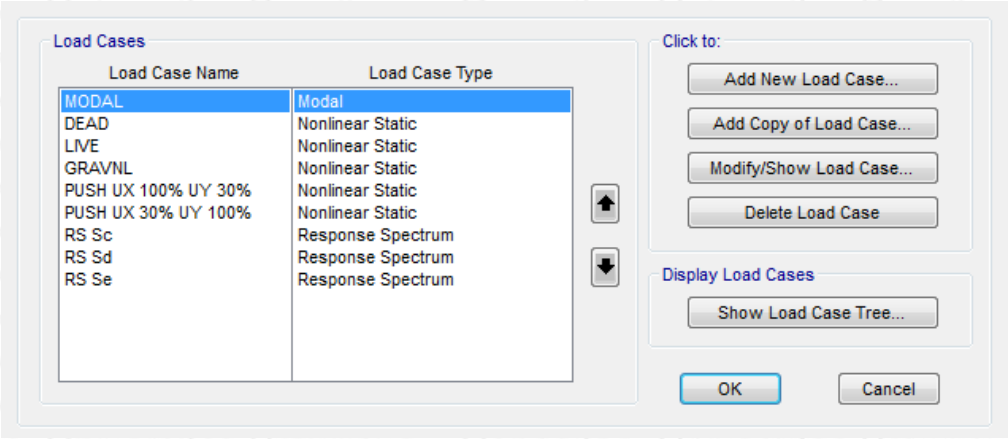
Gambar 9 Pemodelan Pelat Lantai

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 10 Kotak Dialog *Define Load Pattern*



Gambar 11 Kotak Dialog *Define Load Case*

Keterangan:

a. MODAL : untuk menentukan mode shape yang terjadi dan partisipasi massa

b. DEAD : beban mati yang diperhitungkan dalam struktur, mecakup beban balok, kolom, pelat, beban atap, serta beban dinding

c. LIVE : beban hidup yang dipehitungkan dalam struktur, mencakup beban kerja berdasarkatan PPIUG 1983

d. GRAVNL : beban mati ditambah beban hidup yang diperhitungkan dalam struktur

e. PUSH UX100% UY30% : beban gempa berupa akselerasi 100% ke sumbu X dan 30% ke sumbu Y yang digunakan untuk analisis *Pushover*

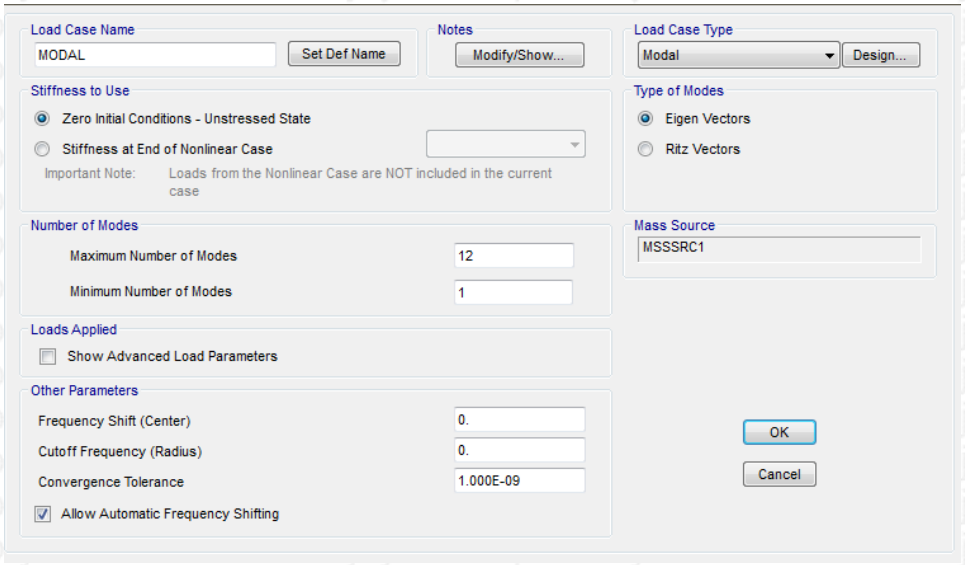
f. PUSH UX30% UY100% : beban gempa berupa akselerasi 30% ke sumbu X dan 100% ke sumbu Y yang digunakan untuk analisis *Pushover*

g. RS Sc : percepatan gempa dari respon spektrum desain untuk tanah keras berdasarkan SNI 1726; 2012

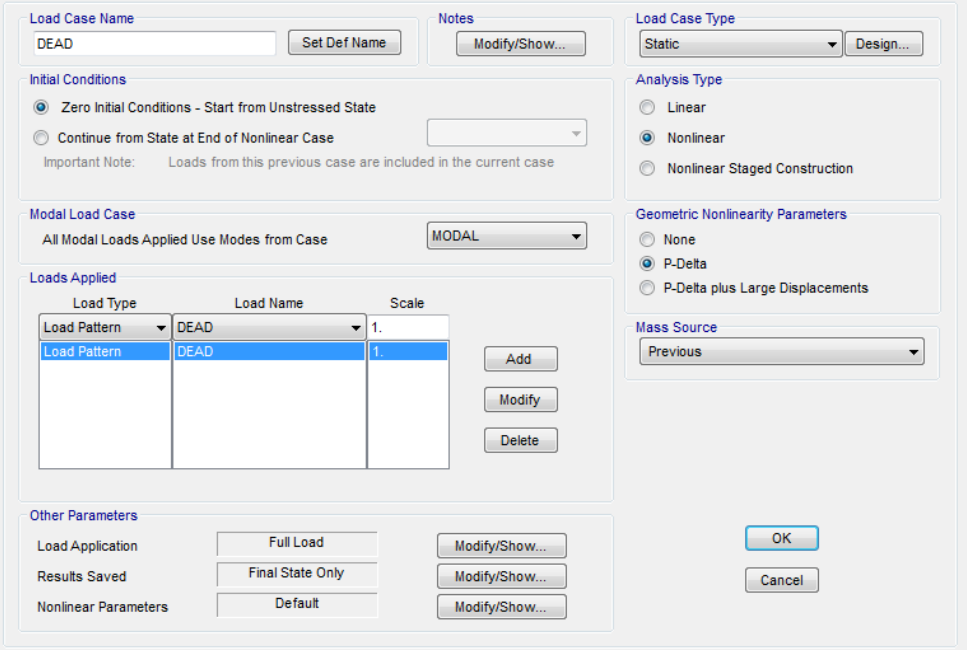
h. RS Sd : percepatan gempa dari respon spektrum desain untuk tanah sedang berdasarkan SNI 1726; 2012

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

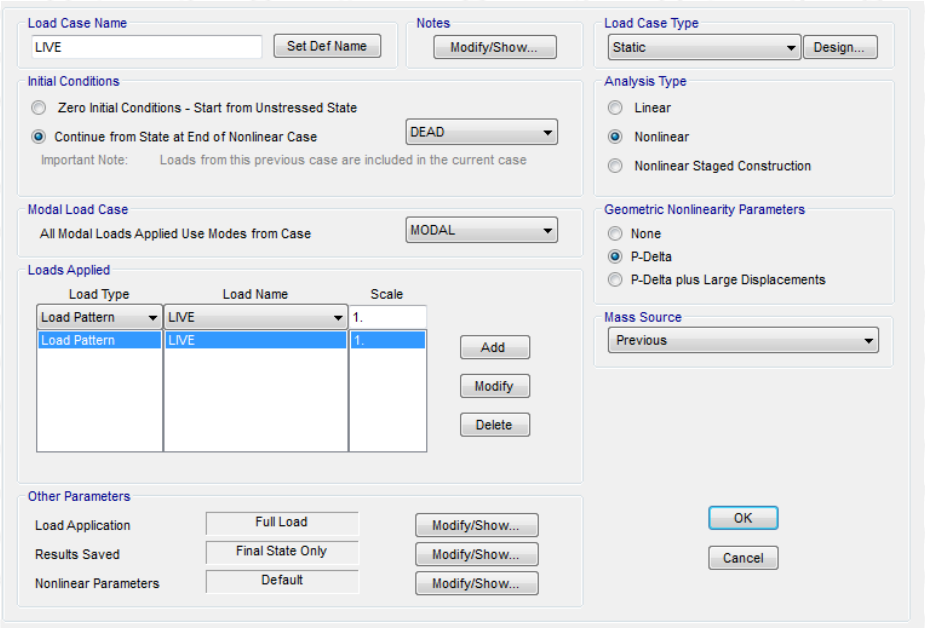
Pendefinisian dari beban-beban diatas ditunjukkan oleh gambar berikut:



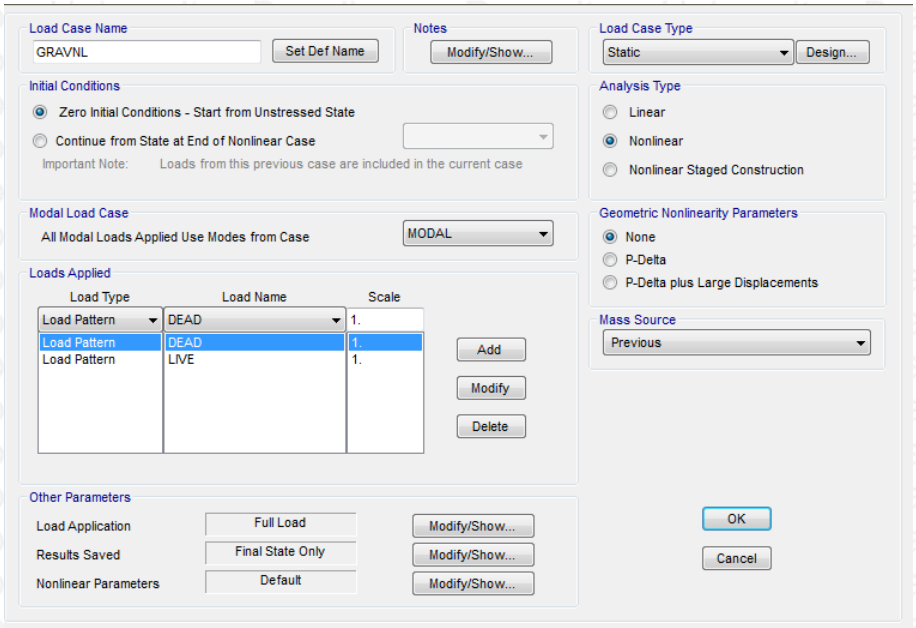
Gambar 12 Konfigurasi Modal



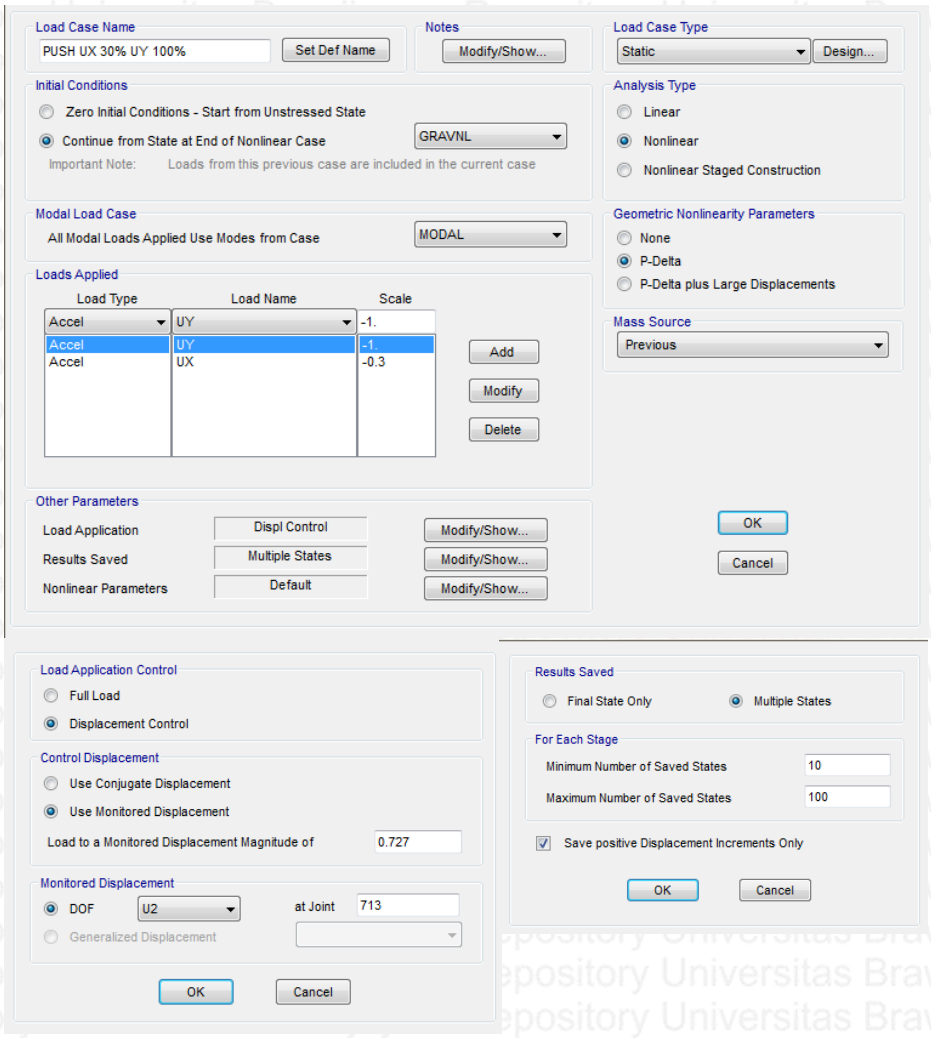
Gambar 13 Konfigurasi Beban Mati Nonlinear (DEAD)



Gambar 14 Konfigurasi Beban Hidup Nonlinear (LIVE)

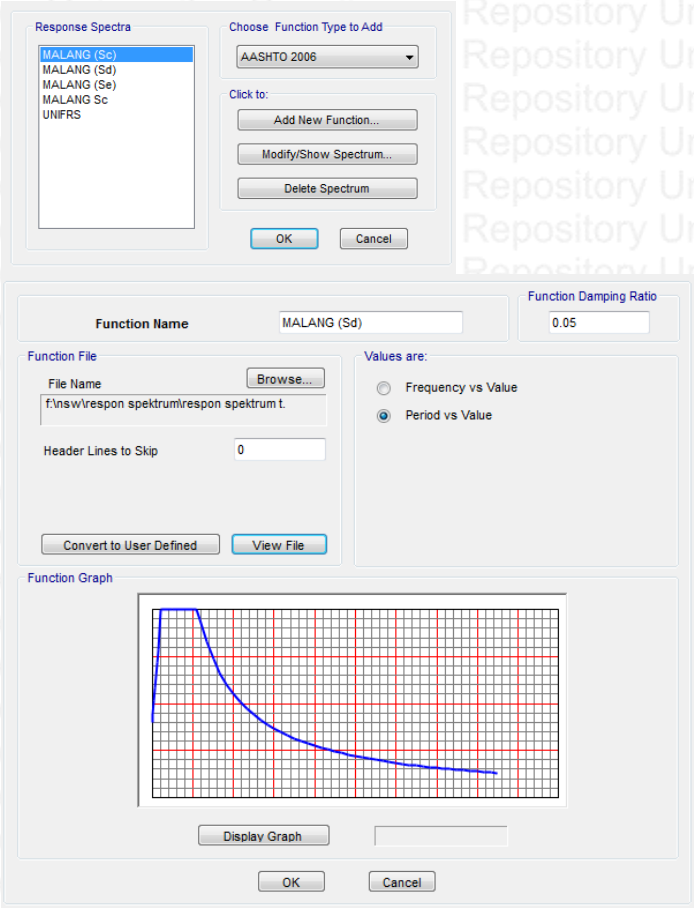


Gambar 15 Konfigurasi Beban Hidup + Beban Mati Nonlinear (GRAVNL)

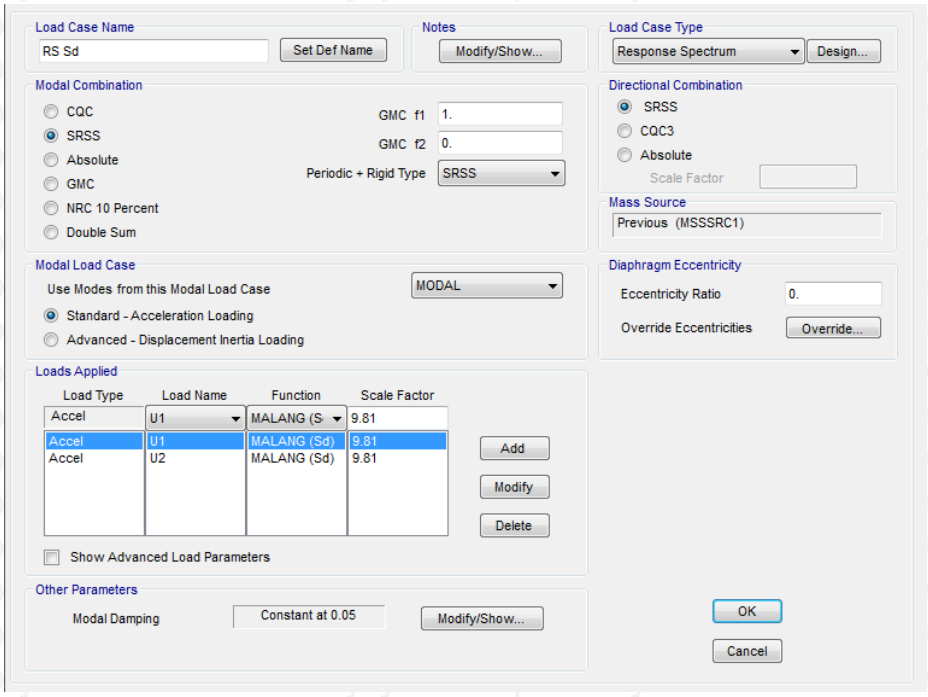


Gambar 16 Konfigurasi Beban Push 30%UX 100%UY

Pada kotak dialog *Load Application* digunakan *Displacement Control*, pilih *Monitored Displacement* dimana pada joint 713. Sedangkan pada kotak dialog *Result Saved*, pili *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 17 Input Fungsi Respon Spektrum Tanah Sedang (S_D)

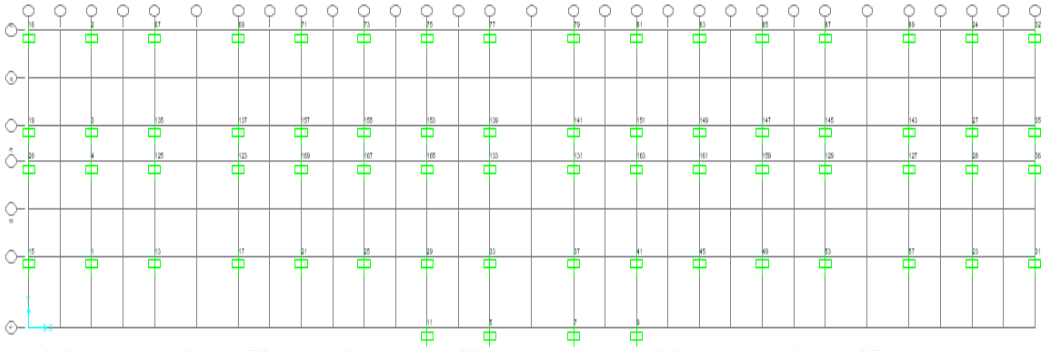


Gambar 18 Konfigurasi Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 1726:2012

5. *Pemodelan Struktur*

Seperti yang telah dijelaskan pada bagian sebelumnya, terdapat 8 (delapan) model struktur yang akan dianalisis performa ketahanan gempa-nya, yaitu struktur tipe OD, tipe OND, tipe NSW, tipe SWA tipe SWB, tipe SWC dan tipr SWD. Berikut merupakan pemodelan dari masing-masing jenis struktur pada program SAP2000 18.

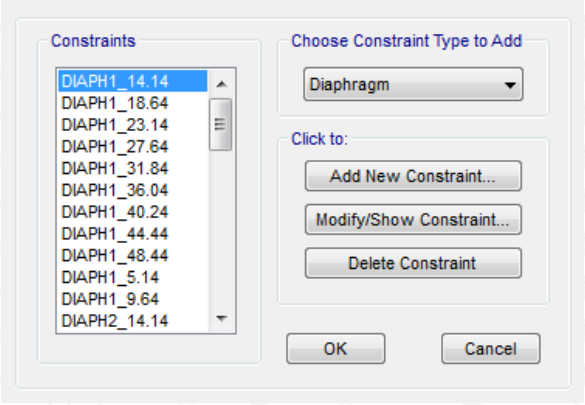
6. *Input Tumpuan*



Gambar 19 Pendefinisian Tumpuan Pada Struktur

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

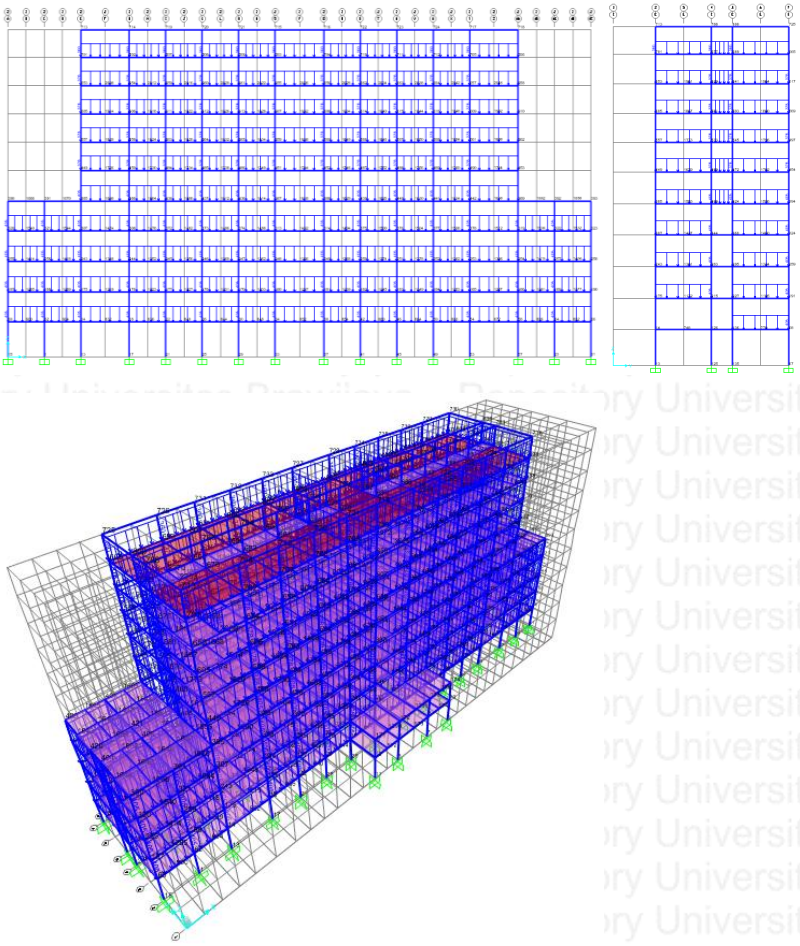
7. *Mendefinisikan Joint pada Struktur*



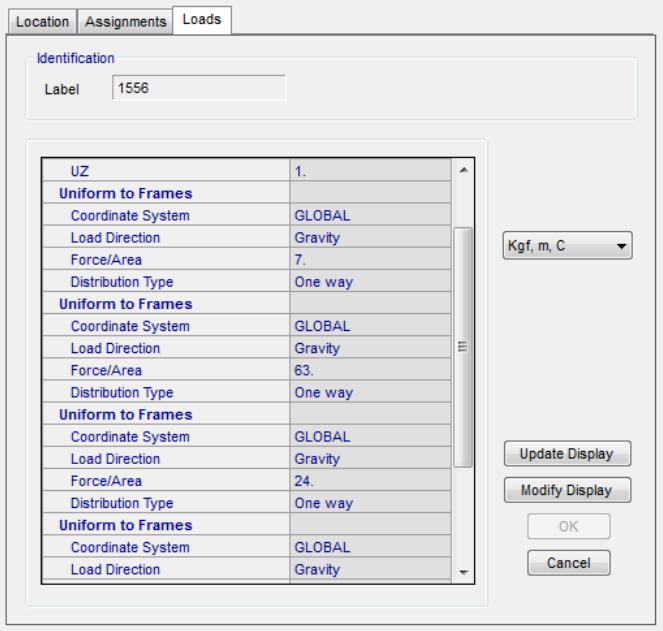
Gambar 20 Pendefinifisn *Joint Constraint* pada Model

Setiap *joint* didefinisikan sebagai diafragma, yang mengikat elemen horisontal secara keseluruhan, yang terbagi atas tiap-tiap lantainya.

8. *Input Pembebanan*

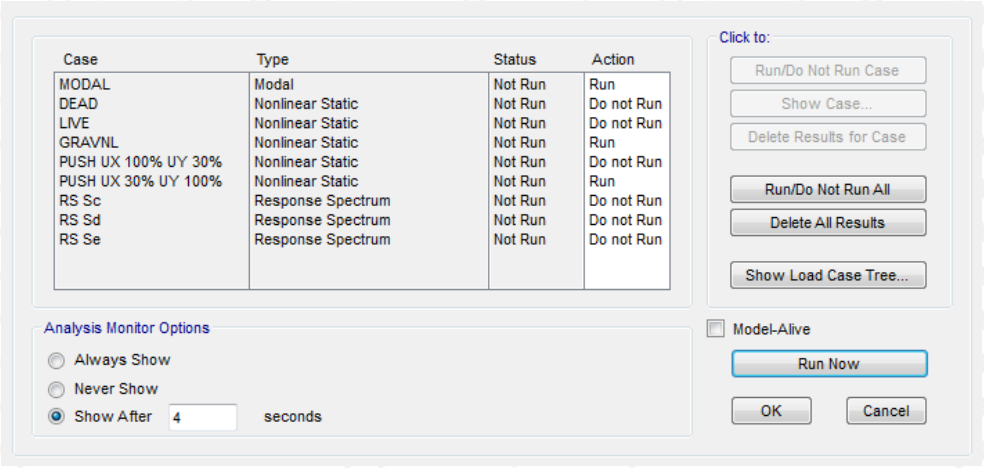


Gambar 21 Pemodelan Beban Dinding pada Model



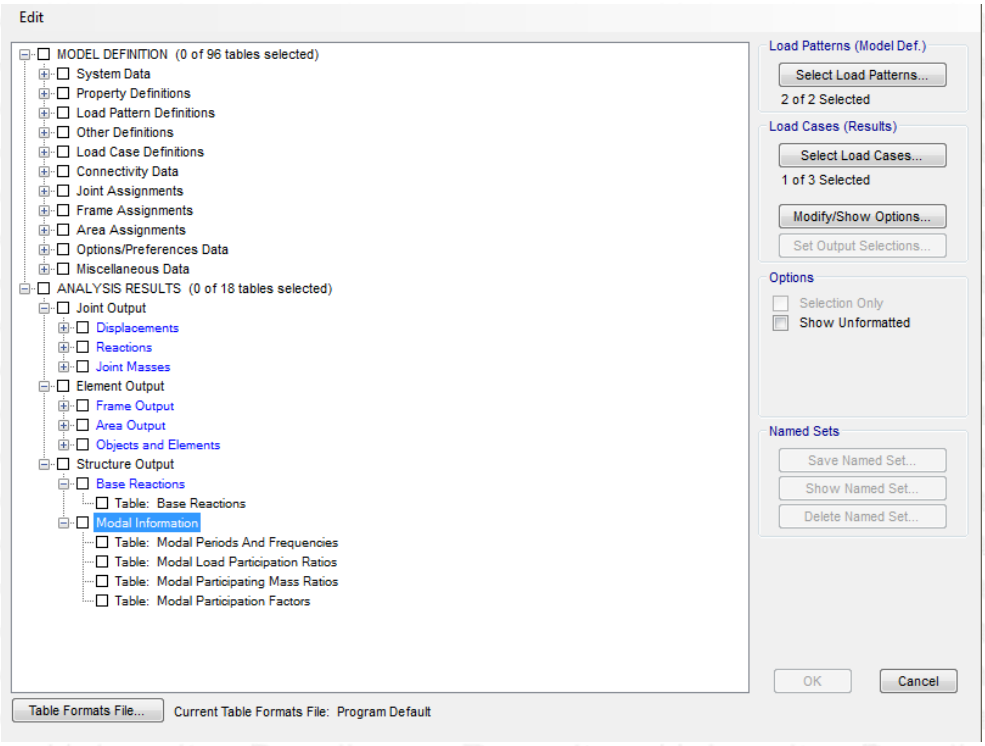
Gambar 22 Pendefinisian Beban pada Pelat Lantai

9. *Analisis Struktur*



Gambar 23 Analisis Model Struktur

10. *Pembacaan Hasil Analisis*



Gambar 24 Daftar Hasil Analisis yang Akan Ditampilkan

Hasil analisis yang diperlukan untuk analisis antara lain:

1. Kurva kapasitas
2. Titik kinerja struktur berdasarkan prosedur B metode spectrum kapasitas ATC-40
3. Periode getar struktur (s)
4. Frekuensi struktur (Hz)

Lampiran 2. Perhitungan berat struktur asli dengan dilatasi (OD)

Lantai 1

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/ tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(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 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	24	90720
60 x 80		0.8	0.6	4.5	31	160704
90 x 90		0.9	0.9	4.5	12	104976
80 x 90		0.9	0.8	4.5	14	108864
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	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						2281576.14

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

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	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 (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 6

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (kg)
Kolom						
60 x 80	2400	0.8	0.6	4.35	25	125280
50 x 80		0.8	0.5	4.35	13	54288
80 x 80		0.8	0.8	4.35	13	86860.8
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	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						1789272.78

Lantai 7

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 8

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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	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						1737898.08

Lantai 9

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

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	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 (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

Lampiran 3. Perhitungan berat struktur asli tanpa dilatasi (OND)

Lantai 1

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/ tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(kg)
Kolom						
50 x 70	2400	0.7	0.5	7.39	16	99321.6
60 x 80		0.8	0.6	7.39	24	204318.72
90 x 90		0.9	0.9	7.39	12	172393.92
80 x 90		0.9	0.8	7.39	12	153239.04
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		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						2523219

Lantai 2

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

Lantai 3

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

Lantai 5

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 7

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 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 9

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

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	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	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

Lampiran 4. Perhitungan berat struktur alternatif tanpa dinding geser (NSW)

Lantai 1

Material	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tinggi/ tebal	Jumlah	Berat
		(m)	(m)	(m)	(buah)	(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

Lantai 2

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	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 (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

Lantai 4

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	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

Lantai 6

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 8

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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 9

Material	Berat jenis	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi/ tebal (m)	Jumlah (buah)	Berat (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

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		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

Lampiran 5. Perhitungan berat struktur tipe SWA, SWB, SWC, SWD, SWE

Perhitungan berat struktur tipe SWA, SWB, SWC, SWD, SWE menggunakan berat struktur tipe NSW sebagai dasar perhitungan. Dari situ, ditambahkan berat dinding geser dan kolom tambahan pada tiap lantai struktur. Perhitungan masing-masing jenis struktur disajikan sebagai berikut :

Tabel 1 *Berat Dinding Geser Tipe Struktur SWA*

Level	W_{SW} (kg)
1	29,606
2	25,920
3	25,920
4	25,920
5	25,920
6	25,920
7	24,192
8	24,192
9	24,192
10	24,192
Roof	0
Total	**255,974**

Tabel 2 *Berat Dinding Geser Tipe Struktur SWB*

Level	W_{SW} (kg)
1	59,213
2	51,840
3	51,840
4	51,840
5	51,840
6	51,840
7	48,384
8	48,384
9	48,384
10	48,384
Roof	0
Total	**511,949**

Tabel 3 *Berat Dinding Geser Tipe Struktur SWC*

Level	W_{SW} (kg)
1	88,819
2	77,760
3	77,760
4	77,760
5	77,760
6	77,760
7	72,576
8	72,576
9	72,576
10	72,576
Roof	0
Total	**767,923**

Tabel 4 *Berat Dinding Geser Tipe Struktur SWD*

Level	W_{SW} (kg)
1	34,047
2	29,808
3	29,808
4	28,080
5	28,080
6	28,080
7	26,208
8	26,208
9	26,208
10	26,208
Roof	0
Total	**282,735**

Tabel 5 *Berat Dinding Geser Tipe Struktur SWE*

Level	W_{SW} (kg)
1	63,654
2	55,728
3	55,728
4	54,000
5	54,000
6	54,000
7	50,400
8	50,400
9	50,400
10	50,400
Roof	0
Total	**538,710**

Repository Universitas Brawijaya

Lampiran 6. Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama

Tabel 1 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe OD*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,698,717	0.0001	9.81	27.5099	0.0028	275099	0.0028
2	9.64	2,281,576	0.0003	9.81	69.7730	0.0209	232577	0.0209
3	14.14	2,186,752	0.0004	9.81	89.1642	0.0357	222911	0.0357
4	18.64	2,228,211	0.0006	9.81	136.2820	0.0818	227137	0.0818
5	23.14	2,247,448	0.0008	9.81	183.2781	0.1466	229098	0.1466
6	27.64	1,789,273	0.001	9.81	182.3927	0.1824	182393	0.1824
7	31.84	1,752,073	0.0011	9.81	196.4608	0.2161	178601	0.2161
8	36.04	1,737,898	0.0012	9.81	212.5869	0.2551	177156	0.2551
9	40.24	1,739,788	0.0013	9.81	230.5530	0.2997	177348	0.2997
10	44.44	1,380,929	0.0014	9.81	197.0745	0.2759	140768	0.2759
Roof	48.44	781,902	**0.0015**	9.81	119.5569	0.1793	79704.6	0.1793
Total		**20,824,567**			1644.6319	1.6963	2122790	1.6963
					PF1	**969.5392**	**α1**	**0.7512**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4543**		

Tabel 2 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe OND*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,523,219	0.0001	9.81	25.7209	0.0026	257209	0.0026
2	9.64	2,158,792	0.0003	9.81	66.0181	0.0198	220060	0.0198
3	14.14	2,102,416	0.0004	9.81	85.7254	0.0343	214314	0.0343
4	18.64	2,140,851	0.0006	9.81	130.9389	0.0786	218231	0.0786
5	23.14	2,160,088	0.0008	9.81	176.1540	0.1409	220192	0.1409
6	27.64	1,754,204	0.001	9.81	178.8179	0.1788	178818	0.1788
7	31.84	1,717,551	0.0011	9.81	192.5899	0.2118	175082	0.2118
8	36.04	1,703,376	0.0012	9.81	208.3641	0.2500	173637	0.2500
9	40.24	1,705,266	0.0013	9.81	225.9782	0.2938	173829	0.2938
10	44.44	1,365,972	0.0014	9.81	194.9400	0.2729	139243	0.2729
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.0468	0.1756	78031	0.1756
Total		20,097,223			1602.2942	1.6591	2E+06	1.6591
					PF1	**965.7519**	**α1**	**0.7553**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4486**		

Tabel 3 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe NSW*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,594,163	0.0001	9.81	26.4441	0.0026	264441	0.0026
2	9.64	2,201,992	0.0003	9.81	67.3392	0.0202	224464	0.0202
3	14.14	2,167,216	0.0004	9.81	88.3676	0.0353	220919	0.0353
4	18.64	2,156,403	0.0006	9.81	131.8901	0.0791	219817	0.0791
5	23.14	2,137,624	0.0008	9.81	174.3221	0.1395	217903	0.1395
6	27.64	1,754,204	0.001	9.81	178.8179	0.1788	178818	0.1788
7	31.84	1,717,551	0.0011	9.81	192.5899	0.2118	175082	0.2118
8	36.04	1,703,376	0.0012	9.81	208.3641	0.2500	173637	0.2500
9	40.24	1,705,266	0.0013	9.81	225.9782	0.2938	173829	0.2938
10	44.44	1,365,972	0.0014	9.81	194.9400	0.2729	139243	0.2729
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.0468	0.1756	78031	0.1756
Total		**20,269,255**			1606.0999	1.6597	2E+06	1.6597
					PF1	**967.6779**	**α1**	**0.7522**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4515**		

Tabel 4 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe SWA*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,636,729	0.0001	9.81	26.8780	0.0027	268780	0.0027
2	9.64	2,227,912	0.0003	9.81	68.1319	0.0204	227106	0.0204
3	14.14	2,193,136	0.0004	9.81	89.4245	0.0358	223561	0.0358
4	18.64	2,182,323	0.0006	9.81	133.4754	0.0801	222459	0.0801
5	23.14	2,163,544	0.0008	9.81	176.4358	0.1411	220545	0.1411
6	27.64	1,779,260	0.001	9.81	181.3721	0.1814	181372	0.1814
7	31.84	1,741,743	0.0011	9.81	195.3025	0.2148	177548	0.2148
8	36.04	1,727,568	0.0012	9.81	211.3234	0.2536	176103	0.2536
9	40.24	1,729,458	0.0013	9.81	229.1841	0.2979	176295	0.2979
10	44.44	1,378,068	0.0014	9.81	196.6662	0.2753	140476	0.2753
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.0468	0.1756	78031.2	0.1756
Total		20,525,229			1625.2406	1.6788	2092276	1.6788
					PF1	**968.1162**	**α1**	**0.7520**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4522**		

Tabel 5 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe SWB*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,679,296	0.0001	9.81	27.3119	0.0027	273119	0.0027
2	9.64	2,253,832	0.0003	9.81	68.9245	0.0207	229748	0.0207
3	14.14	2,219,056	0.0004	9.81	90.4814	0.0362	226203	0.0362
4	18.64	2,208,243	0.0006	9.81	135.0607	0.0810	225101	0.0810
5	23.14	2,189,464	0.0008	9.81	178.5496	0.1428	223187	0.1428
6	27.64	1,804,316	0.001	9.81	183.9262	0.1839	183926	0.1839
7	31.84	1,765,935	0.0011	9.81	198.0152	0.2178	180014	0.2178
8	36.04	1,751,760	0.0012	9.81	214.2826	0.2571	178569	0.2571
9	40.24	1,753,650	0.0013	9.81	232.3900	0.3021	178762	0.3021
10	44.44	1,390,164	0.0014	9.81	198.3925	0.2777	141709	0.2777
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.0468	0.1756	78031.2	0.1756
Total		**20,781,204**			1644.3813	1.6978	2118369	1.6978
					PF1	**968.5446**	**α1**	**0.7518**
					PF_1ϕroof$_1$	**1.4528**		

Tabel 6 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe SWC*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,721,862	0.0001	9.81	27.7458	0.0028	277458	0.0028
2	9.64	2,279,752	0.0003	9.81	69.7172	0.0209	232391	0.0209
3	14.14	2,244,976	0.0004	9.81	91.5383	0.0366	228846	0.0366
4	18.64	2,234,163	0.0006	9.81	136.6460	0.0820	227743	0.0820
5	23.14	2,215,384	0.0008	9.81	180.6633	0.1445	225829	0.1445
6	27.64	1,829,372	0.001	9.81	186.4803	0.1865	186480	0.1865
7	31.84	1,790,127	0.0011	9.81	200.7279	0.2208	182480	0.2208
8	36.04	1,775,952	0.0012	9.81	217.2419	0.2607	181035	0.2607
9	40.24	1,777,842	0.0013	9.81	235.5958	0.3063	181228	0.3063
10	44.44	1,402,260	0.0014	9.81	200.1187	0.2802	142942	0.2802
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.0468	0.1756	78031.2	0.1756
Total		**21,037,178**			1663.5220	1.7168	2144463	1.7168
					PF1	**968.9636**	**α1**	**0.7517**
					PF_1ϕroof$_1$	**1.4534**		

Tabel 7 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe SWD*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,643,114	0.0001	9.81	26.9431	0.0027	269430.6	0.0027
2	9.64	2,231,800	0.0003	9.81	68.2508	0.0205	227502.6	0.0205
3	14.14	2,196,160	0.0004	9.81	89.5478	0.0358	223869.5	0.0358
4	18.64	2,184,483	0.0006	9.81	133.6075	0.0802	222679.2	0.0802
5	23.14	2,165,704	0.0008	9.81	176.6120	0.1413	220764.9	0.1413
6	27.64	1,781,348	0.001	9.81	181.5849	0.1816	181584.9	0.1816
7	31.84	1,743,759	0.0011	9.81	195.5286	0.2151	177753.3	0.2151
8	36.04	1,729,584	0.0012	9.81	211.5700	0.2539	176308.3	0.2539
9	40.24	1,731,474	0.0013	9.81	229.4513	0.2983	176501	0.2983
10	44.44	1,379,076	0.0014	9.81	196.8101	0.2755	140578.6	0.2755
Roof	48.44	765,486	0.0015	9.81	117.0468	0.1756	78031.18	0.1756
Total		**20,551,990**			1626.9527	1.6804	2095004	1.6804
					PF1	**968.2029**	**α1**	**0.7519**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4523**		

Tabel 8 *Perhitungan faktor partisipasi modal (PF_1) dan koefisien massa modal (α_1) untuk mode shape pertama struktur tipe SWE*

Level	hi (m)	wi (kg)	ϕli (m)	g (m/s2)	PF1		α1	
1	5.14	2,685,681	0.0001	9.81	27.38	0.0027	273770	0.0027
2	9.64	2,257,720	0.0003	9.81	69.04	0.0207	230145	0.0207
3	14.14	2,222,080	0.0004	9.81	90.60	0.0362	226512	0.0362
4	18.64	2,210,403	0.0006	9.81	135.19	0.0811	225321	0.0811
5	23.14	2,191,624	0.0008	9.81	178.73	0.1430	223407	0.1430
6	27.64	1,806,404	0.0010	9.81	184.14	0.1841	184139	0.1841
7	31.84	1,767,951	0.0011	9.81	198.24	0.2181	180219	0.2181
8	36.04	1,753,776	0.0012	9.81	214.53	0.2574	178774	0.2574
9	40.24	1,755,666	0.0013	9.81	232.66	0.3025	178967	0.3025
10	44.44	1,391,172	0.0014	9.81	198.54	0.2780	141812	0.2780
Roof	48.44	765,486	**0.0015**	9.81	117.05	0.1756	78031	0.1756
Total		**20,807,965**			**1646.09**	**1.6994**	**2121097**	**1.6994**
					PF1	**968.6300**	**α1**	**0.7517**
					$PF_1\phi roof_1$	**1.4529**		

Lampiran 7. Perencanaan dinding geser tipe SW30

$h_w = 800 - 40 - 45 = 715\ cm$

$l_w = 514 - 80 = 434\ cm$

$f'c = 29{,}05\ MPa$

$fy = 390\ MPa$

$Vu = 2.500\ kN$ *(assumed)*

- **Ketebalan dinding geser**

$t_w = \frac{1}{25} h_w = \frac{1}{25}\ 715 = \mathbf{28{,}6\ cm \sim 30\ cm}$

$t_w = \frac{1}{25} l_w = \frac{1}{25}\ 434 = 17{,}36\ cm$

$Diambil\ tebal\ dinding\ geser\ \boldsymbol{t = 30\ cm}$

- **Penentuan rasio**

$A_{CV}\sqrt{f'c} = (300x7.150)\sqrt{29{,}05}$

$= 2.145.000\ x\ 5{,}3898$

$= 11.561.132{,}14\ N$

$= \mathbf{11.561\ kN}$

$Karena\ Vu < A_{CV}\sqrt{f'c}, rasio\ diambil\ sebesar:$

$\rho_v \geq 0{,}0012\ diambil\ \boldsymbol{\rho_v = 0{,}0012}$

$\rho_n \geq 0{,}002\ diambil\ \boldsymbol{\rho_n = 0{,}002}$

- **Penulangan geser**

$A_{SV} = \rho_V\ x\ A_{CV}$

$= 0{,}0012\ x\ (30\ x\ 715)$

$= 25{,}74\ cm^2$

$Karena\ 2\ lapis, maka:$

$A_{SV} = {}^1/_2\ x\ 25{,}74$

$= 12{,}87\ cm^2$

$Digunakan\ tulangan\ \boldsymbol{D16 - 150 = 13{,}30\ cm^2}$

$A_{SN} = \rho_N \; x \; A_{CN}$

$= 0{,}002 \; x \; (30 \; x \; 434)$

$= 26{,}04 \; cm^2$

$Karena \; 2 \; lapis, maka :$

$A_{SV} = {}^{1}/_{2} \; x \; 26{,}04$

$= 13{,}02 \; cm^2$

$Digunakan \; tulangan \; \boldsymbol{D16 - 150 = 13{,}30 \;\; cm^2}$

Lampiran 8. Perencanaan dinding geser tipe SW20

$h_w = 500 - 40 - 45 = 415\ cm$

$l_w = 514 - 80 = 434\ cm$

$f'c = 29{,}05\ MPa$

$fy = 390\ MPa$

$Vu = 2.500\ kN$ *(assumed)*

- **Ketebalan dinding geser**

$t_w = \frac{1}{25} h_w = \frac{1}{25}\ 415 = 16{,}60\ cm$

$t_w = \frac{1}{25} l_w = \frac{1}{25}\ 434 = \mathbf{17{,}36\ cm \sim 20\ cm}$

$Diambil\ tebal\ dinding\ geser\ \boldsymbol{t = 20\ cm}$

- **Penentuan rasio**

$A_{CV}\sqrt{f'c} = (200x4.150)\sqrt{29{,}05}$

$= 830.000\ x\ 5{,}3898$

$= 4.473.538{,}31\ N$

$= \mathbf{4.474\ kN}$

$Karena\ Vu < A_{CV}\sqrt{f'c}, rasio\ diambil\ sebesar:$

$\rho_v \geq 0{,}0012\ diambil\ \boldsymbol{\rho_v = 0{,}0012}$

$\rho_n \geq 0{,}002\ diambil\ \boldsymbol{\rho_n = 0{,}002}$

- **Penulangan geser**

$A_{SV} = \rho_V\ x\ A_{CV}$

$= 0{,}0012\ x\ (20\ x\ 415)$

$= 9{,}96\ cm^2$

$Karena\ 2\ lapis, maka:$

$A_{SV} = {}^1/_2\ x\ 9{,}96$

$= 4{,}98\ cm^2$

$Digunakan\ tulangan\ \boldsymbol{D16 - 200 = 9{,}93\ cm^2}$

$A_{SN} = \rho_N \; x \; A_{CN}$

$= 0{,}002 \; x \; (20 \; x \; 434)$

$= 17{,}36 \; cm^2$

$Karena \; 2 \; lapis, maka :$

$A_{SV} = {}^{1}/_{2} \; x \; 17{,}36$

$= 8{,}68 \; cm^2$

$Digunakan \; tulangan \; \boldsymbol{D16 - 200 = 9,93 \;\; cm^2}$