

repository.ub.ac

**ANALISIS *PUSHOVER* PADA GEDUNG TIDAK BERATURAN
DENGAN STUDY KASUS PADA GEDUNG BARU FIA
UNIBRAW**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



Disusun Oleh :
Ashar Anas
0110610017-61

DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN SIPIL
MALANG
2007

repository.ub.ac

**ANALISIS *PUSHOVER* PADA GEDUNG TIDAK BERATURAN
DENGAN STUDY KASUS PADA GEDUNG BARU FIA
UNIBRAW**

Skripsi

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh Gelar Sarjana Teknik



Diajukan oleh :

ASHAR ANAS

NIM. 0110610017 – 61

Dosen Pembimbing

Ir. Wisnumurti, MT.
NIP. 131 879 046

Indra Cahya
NIP. 130 682 730

repository.ub.ac

ANALISIS *PUSHOVER* PADA GEDUNG TIDAK BERATURAN
DENGAN STUDY KASUS PADA GEDUNG BARU FIA
UNIBRAW

Diajukan oleh :

Ashar Anas

NIM. 0110610017 – 61

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada

Tanggal

Dosen Penguji

Ir. Wisnumurti, MT.
NIP. 131 879 046

Indra Cahya
NIP. 130 682 730

Ari Wibowo, ST,MT
NIP. 132 283 204

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Ir. A. Wicaksono, M.Eng, Ph.D.
NIP. 132 007 111



KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur kami haturkan kepada Allah SWT karena dengan limpahan rahmat dan berkahnya sehingga kami dapat menyelesaikan skripsi ini. Skripsi berjudul "ANALISIS PUSHOVER PADA GEDUNG TIDAK BERATURAN DENGAN STUDY KASUS PADA GEDUNG BARU FIA UNIBRAW" ini disusun sebagai salah satu syarat untuk mendapatkan gelar sarjana teknik di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya.

Untaian ucapan terima kasih tak terkira, penyusun persembahkan kepada :

1. Kedua orang tua yang senantiasa mendukung setiap langkah penyelesaian skripsi ini.
2. Bapak Indra Cahya selaku dosen pembimbing yang memberikan masukan dalam penyelesaian skripsi ini.
3. Bapak Ir. Wisnumurti, MT selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan dan menyampaikan pengetahuan dengan penuh pengertian dan kesabaran.
4. Bapak Ari Wibowo, ST, MT yang telah memberikan pengetahuan dan membantu dalam kesulitan kami menyelesaikan skripsi ini.

Besar harapan penyusun semoga skripsi ini bermanfaat bagi pembaca dan memberikan wawasan baru. Akhir kata penulis menyadari bahwa skripsi ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan.

Malang, November 2006

Penyusun

DAFTAR ISI

PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR TABEL	v
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR LAMPIRAN	vii
RINGKASAN	viii
I. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Tujuan Penulisan	3
II. TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Umum	4
2.2 Analisis Struktur	5
2.2.1 Waktu Getar Alami Struktur	7
2.2.2 Waktu Getar Rayleigh	10
2.2.3 Analisis Respon Modal	11
2.3 Kinerja Struktur	14
2.3.1 Strength Based Design	14
2.3.2 Performance Based Design	15
2.4 Analisis <i>Pushover</i>	18
2.4.1 Prosedur Menentukan <i>Capacity</i>	22
2.4.2. Prosedur Menentukan <i>Demand</i>	22
2.4.3 Prosedur Menentukan Titik Kinerja	33
2.5 Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 1726-2002	33
2.5.1 Percepatan Respon Maksimum	33
2.5.2 Spektrum Respon Gempa Rencana	39
2.5.3 Beban Gempa Dasar Nominal	40

III. METODOLOGI	42
3.1 Data Perhitungan	42
3.2 Input Data SAP 2000	42
3.2.1 Input Data Struktur	42
3.2.2 Input Analisis <i>Pushover</i>	45
3.3 Flowchart Analisis Struktur	46
IV. PEMBAHASAN	50
4.1 Massa Tiap-Tiap Lantai	50
4.1.1 Berat Atap dan Lantai 4 (m_4)	50
4.1.2 Berat Lantai 3 (m_3)	54
4.1.3 Berat Lantai 2 (m_2)	56
4.1.4 Berat Lantai 1 (m_1)	57
4.2 Kekakuan Antar Lantai (K)	59
4.2.1 Kekakuan Antar Lantai 4 dan 3 (K_4)	59
4.2.2 Kekakuan Antar Lantai 3 dan 2 (K_3)	60
4.2.3 Kekakuan Antar Lantai 2 dan 1 (K_2)	61
4.2.4 Kekakuan Antar Lantai 1 dan 0 (K_1)	62
4.3 Pemeriksaan Kondisi Tanah	64
4.4 Waktu Getar Alami Rayleigh (T_{Rayleigh})	65
4.4.1 Matrik Kekakuan [K]	65
4.4.2 Matrik Gaya [F]	66
4.5 Waktu Getar Alami Dinamik	68
4.5.1 Perakitan Matrik Persamaan Gerak	68
4.5.2 Frekuensi Natural Tiap Mode (ω_n)	69
4.5.3 Matrik Normalisasi Tiap Mode	71
4.6 Analisis Modal	75
4.6.1 Modal Respon Statik	75
4.6.2 Kombinasi Respon Modal	87
4.7 Eksentrisitas Tiap-Tiap Lantai	89
4.7.1 Titik Pusat Massa	89
4.7.2 Titik Pusat Kekakuan	104
4.7.3 Eksentrisitas Tiap Lantai	106

4.8	Pembagian Gaya pada Masing-Masing Lantai	107
4.8.1	Lantai 1	107
4.8.2	Lantai 2	109
4.8.3	Lantai 3	112
4.8.4	Lantai 4	115
4.9	Perhitungan Nilai Koefisien Ca dan Cv	116
4.10	Daktilitas dan Kinerja Struktur	117
4.10.1	Portal A	117
4.10.2	Portal G	117
V.	PENUTUP	118
5.1	Kesimpulan	118
5.2	Saran	118
	DAFTAR PUSTAKA	120
	LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Tingkatan kinerja struktur berdasarkan ATC 40, 1997	18
Tabel 2.2	Nilai faktor modifikasi <i>viscous damping</i> ekuivalen, K	27
Tabel 2.3	Nilai minimum S_{RA} dan S_{RV}	28
Tabel 2.4	Tipe-tipe perilaku struktur	28
Tabel 2.5	Faktor reduksi spektrum respon	30
Tabel 2.6	Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah	34
Tabel 2.7	Jenis-jenis tanah	34
Tabel 2.8	Konversi SPT berdasar Frankie Pile	36
Tabel 2.9	Konversi SPT berdasar Schmertmann	36
Tabel 2.10	Konversi SPT berdasar Meyerhof	36
Tabel 2.11	Tipe-tipe profil tanah	38
Tabel 2.12	Koefisien gempa C_a	38
Tabel 2.13	Koefisien gempa C_v	39
Tabel 4.1	Berat tiap-tiap lantai	59
Tabel 4.2	Kekakuan antar lantai	63
Tabel 4.3	Konversi sondir menjadi SPT	64
Tabel 4.4	Ratio amplitudo (normalisasi)	74

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Getaran bebas dari sistem tak teredam	9
Gambar 2.2	Sistem <i>single degree freedom</i>	11
Gambar 2.3	Tingkatan kinerja struktur APMC 2001	17
Gambar 2.4	Kurva kapasitas dari hasil analisis <i>pushover</i> (ATC 40, 1997)	19
Gambar 2.5	Kurva kapasitas <i>pushover</i> untuk struktur daktail (Boen,1999)	20
Gambar 2.6	Kurva kapasitas <i>pushover</i> untuk struktur nondaktail (Boen,1999)	20
Gambar 2.7	Prosedur analisis kinerja (ATC 40, 1997)	21
Gambar 2.8	<i>Equal displacement approximation</i> (ATC 40, 1997)	25
Gambar 2.9	Representasi Bi-linear pada metode spektrum kapasitas	25
Gambar 2.10	Damping untuk reduksi spektral	26
Gambar 2.11	Energi yang dipancarkan oleh damping	26
Gambar 2.12	Reduksi pada respon spektrum elastis (damping 5%)	28
Gambar 2.13	Kelompok respon spektrum	29
Gambar 2.14	Kelompok respon spektrum dan spektrum kapasitas	30
Gambar 2.15	Bilinear representation	31
Gambar 2.16	Plot nilai d_{pi} dan β_{eff}	32
Gambar 2.17	Performance point	32
Gambar 2.18	Grafik klasifikasi tanah oleh Schmertmann	37
Gambar 2.19	Spektrum Respon	41
Gambar 3.1	Posisi sumbu lokal dari balok struktur	43
Gambar 3.2	Posisi sumbu lokal dari kolom struktur	43
Gambar 3.3	End offset dari elemen portal	44
Gambar 4.1	Gaya-gaya pada struktur penahan geser	65
Gambar 4.2	Grafik normalisasi	74
Gambar 4.3	Penggambaran respon statik tiap mode	86
Gambar 4.4	Respon statik kombinasi	88

DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul
Lampiran 1	Gambar struktur
Lampiran 1	Perhitungan pembebanan portal
Lampiran 2.	Kapasitas balok dan kolom
Lampiran 3	Data kapasitas kolom dari PCA col
Lampiran 4	Contoh Pemakaian SAP 2000 untuk analisis <i>pushover</i>
Lampiran 5	Out put analisis SAP 2000 non linear

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



RINGKASAN

ASHAR ANAS, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, November 2006, Analisis Pushover pada Gedung Tidak Beraturan dengan Study Kasus pada Gedung Baru FIA UNIBRAW.

Dosen Pembimbing : Indra Cahya dan Ir. Wisnumurti, MT

Analisis *Pushover* merupakan sebuah sarana untuk memberikan solusi yang berdasarkan *Performance Based Seismic Design* yang pada intinya adalah mencari kapasitas struktur. Prosedur analisis *Pushover* dengan memberikan beban statis dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap (*increment*) hingga mencapai target perubahan bentuk (*displacement*) tertentu.

Penulisan ini dilakukan untuk mengetahui kondisi dari struktur dari besarnya daktilitas dan tingkat kinerja pada struktur 3 dimensi dengan bentuk tidak beraturan (*asimetris*) yang di pecah-pecah menjadi struktur 2 dimensi yang lebih sederhana. Analisis dinamik memberikan banyak mode-mode natural dari perilaku struktur. Untuk mendapatkan gaya yang diberikan pada analisis *pushover* dilakukan analisis modal. Masing-masing gaya dari analisis modal dilakukan respon kombinasi dengan CQC (*Complete Quadratic Combination*) atau SRSS (*Square Root of the Sum of Square*).

Tanpa merubah gambar arsitektur yang ada, dilakukan perhitungan tingkat kinerja struktur dengan pembebanan berdasarkan peraturan yang berlaku serta gambar dan mutu yang sesuai dengan rencana kerja dan syarat.

Hasil analisis *pushover* didapatkan besarnya deformasi lateral pada portal A dan G sebesar 11.9 cm dan 10.3 cm. Besarnya drift ratio untuk portal A dan G adalah 0.3 %, maka tingkat pelayanan struktur berdasar ACMC 2001 tergolong pada kondisi batas layan (*serviceability limit state*) sedangkan menurut ATC 40 bangunan pada kondisi operasional (*immediate occupancy*).

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pada saat ini kebutuhan akan ketersediaan lahan untuk tempat tinggal dan bangunan penunjang kegiatan pada setiap harinya semakin menipis, seiring dengan meningkatnya populasi dan semakin banyak kegiatan manusia yang membutuhkan bangunan penunjang kegiatan-kegiatan tersebut. Dengan demikian, bangunan bertingkat tinggi (*high rise builing*) merupakan jalan keluar terbaik untuk penyelesaian masalah tersebut. Keindahan dan kenyamanan dari suatu bangunan sangat dipengaruhi oleh bentuknya. Hal ini menghasilkan suatu bentuk bangunan yang sangat tidak beraturan (*asimetris*) yang memerlukan suatu analisis yang lebih rumit dalam perencanaan ketahanan gempa.

Kondisi geografis Indonesia yang terletak diantara dua jalur gempa yaitu sirkum pasifik dan mediterania, menjadikan wilayah Indonesia sangat rawan terhadap gempa. Pada bangunan-bangunan bertingkat tinggi beban gempa lebih dominan dibanding dengan beban grafitasi yang bekerja padanya. Ketidakteraturan bentuk dari suatu bangunan menghasilkan suatu analisa yang lebih rumit dibandingkan dengan bentuk bangunan simetris yang dapat dianalisis secara 2 dimensi.

Pada struktur yang tidak simetris, beban lateral dapat menyebabkan terjadinya momen puntir horisontal. Momen puntir ini bisa terjadi bila arah garis kerja beban lateral dan pusat kekakuan dari struktur tersebut tidak berimpit atau dengan kata lain momen puntir horisontal dapat terjadi jika terdapat eksentrisitas antara pusat massa dengan pusat kekakuan dari struktur.

Analisis gempa pada struktur tidak beraturan (*asimetris*) dapat dilakukan dengan analisis dinamik non-linear riwayat waktu, tetapi dalam pengerjaanya analisis ini sangat rumit dan tidak banyak progam komputer yang memiliki fasilitas untuk analisis ini. Pendekatan analisis gempa dinamik non-linear ini dapat dilakukan dengan analisis *pushover* (ATC 40, 1997). Pada dasarnya analisis *pushover* ini cukup sederhana, yaitu suatu beban statik tertentu diberikan secara *incremental* dalam arah lateral pada pusat massa tiap lantai dari suatu bangunan hingga tercapai keruntuhan pada elemen struktur atau batasan *displacement*-nya terlampaui.

Perencana harus dapat mengetahui perilaku struktur pada saat terjadinya gempa. Suatu struktur bangunan dengan daktilitas tertentu ketika terkena beban gempa dengan periode ulang tertentu harus mempunyai ketahanan gempa sesuai dengan perencanaan, sehingga dapat diketahui tingkat kerusakannya (*damage index*) pada saat terkena gempa dengan periode tersebut. Tetapi, untuk mendapatkan nilai *damage index* pada periode tertentu berdasarkan ratio daktilitas diperlukan suatu analisis yang rumit dan program komputer masih sangat sedikit untuk analisis hal ini. Tingkatan *damage index* dapat diganti dengan tingkat kinerja struktur dengan mencari besarnya deformasi lateral (*drift*) pada atap.

Dalam kajian ini dicoba untuk menganalisis perilaku struktur dari gedung baru fakultas ilmu administrasi (FIA) Universitas Brawijaya Malang akibat pembebanan gempa dinamik, dengan analisis struktur 3 dimensi. Digunakan analisa *pushover* sebagai alternative perhitungan pembebanan gempa dinamik. Program komputer yang akan dipakai untuk analisis struktur menggunakan SAP 2000. Analisis ini diharapkan dapat menggambarkan perilaku dan tingkat kinerja (*performa*) dari struktur gedung tersebut.

1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang dapat dirumuskan untuk dianalisis dalam penulisan ini adalah sebagai berikut :

1. Besarnya deformasi lateral (*drift*) yang terjadi pada struktur bangunan tersebut dengan bentuk yang tidak beraturan.
2. Tingkat daktilitas struktur bangunan ?
3. Mengetahui tingkat pelayanan dari struktur bangunan tersebut.

1.3. Batasan Masalah

Batasan-batasan yang diberikan untuk penulisan adalah sebagai berikut :

1. Tidak merubah gambar arsitektur yang ada.
2. Pembebanan berdasarkan Peraturan Pembebanan untuk Gedung 1983.
3. Data struktur yaitu berupa dimensi struktur dan detail penulangan berdasarkan gambar bestek.
4. Mutu bahan berdasarkan mutu bahan yang tercantum dalam Rencana Kerja dan Syarat-syarat.
5. Perhitungan analisis struktur menggunakan SAP 2000 non-linear dengan beban gempa berupa statik non-linear *pushover*.
6. Analisis *pushover* dilakukan pada portal ujung-ujung pada bagian sumbu lemah yaitu Y-Y.

1.4. Tujuan Penulisan

Penulisan ini diharapkan mampu menggambarkan perilaku struktur yang tidak beraturan (*asimetris*) dengan pemodelan struktur 3 dimensi yang disimplifikasikan menjadi 2 dimensi dikenai beban gempa berupa statik *pushover* yang dianalisis dengan program komputer SAP 2000. Selain itu dapat mengetahui tingkat pelayanan (*performa*) dari gedung baru fakultas ilmu administrasi (FIA) Universitas Brawijaya Malang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Analisis struktur tidak beraturan akibat pembebanan gempa sangat sulit untuk menggambarkan perilaku strukturnya. Perilaku struktur menjadi tidak seragam pada tiap-tiap lantainya yang kemudian menghasilkan rotasi horisontal. Rotasi horisontal tersebut dapat digunakan sebagai acuan penentuan besarnya momen torsi pada setiap elemen struktur, sehingga tidak terjadi keruntuhan pada waktu terjadi gempa dengan periode ulang tertentu.

Suatu element struktur yang mengalami pembebanan akan menunjukkan perilaku atas pembebanan tersebut. Elemen struktur tersebut akan mengalami peningkatan linear, dimana besarnya regangan sebanding dengan tegangannya yang biasa disebut kondisi elastis. Penambahan beban akan mengakibatkan peningkatannya tidak linear lagi sampai mencapai keruntuhan kondisi ini disebut kondisi plastis. Sedangkan untuk struktur secara keseluruhan sifat non-linear muncul karena: adanya efek $P-\Delta$ pada bangunan, adanya displacement yang besar dan bentuk geometri dari bangunan itu sendiri

Tingkat daktilitas struktur sangat berhubungan dengan tingkat pelayanan (*performa*), dimana semakin besar tingkat daktilitas struktur akan memberikan suatu perpindahan lateral yang semakin besar dan tingkat pelayanan dari struktur tersebut menjadi sangat jelek. Tingkat pelayanan ini dapat secara nyata terlihat pada waktu terjadi gempa pergerakannya akan sangat terasa dan akan mengakibatkan kerusakan pada tiap-tiap subsistem struktur gedung.

Analisis statik non-linear pushover merupakan suatu metode perhitungan yang berdasarkan filosofi Desain Gempa Berdasarkan Daya Guna yang mempunyai 2 elemen utama pada prosedur perhitungannya yaitu tuntutan gaya gempa (*demand*) dan kapasitas dari struktur (*capacity*). Secara garis besar langkah-langkah yang harus dilakukan pada analisis *pushover* adalah menghitung kapasitas struktur dan menentukan besarnya *demand* dengan periode ulang tertentu, yang kemudian dari kedua grafik ini dicari titik dimana kapasitas struktur mampu menahan *demand* yang diberikan.

Kapasitas, *demand* dan daya guna (*performa*) dalam ATC 40, 1997 secara garis besar ialah :

➤ Kapasitas

Besarnya nilai kapasitas ini sangat tergantung pada kekuatan dan besarnya deformasi dari masing-masing elemen struktur. Pada analisis non-linear kapasitas struktur telah melebihi batas elastisnya hingga mencapai kondisi diambang keruntuhan.

➤ Demand

Merupakan suatu bentuk pembebanan gempa yang digambarkan dalam bentuk respon spektrum dari suatu pencatatan kejadian gempa pada suatu lokasi tertentu.

➤ Daya guna (*performa*)

Nilai daya guna ini sangat tergantung pada kapasitas struktur yang tersedia untuk mengatasi *demand* yang ada, dengan kata lain struktur harus memiliki kapasitas untuk menahan *demand* dari gempa sedemikian rupa, sehingga daya guna dari struktur sesuai dengan objektivitas desain yang diinginkan.

2.2. Analisis Struktur

Perilaku dari struktur tidak beraturan (*asimetris*) yang diberikan suatu gaya gempa akan menghasilkan suatu perpindahan yang nilainya berbeda-beda pada tiap lantainya. Perpindahan yang terjadi untuk analisis 3 dimensi akan memberikan perpindahan translasi pada arah sumbu-x dan sumbu-y, serta rotasi yang secara langsung terjadi akibat gaya gempa hanya pada salah satu arah saja. Pada bangunan beraturan (*simetris*) ketika diberikan suatu beban gempa maka perpindahan yang terjadi hanya berupa translasi pada arah gempa yang ditinjau. Rotasi yang terjadi pada struktur tidak beraturan akibat adanya perbedaan letak titik pusat massa dan pusat kekakuan. Besarnya nilai eksentrisitas mempengaruhi besarnya momen torsi yang terjadi pada lantai tersebut.

Gaya horisontal pada tiap lantai dipengaruhi oleh besarnya massa dan tinggi dari lantai yang ditinjau terhadap titik penjepitan lateral. Taraf penjepitan lateral merupakan suatu titik penyaluran gerakan tanah akibat gaya gempa yang dipindahkan kepada struktur, dimana titik ini hanya bergerak mengikuti gerakan tanah. Besarnya gaya horisontal pada tiap lantai merupakan kopel momen dari gaya gempa dari taraf penjepitan lateral terhadap tinggi lantai yang ditinjau.

Analisis struktur 3 dimensi memberikan suatu hasil yang sangat majemuk, karena derajat ketidak-tentuan kinematis yang diberikan pada satu joint sangat banyak yaitu 6. Kemajemukan ini dapat disimplifikasikan dengan memecah-mecah struktur 3 dimensi menjadi portal-portal 2 dimensi yang hanya bertranlasi pada arah gaya gempa. Pada struktur tidak beraturan besarnya gaya horisontal pada masing-masing portal berbeda-beda tergantung pada kekakuan dan rotasi yang terjadi pada lantai tersebut.

Pada penulisan ini analisis struktur menggunakan program bantuan komputer yaitu SAP 2000. Analisis yang digunakan dalam program ini ialah metode elemen hingga (*finite elemen method*) yang merupakan perluasan dari metode perpindahan (*displacement method*) atau yang lebih dikenal dengan metode kekakuan (*stiffness method*). Sebelum masuk kedalam pembahasan metode elemen hingga (*finite elemen method*) akan diberikan penjelasan mengenai metode kekakuan (*stiffness method*).

Metode kekakuan mempunyai tingkat analisis yang lebih baik dibandingkan dengan metode gaya (*force method*). Pada metode gaya (*force method*) besaran yang tak diketahui adalah gaya kelebihan (*redundant*) yang dipilih secara sembarang, sedangkan dalam metode kekakuan (*stiffness method*) yang tak diketahui adalah perpindahan titik kumpul struktur. Perpindahan titik kumpul struktur dalam metode kekakuan menghasilkan jumlah yang tak diketahui sama dengan derajat ketidak-tentuan (*indeterminacy*) kinematis, sehingga dapat menganalisis struktur statis taktentu dengan derajat ketidak-tentuan (*indeterminacy*) kinematis yang lebih banyak (tinggi).

Secara matematis metode kekakuan merupakan hubungan gaya dan perpindahan yang dapat ditulis :

$$\{F\} = [K] \cdot \{X\}$$

dimana : $\{F\}$ merupakan gaya-gaya yang diberikan pada titik diskrit akibat diberikan perpindahan sebesar $\{X\}$ pada titik tersebut, $[K]$ menyatakan kekakuan dari struktur.

Metode elemen hingga (*finite elemen method*) merupakan metode yang membagi-bagi suatu kontinum menjadi beberapa bagian kecil yang berhingga (bukan kecil tak berhingga) dan dihubungkan bersama-sama disejumlah titik simpul. Proses pembagian suatu kontinum menjadi elemen-elemen hingga disebut proses *diskritisasi* (pembagian). Dengan menggunakan metode elemen hingga kita mengubah suatu masalah yang memiliki jumlah derajat kebebasan tidak berhingga menjadi suatu masalah dengan jumlah derajat kebebasan tertentu, sehingga dalam pemecahannya akan lebih sederhana.

Konsep analisis metode elemen hingga ialah dengan menganggap bentuk perpindahan atau pola tegangan dalam elemen dan menggunakan dalil energi akan didapatkan penurunan dari matrik kekakuan yang menghubungkan gaya simpul (*nodal force*) dan perpindahan titik simpul pada elemen. Prosedur analisis elemen hingga yang dapat diselesaikan secara numerik adalah sebagai berikut :

1. Kontinum dibagi menjadi elemen-elemen berhingga berdimensi 2 atau 3 oleh garis atau bidang permukaan fiktif.
2. Tentukan titik-titik pada elemen yang diperlakukan sebagai titik nodal dimana syarat keseimbangan dan kompatibilitas harus dipenuhi.
3. Asumsikan fungsi peralihan pada setiap elemen sedemikian rupa, sehingga peralihan pada setiap titik sembarang dipengaruhi oleh titik nodalnya.
4. Pada setiap elemen khusus yang dipilih harus memenuhi persyaratan hubungan regangan-peralihan dan hubungan tegangan-regangan.
5. Tentukan kekakuan dan beban titik ekuivalen untuk setiap elemen dengan menggunakan prinsip energi.
6. Turunkan persamaan keseimbangan untuk setiap titik nodal dari diskretisasi kontinum ini sesuai dengan kontribusi elemennya.
7. Selesaikan persamaan keseimbangan untuk mencari peralihan titik nodal.
8. Hitung tegangan pada titik-titik tertentu dalam elemen.
9. Tentukan reaksi perletakan pada titik nodal yang tertahan bila diperlukan.

2.2.1 Waktu Getar Alami Struktur

Suatu osilator yang diberikan suatu gaya / digetarkan akan bergerak sesuai dengan gaya yang diberikan, semakin besar gaya yang diberikan maka waktu yang dibutuhkan untuk kembali ke keadaan diam semakin lama. Akan tetapi, periode waktu yang diperlukan untuk kembali ke posisi awal adalah tetap (*konstan*). Perubahan amplitudo sampai mencapai keadaan diam merupakan pengaruh dari gaya gesekan (*friction*) atau gaya redam (*damping*).

Struktur atau benda yang mengalami kondisi getaran bebas (*free vibration*) strukturnya sama sekali tidak dipengaruhi oleh gaya luar (gaya atau gerak penyokong) dan gerakanya hanya dipengaruhi oleh kondisi awal. Pola gerak dari struktur yang bergetar bebas akan mempunyai nilai amplitudo yang konstan pada frekuensi naturalnya. Kondisi struktur yang mampu bergetar bebas sampai saat ini masih sulit didapatkan. Namun, analisis struktur

yang bergerak bebas memberikan sifat dinamis yang paling penting dari struktur yaitu frekuensi natural dan perubahan bentuk (*modal shape*).

Sebuah sistem berderajat tunggal (*single degree of freedom*) yang tak teredam (*undamped*) dapat dirumuskan dalam persamaan gerak oleh d'Alembert dan hukum Newton kedua yang menyatakan bahwa sebuah sistem dapat dibuat dalam keadaan keseimbangan dinamis dengan menambahkan sebuah gaya fiktif pada gaya-gaya luar yang biasanya disebut gaya inersia. Persamaan tersebut ialah :

$$m\ddot{u} + ku = 0 \dots\dots\dots(2.2.1.a)$$

dengan : m = massa dari benda bergetar

k = kekakuan dari pegas

u = perpindahan

\ddot{u} = kecepatan

Solusi persamaan diatas dilakukan dengan pendekatan differensial orde dua sebagai berikut :

$$u = A \cos \omega t \dots\dots\dots(2.2.1.b)$$

$$u = B \sin \omega t \dots\dots\dots(2.2.1.c)$$

sedangkan: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \dots\dots\dots(2.2.1.d)$

Konstanta A dan B merupakan konstanta yang tergantung pada kondisi awal gerak. Karena persamaan (2.2.1.b) dan (2.2.1.c) adalah solusi dari persamaan (2.2.1.a) sedangkan persamaan differensial adalah linear maka superposisi dari solusi ini adalah :

$$u = A \cos \omega t + B \sin \omega t \dots\dots\dots(2.2.1.e)$$

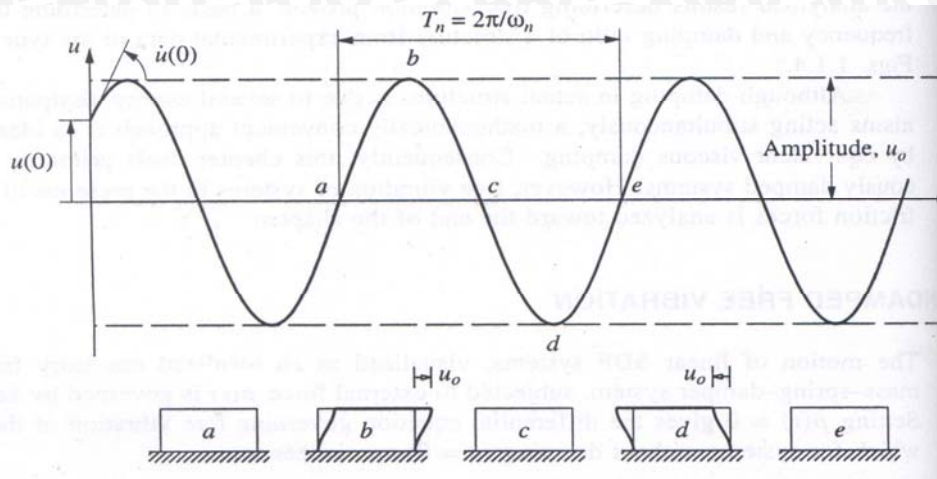
$$\dot{u} = -A\omega \sin \omega t + B\omega \cos \omega t \dots\dots\dots(2.2.1.f)$$

Konstanta A dan B dapat ditentukan dari perpindahan u_0 dan kecepatan \dot{u}_0 pada kondisi awal (*initial condition*) yaitu pada saat $t = 0$, oleh karena itu nilai $u_0 = A$ dan $\dot{u}_0 = B\omega$.

Maka didapatkan persamaan :

$$u = u_0 \cos \omega t + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin \omega t \dots\dots\dots(2.2.1.g)$$

yang merupakan perpindahan u dari osilator sederhana sebagai fungsi dari variabel waktu t. Berikut ditampilkan grafik fungsi dari perpindahan dari persamaan (2.2.1.g) :



Gambar 2.1. Getaran bebas dari sistem tak teredam

Dari gambar tersebut dapat diketahui bahwa getaran tersebut merupakan gerak harmonis (*harmonic*) dan oleh karena itu periodik. Titik a-b-c-d-e pada grafik perpindahan-waktu menggambarkan satu putaran dari sistem yang bergetar bebas.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \dots\dots\dots(2.2.1.h)$$

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{\omega_n}{2\pi} \dots\dots\dots(2.2.1.i)$$

dengan : T_n = periode natural dari sistem

f_n = frekuensi natural dari sistem

ω_n = frekuensi natural siklis

Penentuan frekuensi natural dan pola normal (*normal modes*) dari struktur bangunan yang terdiri dari beberapa lantai dengan kekakuan dan massanya masing-masing dilakukan dengan vektor gaya $\{F\}$ sama dengan nol. Hal ini dapat dilakukan dengan menganggap bahwa tiap lantai dari struktur berupa gumpalan massa dengan kekakuan tiap-tiap antar lantai. Pada analisis ini kekakuan antar lantai hanya ditinjau pada arah gaya saja dan tidak memasukkan kekakuan dari diafragma akibat rotasi.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \dots\dots\dots(2.2.1.j)$$

dengan : $u_i = a_i \sin(\omega t - \alpha)$, $i = 1, 2, 3, \dots, n$

$$\{u\} = \{a\} \sin(\omega t - \alpha) \dots\dots\dots(2.2.1.k)$$

dengan : a_i = amplitudo gerak dari koordinat ke-i

$[M]$ = matrik massa

$[K]$ = matrik kekakuan

untuk kolom dengan kedua ujungnya terjepit : $k = \frac{12EI}{L^3}$ (2.2.1.l)

untuk kolom dengan satu ujung terjepit dan ujung lain berengsel : $k = \frac{3EI}{L^3}$ (2.2.1.m)

Substitusikan persamaan (2.2.1.k) kedalam persamaan (2.2.1.j) didapatkan :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{a\} = \{0\} \dots\dots\dots(2.2.1.n)$$

Permasalahan matematis ini merupakan kumpulan n buah sistem aljabar homogen dari persamaan linear dengan n derajat kebebasan dari besaran perpindahan a_i yang tak diketahui dan juga parameter ω^2 . Persamaan (2.2.1.n) yang merupakan permasalahan "eigenproblem". Solusi nontrivialnya dengan tidak semua harga $a_i = 0$, maka diperlukan faktor-faktor matrik $\{a\}$ sama dengan nol.

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots\dots\dots(2.2.1.o)$$

Solusi dari persamaan (2.2.1.o) mempunyai bentuk persamaan polynomial derajat n dalam besaran ω^2 . Setiap harga ω^2 yang memenuhi akan didapatkan nilai-nilai a_1, a_2, \dots, a_n yang merupakan ratio amplitudo dari perpindahan yang terjadi pada struktur. Matrik $\{a\}$ dapat juga disebut *matrik normalisasi* yang nantinya digunakan untuk mencari besarnya *displacement* yang terjadi pada struktur.

2.2.2 Waktu Getar Rayleigh

Penyelesaian dari persamaan differensial dari sistem yang bergetar bebas menggunakan prinsip *kerja virtual* telah dijelaskan diatas. Metode lain dapat digunakan untuk memecahkan keseimbangan dinamis dari sistem yang bergetar bebas dengan menggunakan prinsip kekekalan energi (*principle of conservation of energy*). Prinsip kekekalan energi ialah bila tak ada gaya luar yang bekerja pada sistem dan tak ada kehilangan energi akibat redaman maka energi total dari sistem harus tetap konstan selama gerakan.

Frekuensi natural dari metode Rayleigh dengan menggunakan prinsip kekekalan energi didapatkan dengan menyamakan energi kinetis maksimum dengan energi potensial maksimum.

$$\omega = \sqrt{\frac{g \sum m_i y_i}{\sum m_i y_i^2}} \dots\dots\dots(2.2.2.a)$$



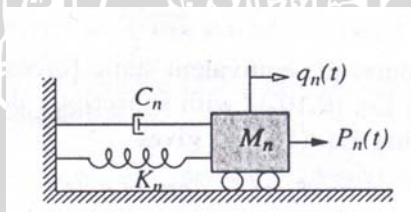
$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i y_i}{g \sum_{i=1}^n F_i y_i}} \dots\dots\dots(2.2.2.b)$$

Pada perencanaan suatu struktur nilai dari metode rayleigh merupakan batasan dari kenyamanan struktur dengan pembebanan gempa. Berdasarkan SNI-1726-2002 waktu getar alami dari struktur boleh menyimpang lebih dari 20% (keatas atau kebawah) bila digunakan analisis matematis lain.

2.2.3 Analisis Respon Modal

Analisis respon modal difungsikan untuk menentukan besarnya respon struktur terhadap beban gempa yang diberikan. Dari analisis ini akan didapatkan besarnya gaya horisontal yang terjadi pada struktur dari berbagai mode yang terjadi pada struktur. Pada penulisan ini analisis dilakukan dengan anggapan terjadi pergerakan pada satu arah sumbu saja, sehingga besarnya nilai rotasi tidak dimunculkan. Meskipun, nilai rotasi tidak dapat diberikan nilai ini bisa diperoleh dari perhitungan perpindahan yang terjadi pada portal ujung-ujung yang kemudian dicari besar dari sudut selisih nilainya.

Analisis modal pada sistem berderajat banyak (*multi degree freedom*) tidak terlepas dari persamaan gerak :



Gambar 2.2. Sistem single degree freedom

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t) \dots\dots\dots(2.2.3.a)$$

dengan gaya eksternal pada struktur adalah P(t), sedangkan parameter lain telah dijelaskan pada bab sebelumnya. Tetapi, dalam analisis modal nilai *damping* tidak dibutuhkan karena *damping* sesungguhnya dapat dicari dari analisis *pushover*. Analisis modal dapat dihasilkan dari respon riwayat waktu dan respon spektra, tetapi sebelum membahas penggunaan respon spektra dalam analisis modal dilakukan pembahasan terlebih dahulu pada respon riwayat waktu. Hal ini dilakukan karena pada dasarnya respon spektra merupakan hasil penggambaran dari respon riwayat waktu.

Pada persamaan (2.2.3.a) besarnya perpindahan \mathbf{u} dari sistem MDF diberikan dalam bentuk kontribusi modal :

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) = \Phi \mathbf{q}(t) \dots\dots\dots(2.2.3.b)$$

dengan : Φ = Matrik modal

ϕ_r = Matrik normalisasi pada mode ke-r

q_r = Koordinat modal pada mode ke-r

Jadi lebih tepatnya dari persamaan (2.2.3.b) besarnya perpindahan \mathbf{u} didapatkan dari koordinat modal yang telah dinormalisasikan. Jika mode ke-r dipadukan dengan mode ke-n dengan mengalikan tiap bagian dengan ϕ_n^T persamaan gerak dinamis menjadi :

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T m \phi_r \ddot{q}_r + \sum_{r=1}^N \phi_n^T c \phi_r \dot{q}_r + \sum_{r=1}^N \phi_n^T k \phi_r q_r = \phi_n^T p(t)$$

Bila ditulis secara ringkas dan persamaan modal dalam sistem gerak tersebut menggunakan *classical damping* dengan $r \neq n$ menjadi :

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t) \dots\dots\dots(2.2.3.c)$$

Untuk menentukan besarnya kontribusi modal pada $P_n(t)$ dipakai vektor \mathbf{s} sebagai gaya semu yang terjadi pada struktur :

$$P(t) = -m l \ddot{u}_g(t) = \mathbf{s} p(t) \dots\dots\dots(2.2.3.d)$$

Dengan vektor \mathbf{s} :

$$\mathbf{s} = -m l = \Gamma_n m \phi_n \dots\dots\dots(2.2.3.e)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T m l \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n$$

dengan : M_n = matrik diagonal massa

C_n = damping

K_n = matrik diagonal kekakuan

m = unit mass

l = vektor gaya

Γ_n = faktor partisipasi modal

Jika dikembalikan dalam persamaan gerak dinamis :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \Gamma_n P_n(t) \dots\dots\dots(2.2.3.f)$$

besarnya koordinat modal q_n :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$$

maka didapatkan besarnya perpindahan u pada mode ke- n :

$$u_n(t) = \emptyset_n q_n(t) = \Gamma_n \emptyset_n D_n(t) \dots\dots\dots(2.2.3.f)$$

sedangkan gaya statik ekuivalen f_n :

$$f_n(t) = s_n A_n(t) = \Gamma_n m \emptyset_n A_n(t) \dots\dots\dots(2.2.3.g)$$

Bila ditinjau dalam analisis respon spektra didasarkan pada nilai puncak gaya dan perpindahan. Secara ringkas gaya-gaya respon modal statis adalah sebagai berikut :

$$u_{jn} = \Gamma_n \emptyset_{jn} D_n \dots\dots\dots(2.2.3.h)$$

$$\Delta_{jn} = \Gamma_n (\emptyset_{jn} - \emptyset_{j-1n}) D_n \dots\dots\dots(2.2.3.i)$$

$$f_{jn} = \Gamma_n m_j \emptyset_{jn} A_n \dots\dots\dots(2.2.3.j)$$

$$V_{bn} = V_{bn}^{st} A_n = \Gamma_n L_n^h A_n \dots\dots\dots(2.2.3.k)$$

$$M_{bn} = M_{bn}^{st} A_n = A_n \sum_{j=1}^N h_j s_{jn} \dots\dots\dots(2.2.3.l)$$

dengan : $\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n}$ $L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}$ $M_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2$

- dengan : D_n = perpindahan pada mode ke- n
- A_n = percepatan pada mode ke- n
- \emptyset_{jn} = matrik normalisasi pada mode ke- n
- u_{jn} = perpindahan lantai ke- j pada mode ke- n
- Δ_{jn} = drift story pada lantai ke- j dan mode ke- n
- f_{jn} = gaya statik pada lantai ke- j dan mode ke- n
- V_{bn} = gaya geser dasar pada mode ke- n
- M_{bn} = momen guling pada mode ke- n

Besarnya gaya-gaya yang didapatkan pada masing-masing mode dari analisis respon spektra harus dikombinasikan untuk mendapatkan nilai puncak dari respon struktur. Berdasarkan SK-SNI 1726 - 2002 bab 7.2 hal 30 bahwa perhitungan respon dinamik pada gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami berdekatan dengan selisih 15% harus dilakukan metode kombinasi kuadratik lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC), sedangkan untuk jarak waktu getar alami yang berjauhan dilakukan dengan metode akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Square* atau SRSS).

Kombinasi respon untuk metode SRSS :

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \dots\dots\dots(2.2.3.m)$$

kombinasi respon untuk metode CQC :

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(2.2.3.n)$$

untuk $i \neq n$

dengan :

r_o = respon puncak pada struktur

r_{no} = respon pada mode ke-n

ρ_{in} = koefisien cross-corelation pada mode ke-i dan ke-n

2.3. Kinerja Struktur

Pembahasan suatu kinerja struktur dengan suatu pembebanan, sebelumnya harus memahami konsep *Strength Based Design* dan *Perfomance Based Design* yang akan dibahas sebagai berikut :

2.3.2 Strength Based Design

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

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

Dua macam batasan kinerja struktur dalam konsep *Strength Based Design* (Paulay,1992) adalah sebagai berikut :

1. Serviceability Limite State

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

2. Survival Limit State

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

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

2.3.2 Performance Based Design

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

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

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

Asian Concrete Model Code (ACMC) adalah suatu standar yang diharapkan dapat memberikan standarisasi terhadap berbagai macam standar negara-negara di wilayah Asia. Sesuai dengan tujuan desain gempa berdasarkan daya guna (*performance based seismic design*) yaitu penetapan tingkat kinerja struktur dari berbagai tingkat intensitas gempa dan beberapa kondisi batas rencana, ACMC menetapkan tiga tingkatan intensitas gempa dengan rentang periode ulang gempa yang dapat disesuaikan, tergantung kepada fungsi dan umur efektif bangunan, yaitu :

- a. Gempa kecil sampai sedang (*minor to moderate earthquake*) dengan periode ulang 20-200 tahun. Gempa ini dapat terjadi beberapa kali selama umur efektif bangunan.
- b. Gempa kuat (*severe earthquake*) dengan periode ulang 500 tahun. Gempa ini dapat terjadi sekali selama umur efektif bangunan.
- c. Gempa terkuat (*ultimate earthquake*) dengan periode ulang 1000 tahun atau lebih. Gempa ini terjadi pada lokasi bangunan yang berada pada kawasan rawan gempa.

ACMC menetapkan tiga kondisi batas yang dapat disesuaikan oleh perencana struktur sebagai dasar untuk memeriksa dan mengevaluasi kinerja bangunan terhadap gempa. Masing-masing kondisi batas harus memiliki beberapa kriteria penilaian, seperti tingkat kerusakan (*damge index*), batasan simpangan antar tingkat (*drift*) dan sebagainya. Tiga kondisi batas ACMC tersebut adalah :

1. *Serviceability limit state*

Pada batasan ini fungsi bangunan dapat dipertahankan, dalam arti kegiatan operasional masih bisa tetap berfungsi. Kerusakan yang terjadi hanya pada elemen-elemen non-struktural saja. Selain itu, tidak terjadi sendi plastis pada elemen struktur yang pada mulanya memang direncanakan untuk mengalami sendi plastis, walaupun elemen struktur tersebut sudah mengalami retak.

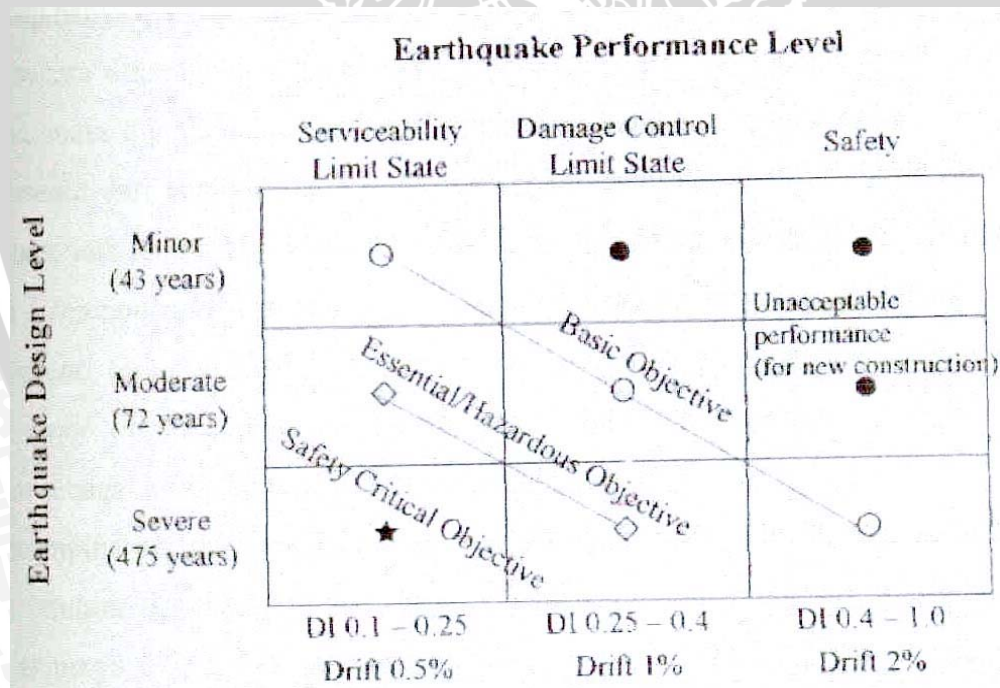
2. *Damage control limit state*

Pada batasan ini kerusakan yang terjadi pada daerah sendi plastis dan dalam kondisi yang dapat diperbaiki. Untuk daerah yang berada diluar sendi plastis tidak mengalami kelelahan, sedangkan elemen-elemen struktur yang ada tidak mengalami kegagalan geser.

3. *Safety limit state*

Pada batasan ini kehilangan ketahanan struktur turun secara drastis didalam memikul beban lateral tidak terjadi dan integritas struktur untuk memikul beban grafitasi masih efektif, tetapi struktur sudah tidak dapat dipakai lagi.

Tingkatan kinerja struktur (*earthquake performance level*) pada gambar 2.2 menggambarkan hubungan antara tingkat intensitas gempa dengan besarnya simpangan antar lantai (*drift*). Dengan adanya gambaran ini pihak perencana dan pihak yang memiliki bangunan (*owner*) dapat memilih kriteria yang tepat dalam mendeskripsikan tingkat kerusakan (*damage index*) yang terjadi pada struktur tersebut dengan intensitas gempa yang dipilih.



Gambar 2.3. Tingkatan kinerja struktur (*earthquake performance level*)

ACMC 2001

Sedangkan tingkatan kinerja struktur menurut ATC 40, 1997 ditunjukkan pada tabel 2.1 dibawah ini :

Batas perpindahan	Tingkatan kinerja			
	Kondisi operational (<i>immediate ocupancy</i>)	Kondisi batas kontrol (<i>damage control</i>)	Kondisi (<i>life safety</i>)	Kondisi struktur stabil (<i>Structural stability</i>)
Perpindahan total maximum	0.01	0,01 - 0,02	0,02	0,33 Vi/Pi
Perpindahan pada kondisi inelastik maximum	0,005	0,005 - 0,015	Tak terhingga	Tak terhingga

Tabel 2.1. Tingkatan kinerja struktur berdasarkan ATC 40, 1997

2.4. Analisis Pushover

Analisis statik non linear *pushover* (ATC 40, 1997) merupakan salah satu komponen *Performance based design* yang menjadi sarana dalam mencari kapasitas dari suatu struktur. Dasar analisis dilakukan dengan peningkatan beban statik tertentu dalam arah lateral yang nilainya ditingkatkan berangsur-angsur (*incremental*) secara proporsional pada struktur hingga mencapai target *displacement* atau mencapai mekanisme diambang keruntuhan. Prosedur analisisnya akan menjelaskan bagaimana mengidentifikasi bagian-bagian dari bangunan yang akan mengalami kegagalan terlebih dahulu. Seiring dengan penambahan beban akan ada elemen-elemen yang lain mengalami leleh dan mengalami deformasi *inelastic*.

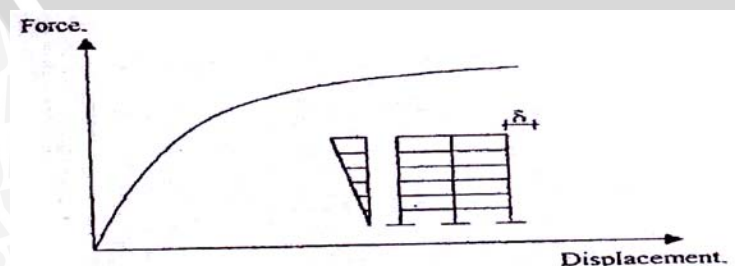
Hasil akhir dari analisis ini berupa nilai-nilai gaya-gaya geser dasar (*base shear*) untuk menghasilkan perpindahan dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut akan digambarkan dalam bentuk kurva kapasitas yang merupakan gambaran perilaku struktur dalam bentuk perpindahan lateral terhadap beban (*demand*) 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 *pushover* ini mode yang akan digunakan ialah mode pertama. Analisis yang menggunakan mode-mode yang lebih tinggi menghasilkan analisis yang lebih akurat dalam menggambarkan perilaku struktur, tetapi untuk mendapatkannya dibutuhkan variable dan data yang rumit, selain itu masih sangat sedikit analisis yang bisa digunakan untuk mendapatkan nilai ragam yang lebih tinggi. Walaupun demikian, analisis *static pushover* masih dapat digunakan untuk analisis gedung tidak beraturan yang mempunyai ragam yang tidak terlalu tinggi, berdasarkan analisis Benjamin Lumantara, Iksan Gunawan dan Eka Wijaya (2004).

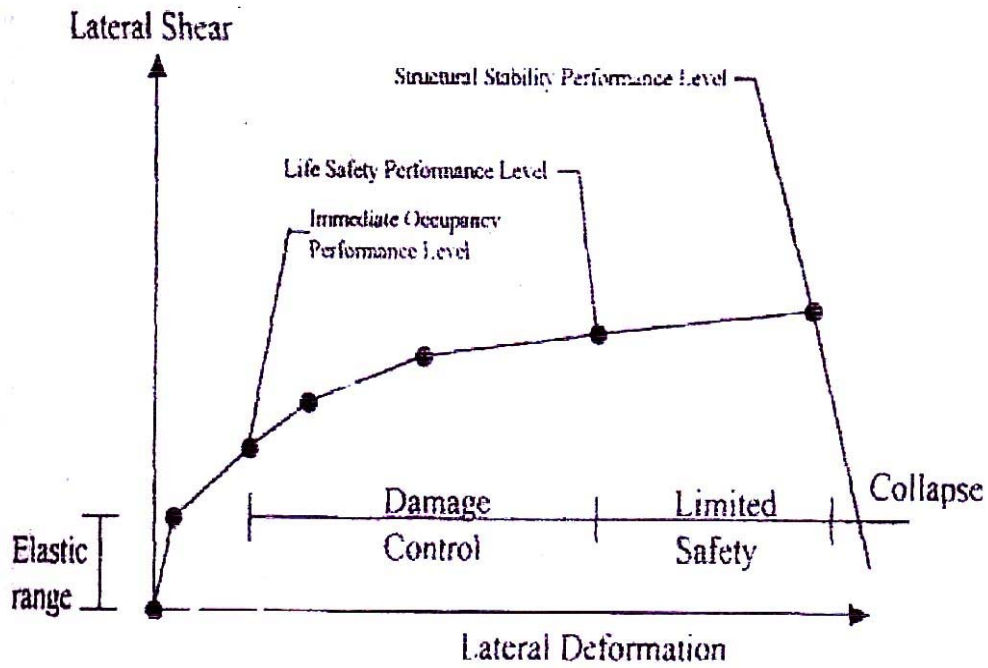
Prosedur perhitungan dengan analisa *pushover* berdasarkan ATC 40 (1997) adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model komputer struktur yang akan dianalisis secara 2 dimensi atau 3 dimensi.
2. Penentuan suatu kriteria *performance* seperti batas ijin simpangan pada lantai atap pada titik sendi tertentu.
3. Pembebanan struktur dengan gaya grafitasi.
4. Pembebanan struktur dengan beban gempa statik tertentu yang didapatkan dari standar yang berlaku dimasing-masing negara.
5. Penentuan titik kontrol (*control joint*) untuk memantau perpindahan, biasanya pada puncak struktur.
6. Struktur didorong (*push*) dengan pola pembebanan yang telah ditentukan sebelumnya secara bertahap (*incremental*) sampai mencapai keruntuhan suatu target perpindahan tertentu.
7. Penggambaran kurva kapasitas, yaitu kurva hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan besarnya perpindahan lateral (*displacement*).

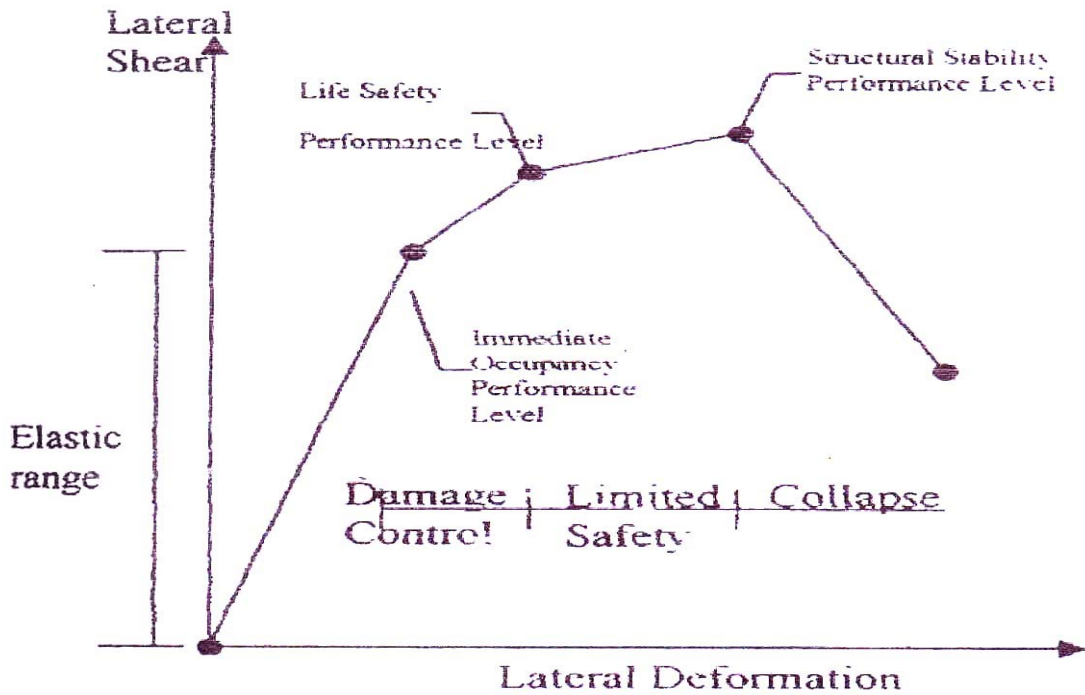
Pada gambar 2.3, gambar 2.4 dan gambar 2.5 merupakan contoh kurva kapasitas *pushover*.



Gambar 2.4. Kurva kapasitas dari hasil analisis *pushover* (ATC 40, 1997)



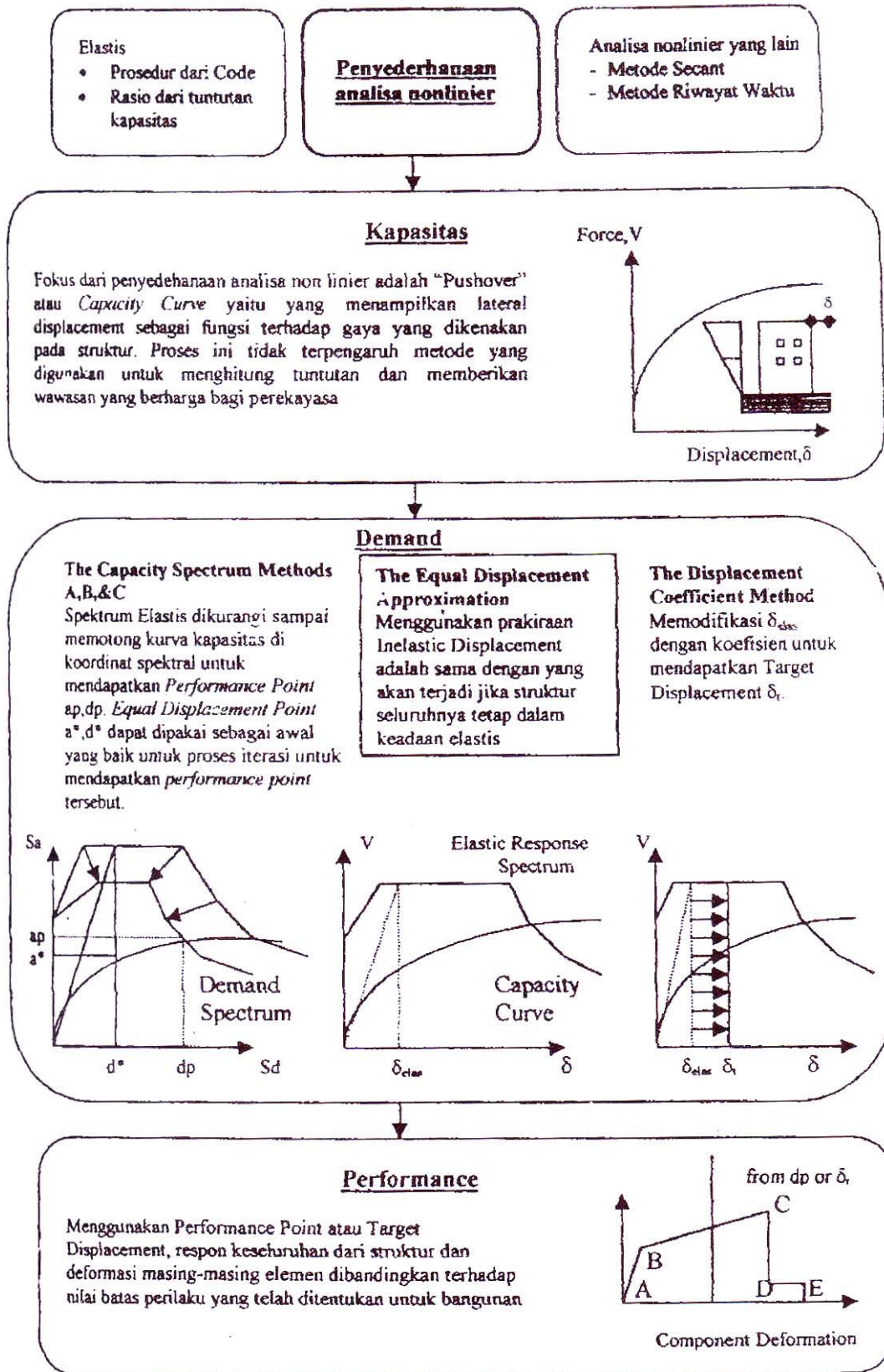
Gambar 2.5. Kurva kapasitas *pushover* untuk struktur dakatail (Boen, 1999)



Gambar 2.6. Kurva kapasitas *pushover* untuk struktur nondakatail (Boen, 1999)

Prosedur analisis kinerja bangunan dengan menggunakan statik non-linear ditampilkan pada gambar 2.7.

Prosedur Analisa



Gambar 2.7. Prosedur analisis kinerja (ATC 40, 1997)

Langkah-langkah analisis *pushover* :

2.4.1 Prosedur menentukan *capacity*

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

Langkah-langkah analisa SAP 2000 adalah sebagai berikut:

1. Memberi pembebanan leteral tiap tingkat pada struktur yang polanya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
2. Menghitung gaya-gaya dalam pada elemen-elemen struktur (beban grafitasi ikut dimasukkan, selain beban pada langkah 1).
3. Memperbesar beban lateral tersebut secara terus-menerus (*incremental*) sampai beberapa elemen atau kelompok elemen (misalnya : *joint*, *strut* pada *braced frame* atau *shear wall*) mencapai 10% tegangan lelehnya.
4. Mencatat besarnya *base shear* dan simpangan lateral atap yang terjadi.
5. Merevisi model struktur dengan memberikan *stiffness* yang sangat kecil bahkan nol untuk elemen-elemen yang leleh.
6. Memberikan beban lateral dengan *increment* yang baru pada struktur yang sudah direvisi sedemikian hingga ada elemen atau grup elemen lain yang leleh.
7. Menambahkan *increment* beban lateral dan *displacement* atap akumulatif dengan sebelumnya, sehingga diperoleh akumulasi *base shear* dan *roof displacement*.

2.4.2 Prosedur menentukan *demand*

Berdasarkan ATC 40 (1997) ada 2 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 2 kriteria, yaitu :
 1. Berada pada kurva spektrum kapasitas.
 2. Berada pada kurva *demand spectral* yang telah direduksi dari keadaan elastis (damping 5%).

- Ada 3 macam prosedur yang dapat dipilih dalam metode ini :
 1. **Prosedur A** : terbaik digunakan oleh pemula sebab paling mudah digunakan dalam *spreadsheet* dan paling mudah dipahami, merupakan cara analisis berdasarkan rumusan-rumusan tertentu.
 2. **Prosedur B** : melakukan penyederhanaan bilinear pada kurva kapasitas sehingga cara ini relative sedikit iterasinya , tetapi kurang jelas jika dibandingkan dengan prosedur A.
 3. **Prosedur C** : murni cara grafis sehingga paling tepat untuk penyelesaian manual tanpa *spreadsheet*, tetapi paling tidak jelas diantara ke 3 prosedur yang ada.

b. *Displacement coefficient method*

- Metode dengan proses numeric langsung dalam menghitung *displacement demand* , sehingga tidak perlu mengkonversi kurva kapasitas kedalam koordiant spectral.

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

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

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

$$S_a = \frac{v/w}{\alpha_1} \dots\dots\dots(2.4.2.a)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{1,roof}} \dots\dots\dots(2.4.2.b)$$

Dengan :

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \phi_{li}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \phi_{li}^2}{g} \right]} \dots\dots\dots(2.4.2.c)$$



$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \phi_{li}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \phi_{li}^2}{g}} \dots\dots\dots(2.4.2.d)$$

dengan :

Sa = percepatan spektral (*spectral acceleration*)

Sd = perpindahan spektral (*spectral displacement*)

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

α₁ = koefisien masa moda (*modal mass coefficient*) untuk moda pertama.

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

V = gaya geser dasar (*base shear*)

W = beban grafitasi

Δ_{roof} = perpindahan pada puncak (*roof displacement*).

$\frac{W_i}{g}$ = massa pada level i

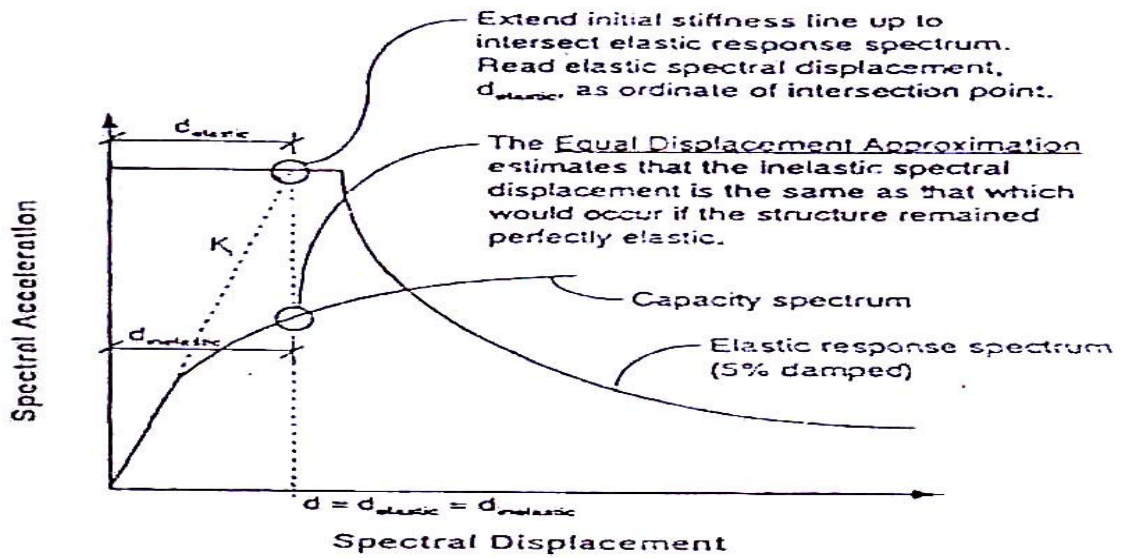
2. Menentukan spectrum respon elastis (damping 5%) sesuai dengan peraturan yang berlaku, kemudian mengkonversikanya dalam koordinat spektral dengan rumus :

$$S_d = \left(\frac{T}{2.\pi}\right)^2 . S_a \dots\dots\dots(2.4.2.e)$$

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

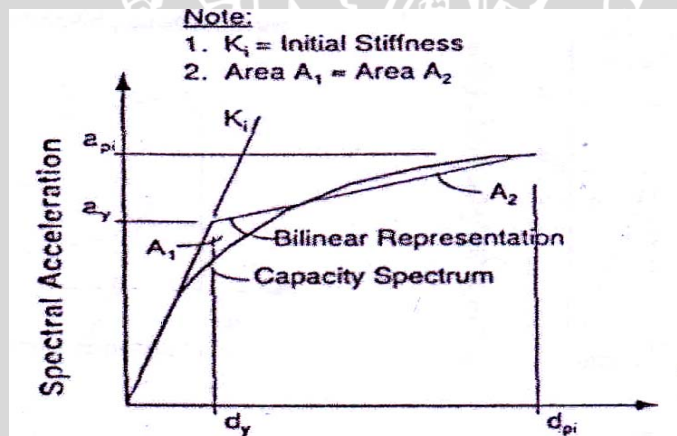
- a) Perpanjangan garis stiffness awal (*initial stiffness*) pada kurva spektrum kapasitas sampai memotong *demand spectral*.
- b) *Equal displacement approximation* memperkirakan bahwa *displacement spectral inelastik* sama dengan yang terjadi pada struktur jika struktur tetap elastis sempurna. Langkah 1-3 digambarkan dalam gambar 2.8





Gambar 2.8. Equal displacement approximation (ATC 40, 1997)

- Menentukan representasi Bi-linear guna memperkirakan besarnya *damping* efektif dan reduksi yang tepat untuk *demand* spektral dengan cara menarik garis *trial* pertama (d_{pi}, a_{pi}) memotong garis *initial stiffness* di (d_y, a_y) sedemikian, sehingga luasan daerah A_1 sama dengan A_2 (lihat gambar 2.9) :



Gambar 2.9. Representasi Bi-linier pada metode spektrum kapasitas (ATC 40, 1997)

- Menentukan besarnya *viscous damping* efektif :

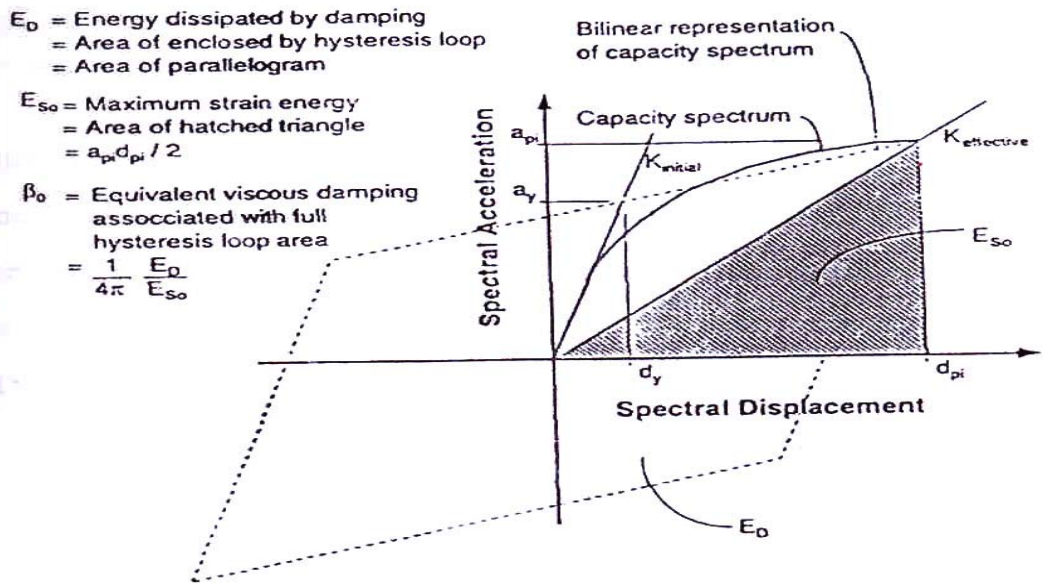
$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5 \dots \dots \dots (2.4.2.f)$$

β_0 merupakan *hysteresis damping* yang diberikan dalam *viscous damping* ekuivalen.

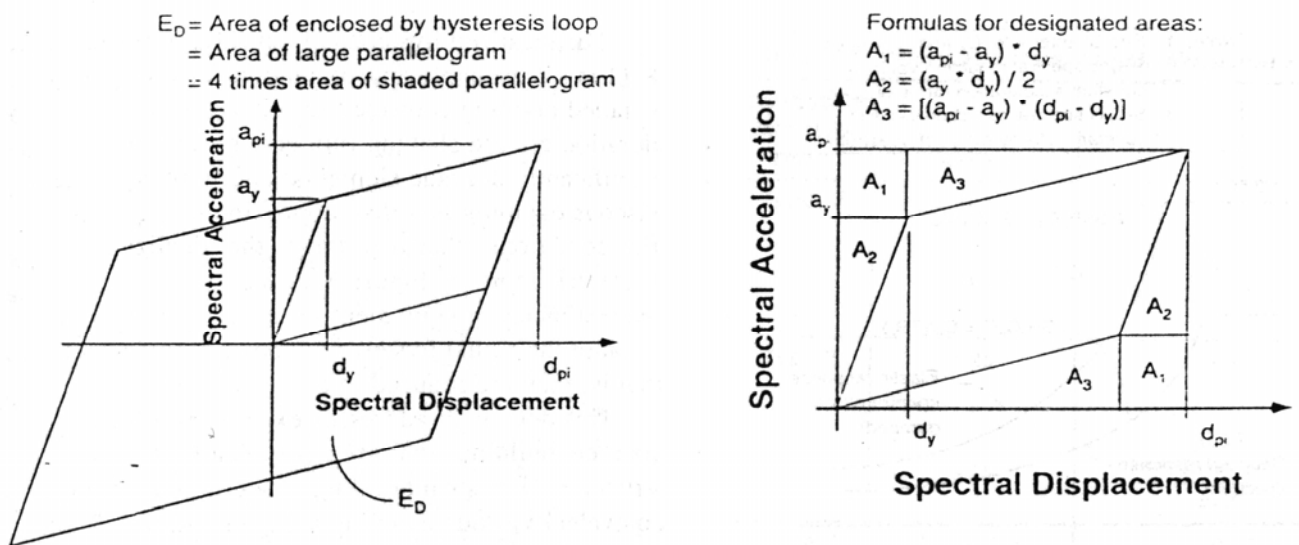
ATC 40, 1997 memakai rumus Chopra 1995, yaitu :

$$\beta_0 = \frac{E_D}{(4\pi \cdot E_{S0})} \dots \dots \dots (2.4.2.g)$$

dengan E_D adalah energi yang dipancarkan oleh *damping* dan E_{S0} adalah energi regangan maximum (lihat gambar 2.10 dan 2.11) :



Gambar 2.10. Damping untuk reduksi spektral



Gambar 2.11. Energi yang dipancarkan oleh damping

Pada gambar 2.10 dan 2.11 *hysteresis loop*-nya merupakan suatu pendekatan yang rasional untuk bangunan yang daktail penuh jika dikenai gempa periode pendek dan *viscous damping* ekivalen lebih kecil dari 30%. Untuk kondisi luar ini, *hysteresis loop* tersebut akan meng-*overestimate* besarnya *viscous damping* ekivalen.

$$E_D = 4 \times \text{daerah yang diarsir pada gambar 2.9} \dots\dots\dots (2.4.2.h)$$

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

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

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2} \dots\dots\dots (2.4.2.i)$$

Angka 5 pada persamaan (2.4.2.f) merupakan *viscous damping* pada struktur sebesar 5% yang dianggap konstan. K merupakan faktor modifikasi *viscous damping* ekuivalen yang tergantung pada perilaku struktural bangunan. Untuk kesederhanaan, ATC 40,1997 menggolongkan 3 kategori perilaku struktural seperti dalam tabel 2.2.

Tabel 2.2. Nilai faktor modifikasi *viscous damping* ekuivalen, K

Struktural Behavior Type	Struktural Behavior	β_o	K
A	Stabil, hysteresis loop paling mirip dengan gambar 2.8	$< 16,25$	1
		$\geq 16,25$	$1.13 - [0.51(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) / a_{pi} \cdot d_{pi}]$
B	Kurang stabil, hysteresis loop tereduksi sebagian	< 25	0.67
		≤ 25	$0.845 - [0.446(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) / a_{pi} \cdot d_{pi}]$
C	Hysteresis loop paling jelek	Berapapun	0.33

Sumber : ATC 40, 1997, 8-17

5. Menentukan besarnya reduksi spektrum respon relative :

$$S_{RA} = \left[\frac{3.21 - (0,68 \cdot \ln(\beta_{eff}))}{2.12} \right] \dots\dots\dots (2.4.2.j)$$

$$S_{RV} = \left[\frac{2.31 - (0,41 \cdot \ln(\beta_{eff}))}{1.65} \right] \dots\dots\dots (2.4.2.k)$$

Nilai S_{RA} dan S_{RV} tersebut harus lebih besar dari nilai pada tabel 2.3 , sedangkan tipe-tipe perilaku struktur dapat dilihat pada tabel 2.4. Gambar 2.11 memperlihatkan reduksi pada respon spektrum yang dilakukan dalam penulisan ini.

Tabel 2.3. Nilai minimum S_{RA} dan S_{RV}

Tipe perilaku struktur	S_{RA}	S_{RV}
Tipe A	0.33	0.5
Tipe B	0.44	0.56
Tipe C	0.56	0.67

Sumber : ATC 40, 1997, 8-17

Tabel 2.4. Tipe-tipe perilaku struktural

Shaking duration	Essentially new building	Average existing building	Poor existing building
Short	Tipe A	Tipe B	Tipe C
Long	Tipe B	Tipe C	Tipe C

Sumber : ATC 40, 1997, 8-19

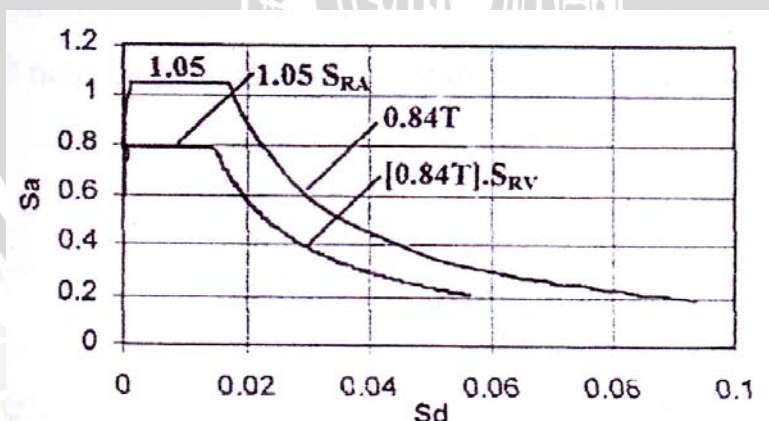
6. Menentukan besar masing-masing S_d dan S_a tereduksi dengan menggunakan persamaan :

$$S_a = 2.5 \times S_{RA} \times C_A \dots\dots\dots(2.4.2.i)$$

$$T_s = \frac{S_{RV} \times C_V}{2.5 \times S_{RA} \times C_A} \dots\dots\dots(2.4.2.m)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots(2.4.2.n)$$

Pada gambar 2.12 berikut ini ditunjukkan contoh *demand respon spectrum* sebelum direduksi dan sesudah direduksi.



Gambar 2.12. Reduksi pada respon spektrum elastis (damping 5%)

B. Langkah-langkah yang harus dilakukan pada **prosedur B** adalah sebagai berikut :

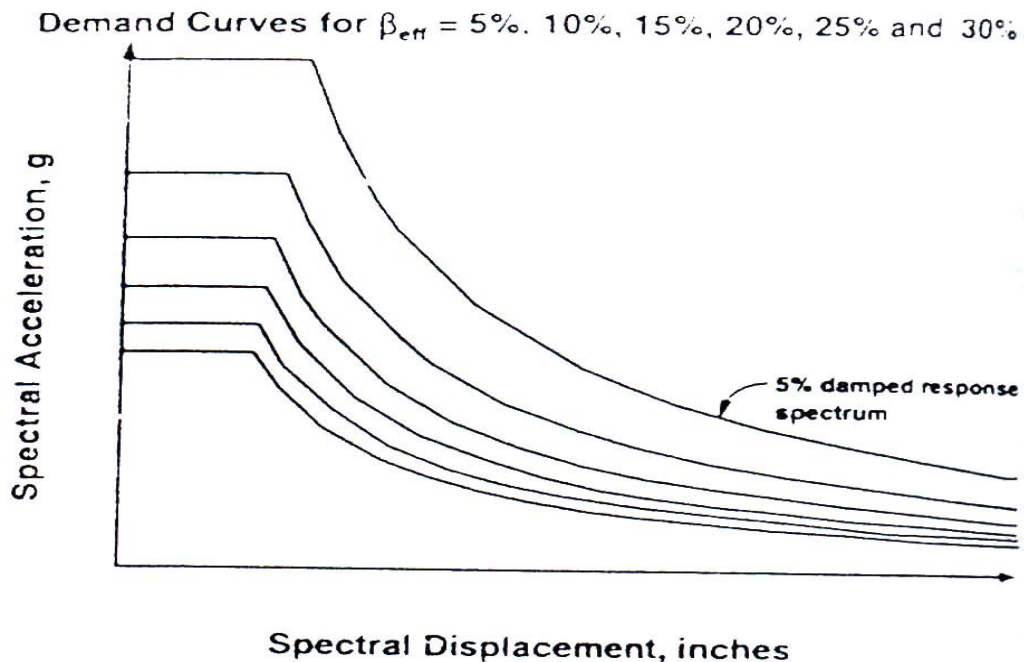
1. Pembuatan respon spektrum dengan redaman 5% sesuai dengan keadaan tanah setempat.
2. Gambarkan respon spektrum dengan redaman 5% dan gambarkan pula respon spektrum dengan redaman efektif antara 5% hingga nilai redaman maksimum yang diijinkan untuk tiap-tiap tipe perilaku struktur bangunan seperti dalam tabel 2.4. Nilai redaman maksimum (β_{eff}) untuk kontruksi tipe A adalah 40%, kontruksi tipe B adalah 29% dan kontruksi tipe C adalah 20%. Gambar 2.12 merupakan gambar kelompok respon spektrum.

$$S_a = 2.5 \times S_{RA} \times C_A$$

$$T_s = \frac{S_{RV} \times C_V}{2.5 \times S_{RA} \times C_A}$$

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

dengan : nilai S_{RA} dan S_{RV} dapat dilihat pada tabel 2.5 dengan masing-masing nilai *damping* efektif dan tipe struktur.



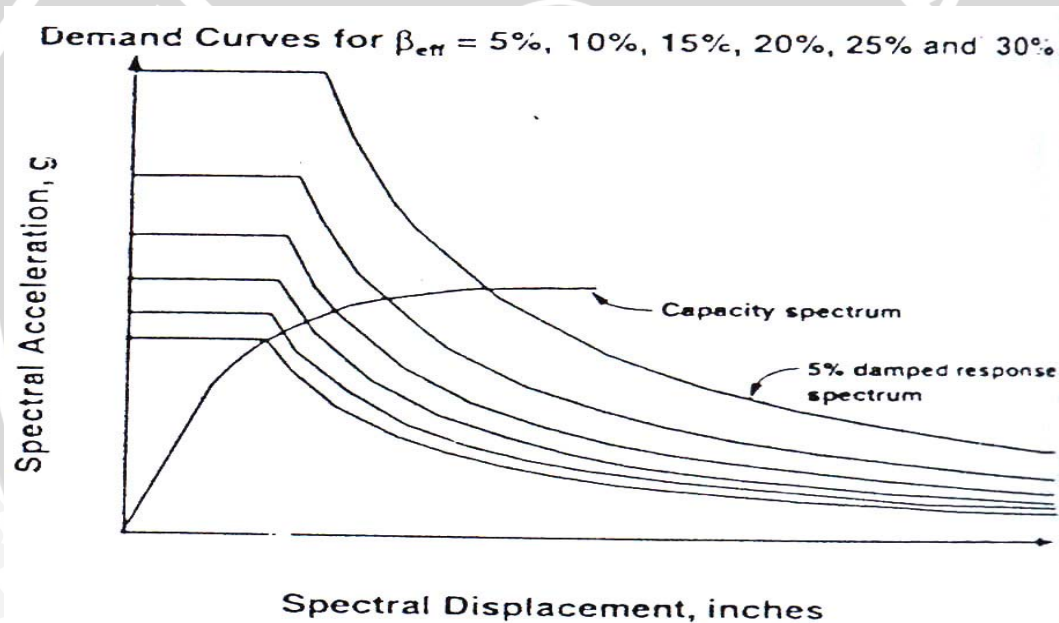
Gambar 2.13. Kelompok respon spektrum

Tabel 2.5. Faktor reduksi spektrum respon

β_0 (percent)	Behavior Type A			Behavior Type B			Behavior Type C		
	β_{eff}	SR_A (1/Bs)	SR_V (1/Bs)	β_{eff}	SR_A (1/Bs)	SR_V (1/Bs)	β_{eff}	SR_A (1/Bs)	SR_V (1/Bs)
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	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67

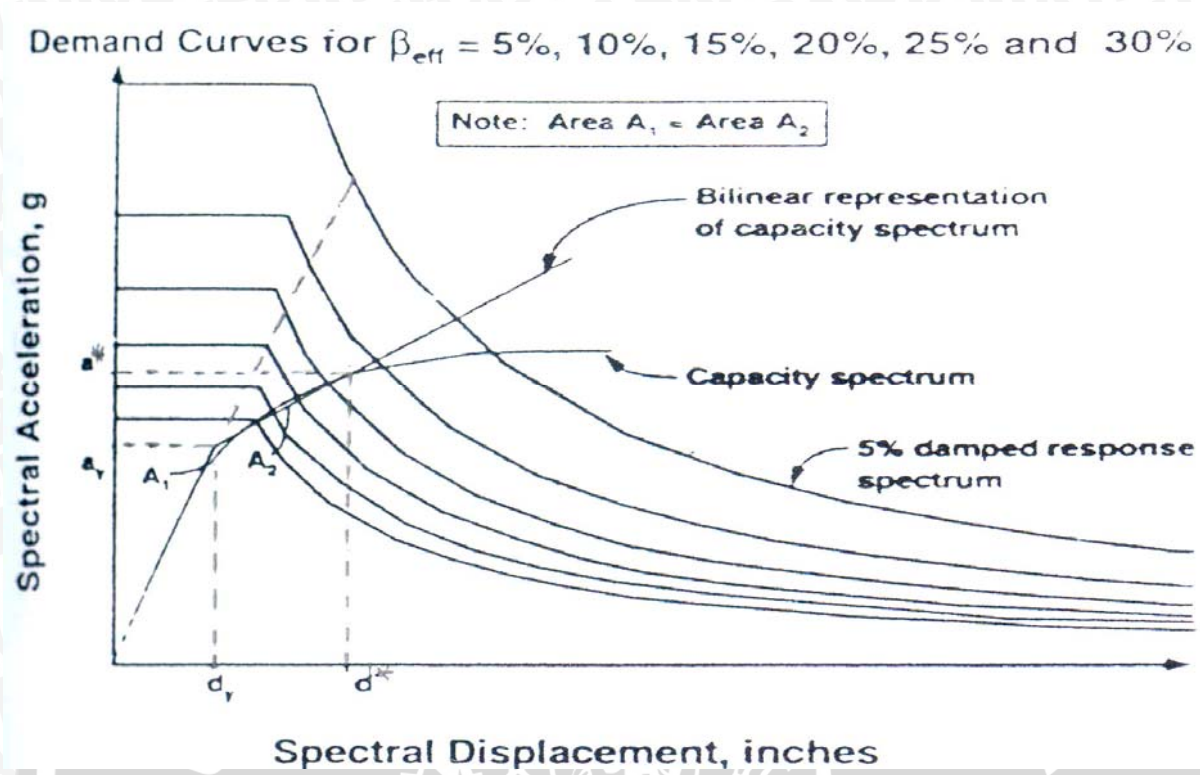
Sumber : ATC 40, 1997, 8-19

- Plot kurva kapasitas dengan kelompok spektrum *demand* pada suatu grafik (gambar 2.13). Kurva kapasitas harus diubah kedalam koordinat spektral menjadi kurva spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan (2.4.2.a) sampai (2.4.2.d).



Gambar 2.14. Kelompok respon spektrum dan spektrum kapasitas

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



Gambar 2.15. Bilinear representation

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

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \dots \dots \dots (2.4.2.o)$$

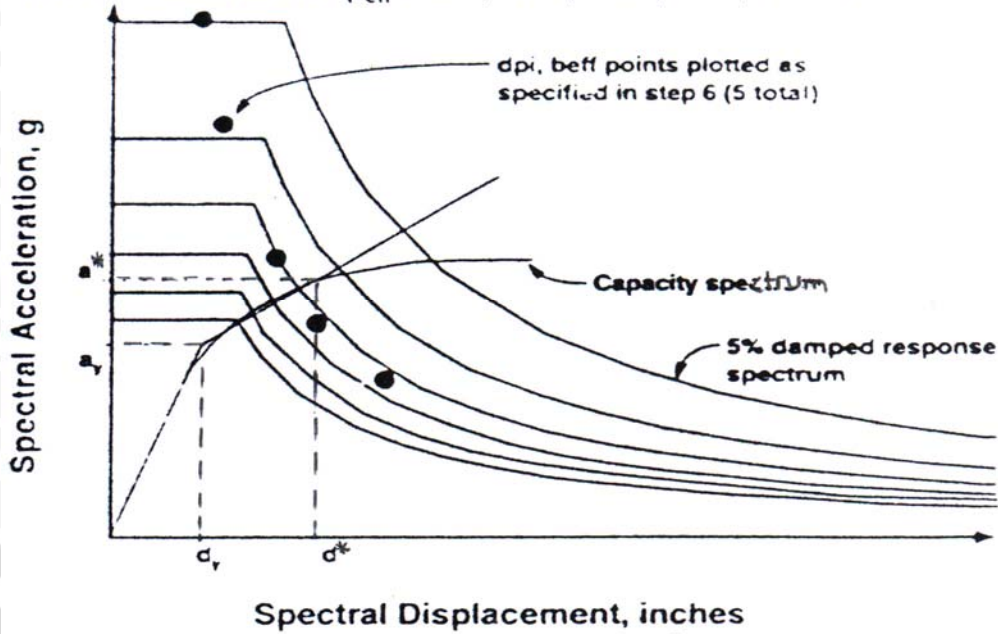
$$\beta_{eff} = \frac{63.7.K(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}.d_{pi}} + 5 \dots \dots \dots (2.4.2.p)$$

dengan nilai K didapatkan dalam tabel 2.2 dengan nilai β_0 :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}.d_{pi}} \dots \dots \dots (2.4.2.q)$$

- Untuk setiap nilai d_{pi} yang didapatkan dari langkah 5 diplotkan bersama dengan kelompok spektrum *demand* yang sesuai (gambar 2.16).

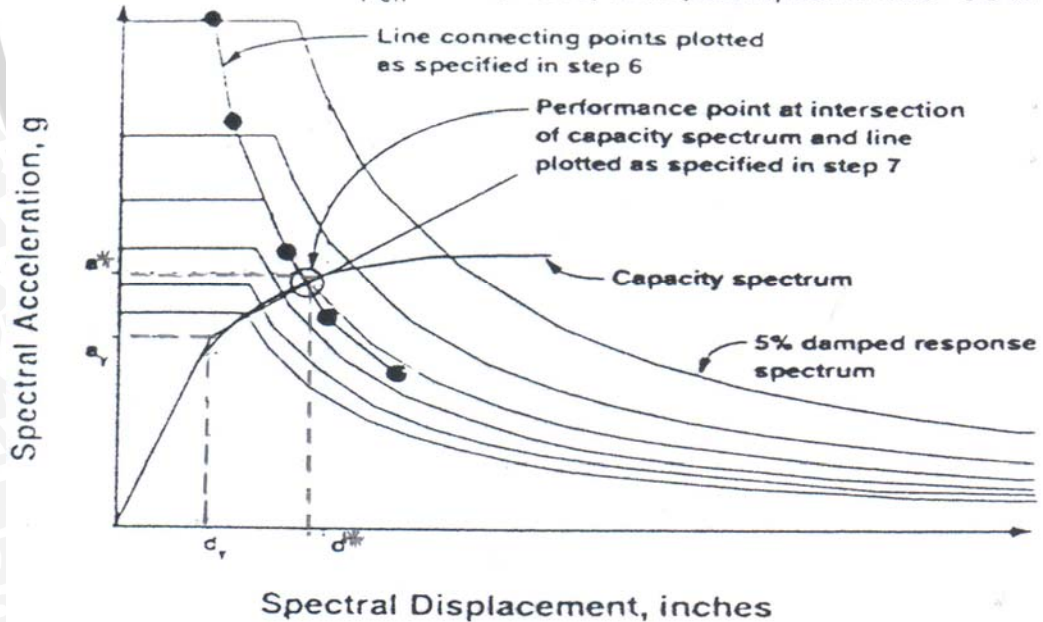
Demand Curves for $\beta_{eff} = 5\%, 10\%, 15\%, 20\%, 25\%$ and 30%



Gambar 2.16. Plot nilai d_{pi} dan β_{eff}

7. Hubungkan titik-titik yang didapatkan dari langkah 6 hingga membentuk sebuah garis (gambar 2.17). Perpotongan garis ini dengan spektrum kapasitas di definisikan sebagai *performance point*.

Demand Curves for $\beta_{eff} = 5\%, 10\%, 15\%, 20\%, 25\%$ and 30%



Gambar 2.17. Performance point

2.4.3 Prosedur menentukan Titik kinerja (*performance point*)

2.4.3.1 Prosedur A

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

Jika nilai tersebut pada range diantara $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05 d_{pi}$ maka titik (d_{pi}, a_{pi}) adalah titik kinerja (*performance point*). Namun, jika d_i tidak berada dalam range tersebut maka prosedur A diulangi dari langkah 3 dengan titik trial (d_i, a_i) dan seterusnya sampai titik perpotongan memenuhi syarat range diatas.

2.4.3.2 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 prosedur lainnya, jika *performance point* yang didapatkan pada titik (a^*, d^*) . Apabila titik *performance point* yang didapatkan jauh dari titik (a^*, d^*) , maka harus dibuktikan dengan menggunakan prosedur A atau prosedur C.

2.5. Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 1726-2002

2.5.1. Percepatan respon maximum

Menurut SNI 1726-2002 (departemen permukiman dan prasarana wilayah) pengaruh gempa rencana dimuka tanah ditentukan dari hasil analisis rambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gaerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar. Apabila tidak dilakukan analisis perambatan gelombang, maka percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing wilayah gempa dan jenis tanah ditetapkan seperti pada tabel 2.6. Penentuan jenis tanah sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak ditunjukkan dalam tabel 2.7.

Tabel 2.6 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.

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

Sumber : SNI 1726, 2002, 19

Tabel 2.7 Jenis-jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Sumber : SNI 1726, 2002, 18

Besaran-besaran \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u dihitung menurut persamaan-persamaan berikut :

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/v_{si}} \quad \dots \dots \dots (2.5.1.a)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/N_i} \dots\dots\dots(2.5.1.b)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/S_{ui}} \dots\dots\dots(2.5.1.c)$$

- dengan : t_i = tebal lapisan tanah ke-i
- v_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i
- N_i = nilai hasil Test Penetrasi Standar (SPT) lapisan tanah ke-i
- S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i
- m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar
- PI = Indeks Plastisitas tanah lempung
- w_n = kadar air alami tanah
- S_u = kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau

Pengubahan data sondir (*cone penetration test*) menjadi uji SPT (*standard penetration test*) diperlukan suatu koefisien untuk pengkonversian tersebut. Terdapat banyak variasi konversi berdasarkan kondisi tanah dan penelitian-penelitian pada masing-masing negara, tetapi untuk Indonesia sendiri sampai pada saat ini masih belum terdapat faktor konversi tersebut pada masing-masing daerah. Pada penulisan ini konversi dilakukan dengan mengambil konversi-konversi yang masuk akal dengan mengadap pada tiap-tiap negara dan metode penelitian.

Metode "Frankie Pile" dengan penelitian pada tanah di Brasil memberikan suatu konversi yang konservatif, begitu pula pada metode Meyerhof seperti pada tabel 2.7 dan 2.8. Sedangkan untuk metode Schmertmann diberikan dalam tabel 2.10 dan pengklasifikasian tanah digambarkan dalam grafik 2.17.

$$q_c = n N \dots\dots\dots(2.5.1.d)$$

- dengan : q_c = *static cone resistance* (sondir)
- n = faktor konversi
- N = *Static penetrometer* (SPT)



$$F_r = \frac{H_s}{q_c} \times 100\% \dots\dots\dots (2.5.1.e)$$

dengan : F_r = Friction ratio

$H_s = F_s$ = hambatan setempat (*sleeve friction*)

n	klasifikasi tanah
2	clay
3	silty clay
4	sandy clay
5	silty sand
6	clayey sand
10	sandy clay

Tabel 2.8. Konversi SPT berdasar Frankie Pile

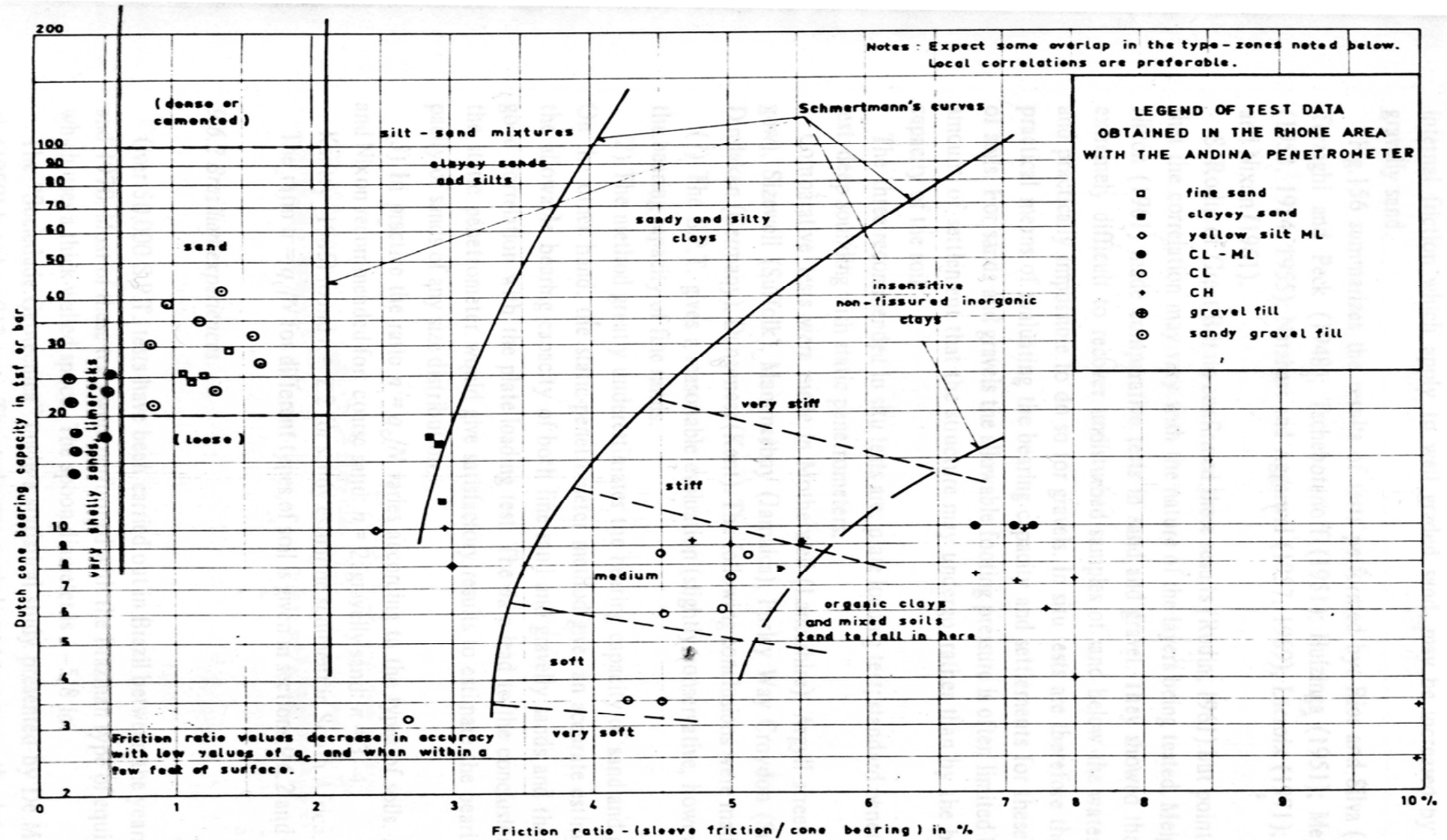
tipe tanah	qc/N
Silt, sandy silt, and slightly cohesive silt-sand mixture	2
Clean, fine to medium sand and slightly silty sand	3 - 4
Coarse sand and sand with little gravel	5 - 6
Sandy gravels and gravel	8 - 10

Tabel 2.9. Konversi SPT berdasar Schmertmann

Kepadatan pasir	Relative density (Dr)	SPT (N)	sondir (qc)	sudut geser (Ø)
Very loose	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Loose	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Medium dense	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Dense	0.6 - 0.8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Very dense	0.8 - 1	>50	> 200	45

Tabel 2.10. Konversi SPT berdasar Meyerhof





Gambar 2.18. Grafik klasifikasi tanah oleh Schmertmann

SNI 1726-2002 mengacu pada peraturan Uniform Building Code (UBC) 1997, pada tabel 2.11 berikut ini ditunjukkan tipe-tipe profil tanah berdasarkan UBC 1997.

Tabel 2.11. Tipe-tipe profil tanah

Tipe profil tanah	Nama Profil / Deskripsi Umum	Properti tanah rata-rata untuk lapisan setebal maximum 100 feet		
		Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s feet/second (m/s)	Nilai Test Penetrasi Standart rata-rata \bar{N} (blows/foot)	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u psf (kPa)
S _A	Batuan keras	> 5000 (1500)	-	-
S _B	Batuan	$2500 \leq \bar{v}_s \leq 5000$ ($760 \leq \bar{v}_s \leq 1500$)	-	-
S _C	Tanah padat berbatuan lunak	$1200 \leq \bar{v}_s < 2500$ ($360 \leq \bar{v}_s < 760$)	> 50	> 2000 (100)
S _D	Tanah lempung	$600 \leq \bar{v}_s < 1200$ ($180 \leq \bar{v}_s < 360$)	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1000 \leq \bar{S}_u \leq 2000$ ($50 \leq \bar{S}_u \leq 100$)
S _E	Tanah lunak	< 600 (180)	< 15	< 1000 (50)
S _F	Perlu evaluasi kusus di setiap lokasi			

Sumber : Uniform Building Code (UBC) 1997, 2-30

Faktor-faktor koefisien gempa C_a dan C_v untuk setiap zona gempa dan tipe profil tanah ditunjukkan pada tabel 2.8 dan 2.9 berikut ini.

Tabel 2.12 Koefisien Gempa- C_a

Tipe Profil Tanah	Faktor Zona Gempa, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.20	Z = 0.30	Z = 0.40
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32Na
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40Na
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40Na
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44Na
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36Na
S _F	Perlu ditampilkan analisis dan respons dinamis dan penyelidikan kusus untuk sifat-sifat geotekniknya pada setiap lokasi				

Sumber : Uniform Building Code (UBC) 1997, 2-34

Tabel 2.13 Koefisien Gempa-Cv

Tipe Profil Tanah	Faktor Zona Gempa , Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.20	Z = 0.30	Z = 0.40
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32Na
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40Na
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56Na
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64Na
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96Na
S _F	Perlu ditampilkan analisis dan respons dinamis dan penyelidikan kusus untuk sifat-sifat geotekniknya pada setiap lokasi				

Sumber : *Uniform Building Code (UBC) 1997, 2-35*

2.5.2. Spektrum Respon Gempa Rencana

Spektrum respon gempa merupakan suatu penggambaran gerakan dari tanah yang dibuat dalam sebuah grafik hubungan. Pada spektrum respon gempa rencana digunakan SNI 1726-2002 yang menggambarkan hubungan antara waktu getar alami gempa (T) dan spektrum percepatan Sa(T) sebagai fungsi waktu getar alami.

Spektrum respon elastik berdasarkan SNI 1726-2002 terdiri dari tiga cabang adalah sebagai berikut :

- Untuk $0 < T \leq 0,2$ detik :

$$Sa(T) = (1 + 7.5 T) A_0 \dots\dots\dots (2.5.2.a)$$

Nilai percepatan (C) meningkat secara linear dari A₀ sampai A_m.

- Untuk $0.2 < T \leq T_c$ detik :

$$Sa(T) = 2.5 A_0 \dots\dots\dots (2.5.2.b)$$

Nilai percepatan (C) bernilai tetap C = A_m.

- Untuk $T > T_c$ detik :

$$Sa(T) = 2.5 [T_c/T] A_0 \dots\dots\dots (2.5.2.c)$$

Nilai percepatan (C) mengikuti fungsi hiperbolik.

Untuk masing-masing jenis tanah waktu getar alami sudut T_c adalah sebagai berikut :

$T_c = 0,5$ detik untuk tanah keras

$T_c = 0,6$ detik untuk tanah sedang

$T_c = 1,0$ detik untuk tanah lunak

Penggambaran respon spektrum pada masing-masing wilayah gempa dan jenis-jenis tanah ditampilkan pada gambar 2.19.

2.5.3. Beban Gempa Dasar Nominal

Analisis pushover yang diambil pada penulisan ini ialah analisis statik. Berdasarkan SNI 1726-2002 analisis statik ekuivalen dengan beban geser nominal dihitung berdasarkan persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots \dots \dots (2.5.3.a)$$

dengan : C_1 = Faktor respon gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana

I = Faktor keutamaan struktur

R = Faktor reduksi gempa

W_t = Berat total gedung tereduksi

Beban geser dasar nominal harus didistribusikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi gempa nominal statis ekuivalen F_i yang bekerja pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

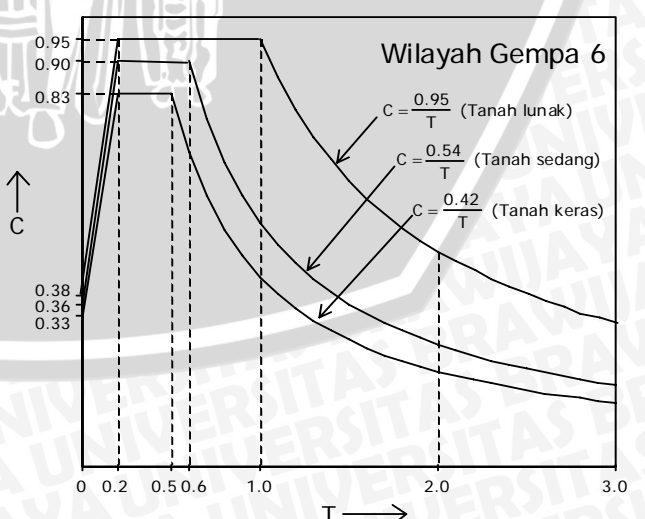
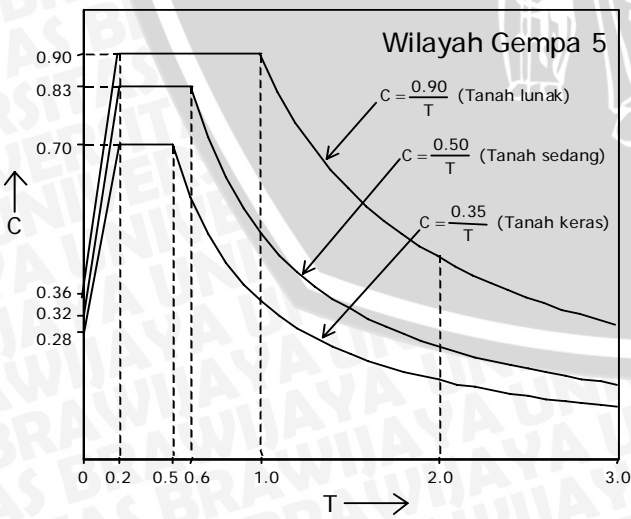
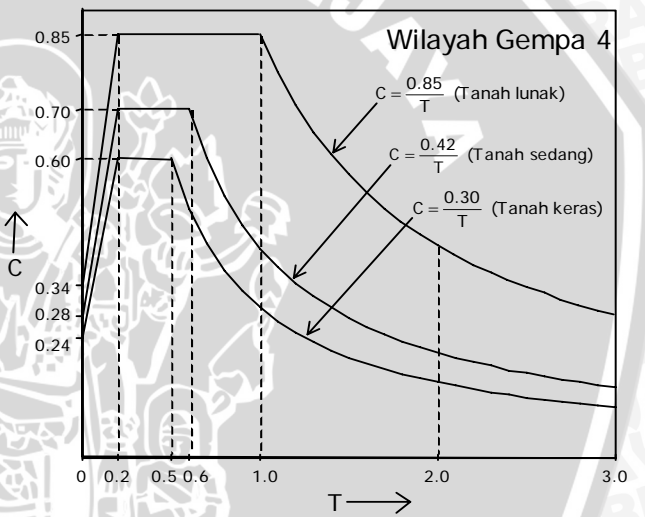
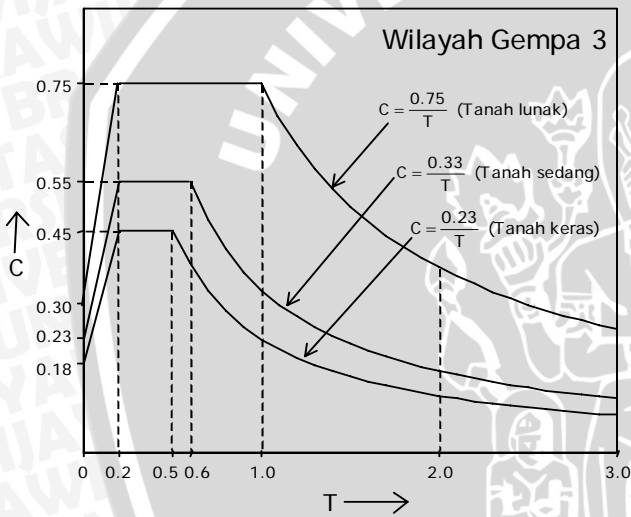
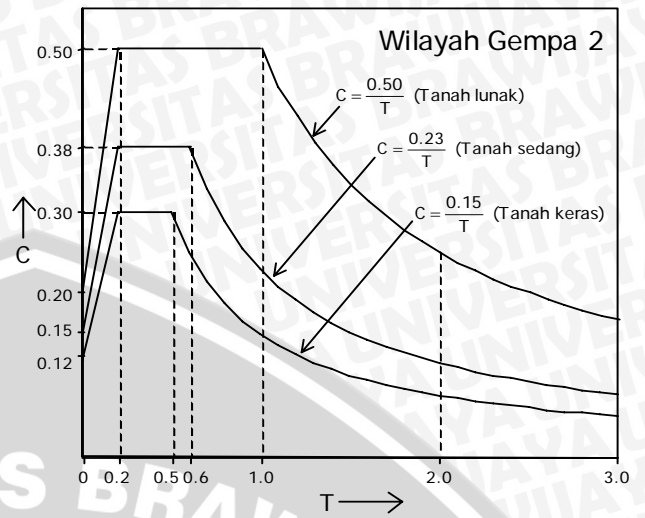
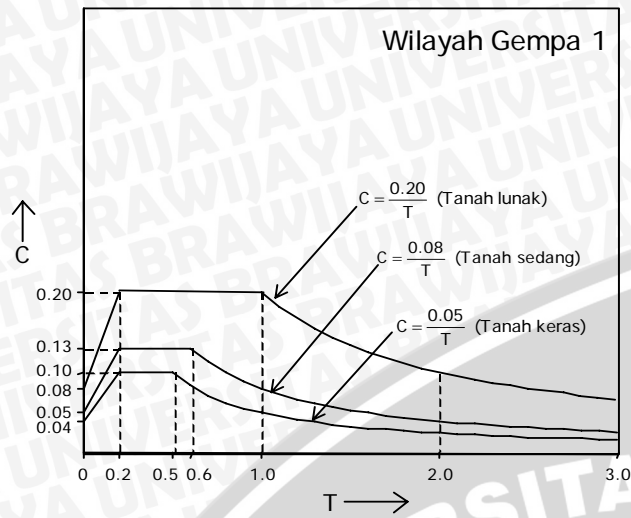
$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \dots \dots \dots (2.5.3.b)$$

Dimana : W_i = Berat lantai tingkat ke- i

z_i = Ketinggian lantai ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral

n = Nomor lantai tingkat paling atas

Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0,1 V$ harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan $0,9 V$ sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.



Gambar 2.19. Spektrum respon

BAB III METODOLOGI

3.1. Data Perhitungan

- Nama gedung : Gedung kuliah fakultas ilmu administrasi Universitas Barwijaya,
Malang
- Lokasi : Jl. MT. Haryono Malang
- Jumlah lantai : 4
- Luas gedung : $88 \times 28 = 2464 \text{ m}^2$
- Tinggi gedung : tiap-tiap lantai = 4.5 m
tinggi atap = 11.55 m
- Mutu bahan :
- Beton $K = 225 \text{ MPa}$ dan 250 MPa (untuk struktur utama bangunan)
 - Baja $f_y = 240 \text{ Mpa}$ - baja polos diameter 8, 10 dan 12
 $f_y = 320 \text{ Mpa}$ - baja ulir diameter 16, 19, 22 dan 25

3.2. Input Data SAP 2000

3.2.1. Input data struktur

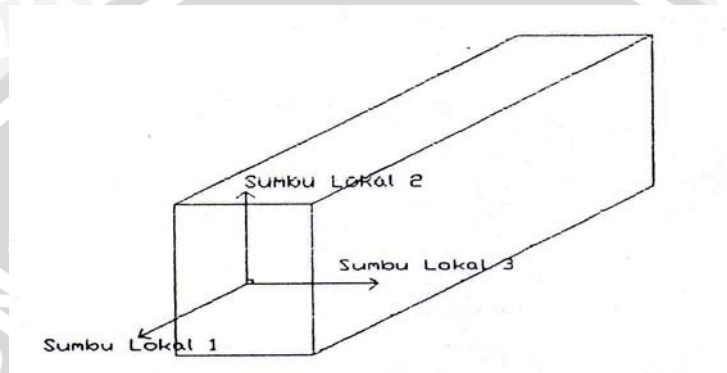
Model struktur merupakan struktur 3 dimensi sesuai dengan spesifikasi yang dipakai pada struktur tersebut. Struktur menggunakan perletakan jepit dengan *properties* balok dan kolom seperti dalam lampiran 1.

Idealisasi elemen struktur :

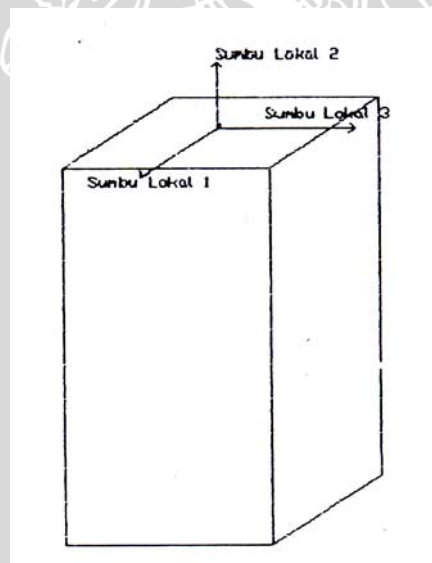
1. Sistem koordinat global dan sistem koordinat lokal

Sistem koordinat global adalah sebuah koordinat sistem 3 dimensi, memenuhi aturan tangan kanan dan *rectangular*. Tiga sumbunya dinyatakan dalam X, Y dan Z yang saling tegak lurus dan memenuhi aturan tangan kanan. SAP 2000 selalu mengasumsikan Z sebagai sumbu vertikal dengan Z ke arah atas, sedangkan bidang X-Y adalah horisontal.

Tiap-tiap bagian (*joint, element, constraint*) model struktur memiliki koordinat lokalnya sendiri untuk mendefinisikan *properties*, beban dan respon untuk bagianya. Sumbu dari sistem koordiant lokal dinyatakan dengan sumbu 1, 2 dan 3. Dalam analisis ini sumbu lokal *joint, equal constraint* dan *NL link* searah dengan sumbu global X, Y dan Z. Sumbu lokal untuk elemen, sumbu 1 arahnya aksial, sumbu 2 arahnya keatas (Z) kecuali jika elemen itu vertikal (kolom) maka sumbu 2 searah $-X$. Bidang lokal 1-2 adalah vertikal. Sumbu 3 arahnya horisontal. Hal ini dapat dilihat pada gambar 3.1 dan 3.2.



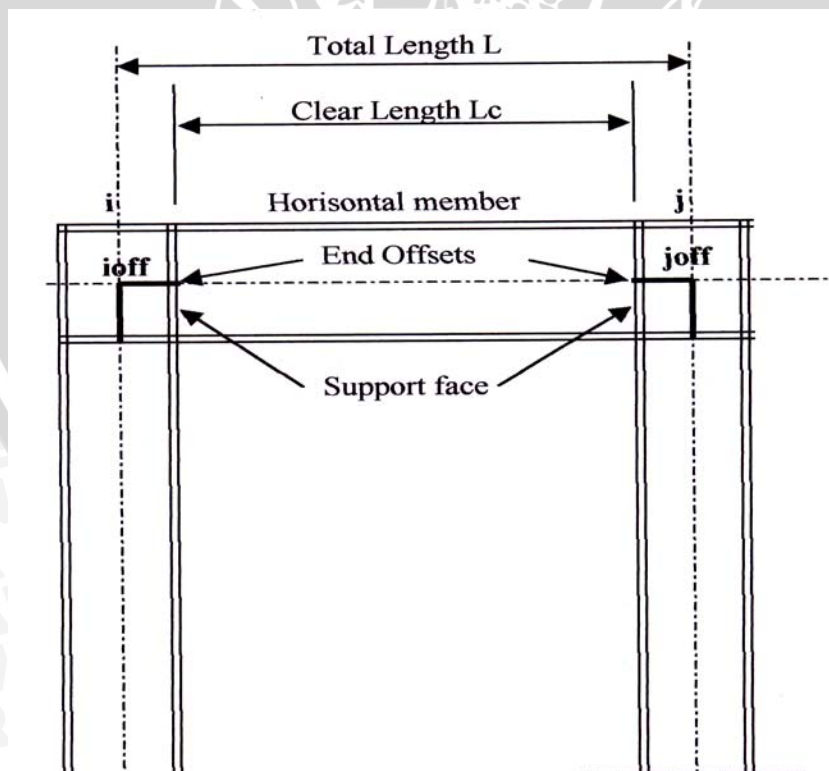
Gambar 3.1 Posisi sumbu lokal dari balok struktur



Gambar 3.2 Posisi sumbu lokal dari kolom struktur

2. Elemen balok pada portal diasumsikan tidak terjadi leleh karena aksial. Leleh pada balok hanya terjadi karena momen terhadap sumbu lokal 3. Batasan kondisi plastis diberikan berdasarkan besar momen leleh pada balok.
3. Elemen kolom pada portal diasumsikan terjadi interaksi aksial dan momen pada kolom. Batasan kondisi plastis kolom didasarkan kurva P-M.

4. Struktur yang dianalisis diasumsikan mempunyai pelat lantai yang kaku (*rigid floor*), karena itu bangunan akan bergerak bersamaan saat dikenai gempa. Batasan ini dalam program SAP 2000 diberikan melalui data blok *constraint* dengan tipe *equal*. *Equal constraint* dapat diberikan pada 6 dof (*degree of freedom*) dari masing-masing *joint*. Dalam analisis ini semua *joint* pada lantai yang sama diberi *constraint* dalam arah sumbu global X .
5. Elemen-elemen portal dimodelkan sebagai garis-garis yang berhubungan pada poin-poin (*joint*). Dalam kenyataan elemen struktur seperti balok dan kolom memiliki dimensi yang saling berpotongan dan pengaruhnya terkadang cukup berarti terhadap kekakuan struktur secara keseluruhan. Dalam SAP 2000 keadaan perpotongan balok-kolom ini dapat dimodelkan dengan memberikan 2 *end offset* untuk tiap elemen menggunakan parameter *ioff* dan *joff* yang terkait dengan ujung i dan j dari elemen portal (CSI, 1988, hal 162-164). Nilai *end offset* yang dimasukkan sebagai input dalam SAP 2000 adalah merupakan letak muka kolom dan muka balok. Nilai *end offset* untuk *ioff* dan *joff* adalah 0,225 m untuk elemen balok yang terletak antara kolom berdimensi 450x450 mm². Untuk elemen kolom nilai *end offset* diberikan sebesar 0.4 m yang merupakan setengah dari tinggi balok dengan dimensi 400x800 mm².



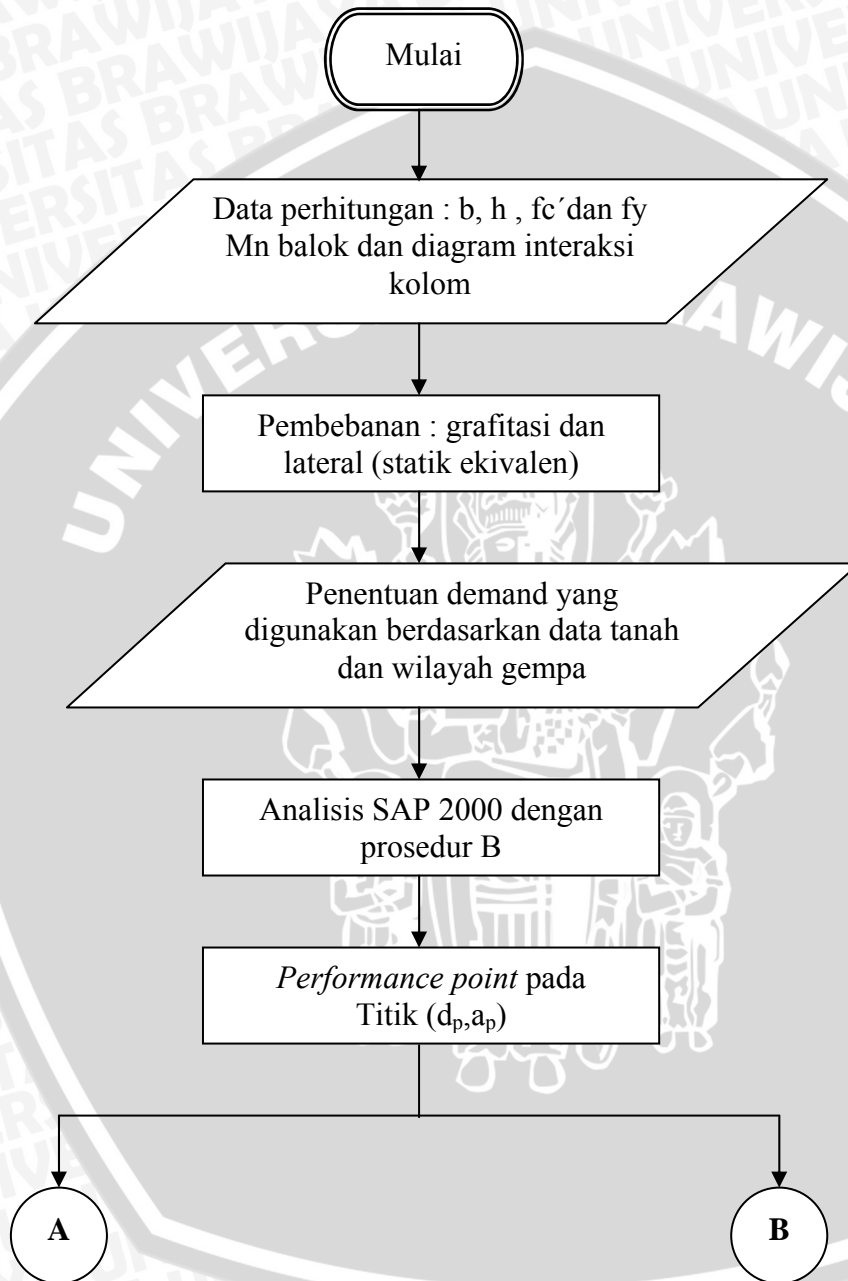
Gambar 3.3 End offset dari elemen portal

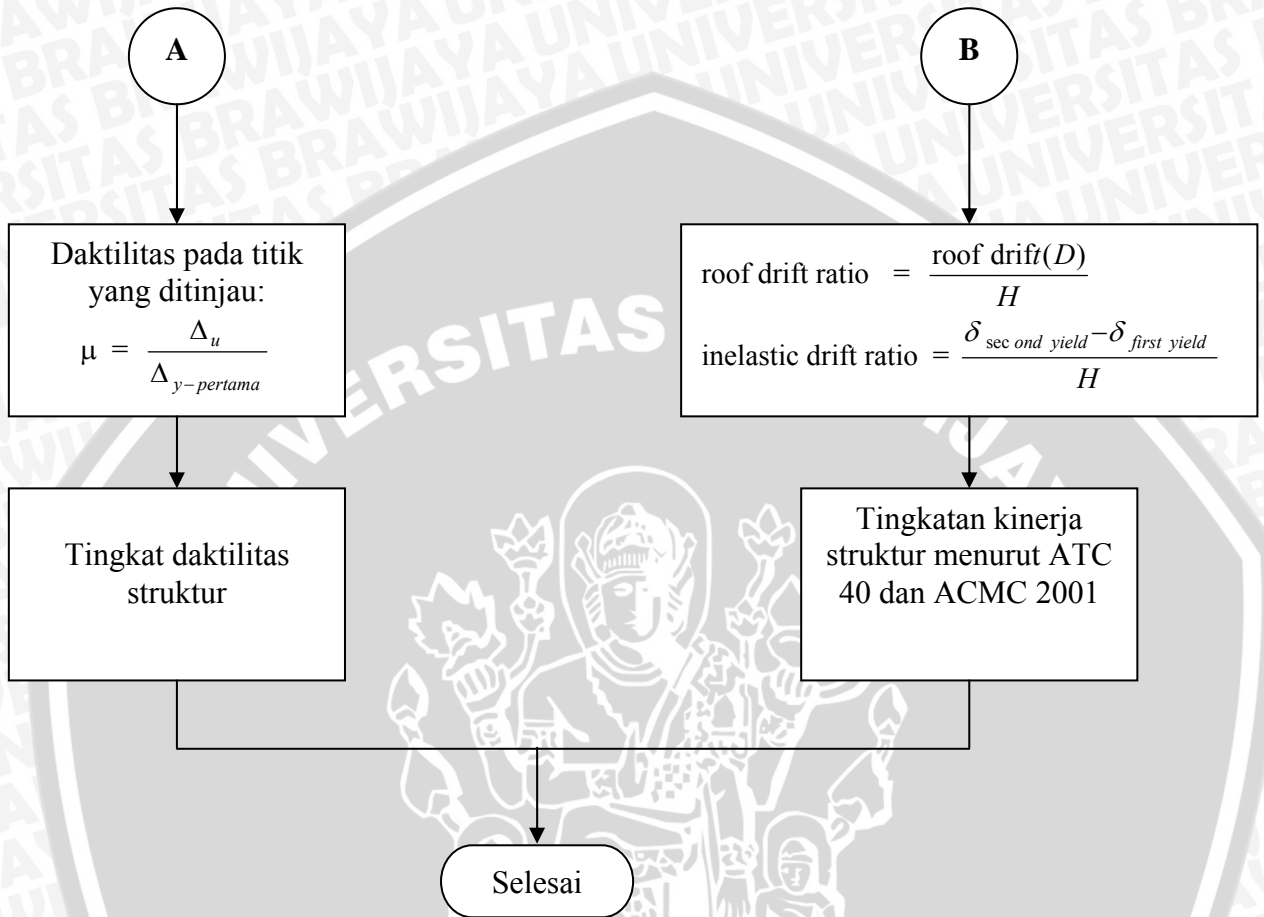
3.2.2. Input analisis *pushover*

Dalam SAP 2000 input untuk analisis *pushover* dilakukan menggunakan metode B. Adapun idealisasi struktur untuk analisa *pushover* pada SAP 2000 adalah sebagai berikut :

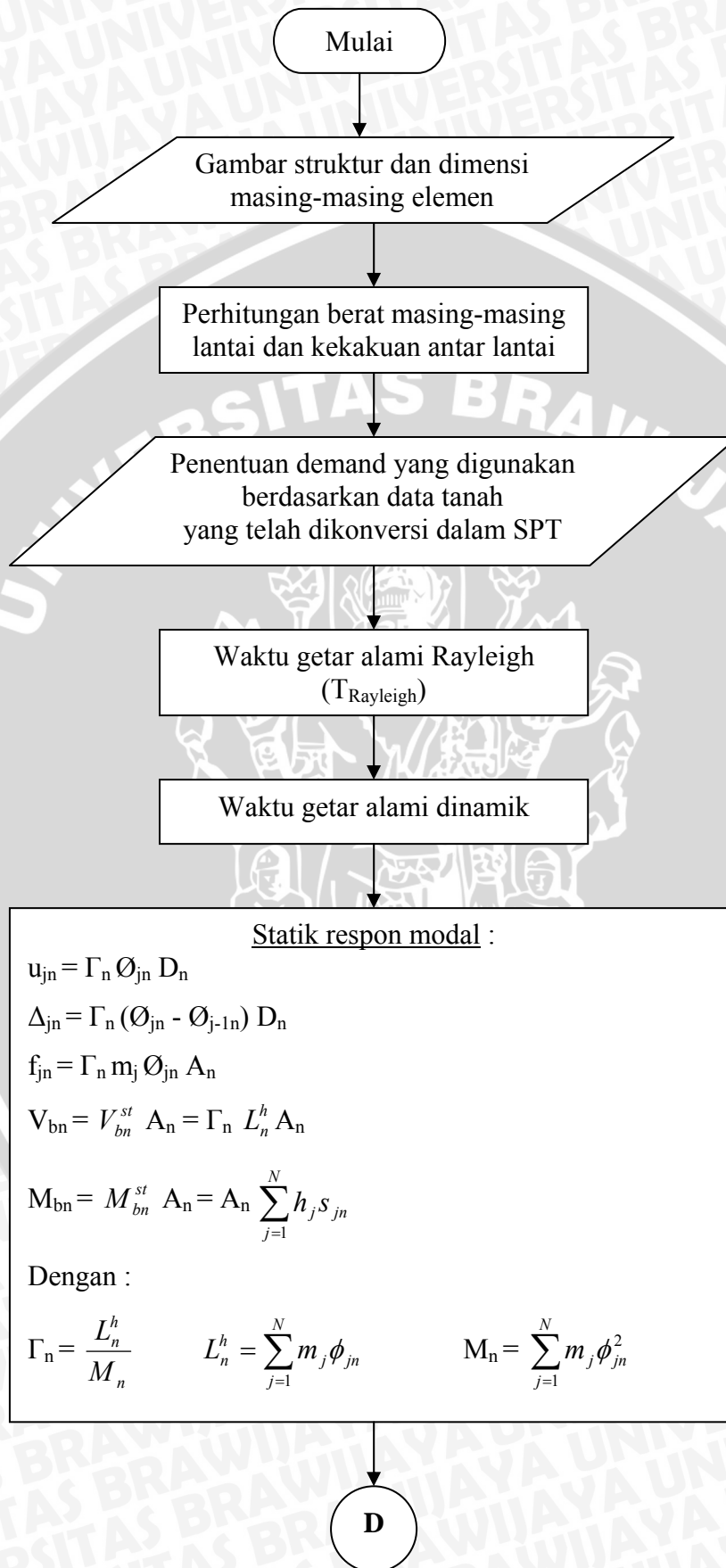
1. Tipe hinge properties yang dipakai untuk balok adalah momen M3, yang berarti sendi plastis terjadi hanya karena momen searah sumbu lokal 3.
2. Pada analisis *pushover* dari SAP 2000 untuk memasukkan nilai batas momen leleh balok ada 2 pilihan yaitu nilai batas momen leleh positif dan momen leleh negatif. Nilai-nilai momen leleh positif dan negatif untuk semua elemen balok secara lengkap dapat dilihat pada lampiran 1.
3. Tipe hinge properties untuk kolom bawah adalah PMM yang artinya sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial dan momen. Kekuatan kolom di-*input*-kan dalam bentuk kurva P-M yang terdapat pada lampiran 1.
4. Beban untuk analisis statik *pushover* adalah berupa beban *joint* dalam arah lateral yang diberikan di pusat massa masing-masing lantai, oleh karena itu pada *static pushover* dipilih *push to load level defined by patern*.
5. Efek non linier 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 palstis pada analisis *pushover* hanya dapat dinyatakan sebagai panjang relatif 0 dan 1, yang berarti sendi plastis terletak di *joint-joint* pertemuan balok dan kolom.

3.3. Flowchart analisis struktur





Gaya lateral pada masing-masing portal



D

Kombinasi respon modal :

Metode SRSS :

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}$$

Metode CQC :

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

Eksentrisitas antara titik pusat
massa dan kekakuan

Pembagian gaya lateral pada
masing-masing portal

Selesai

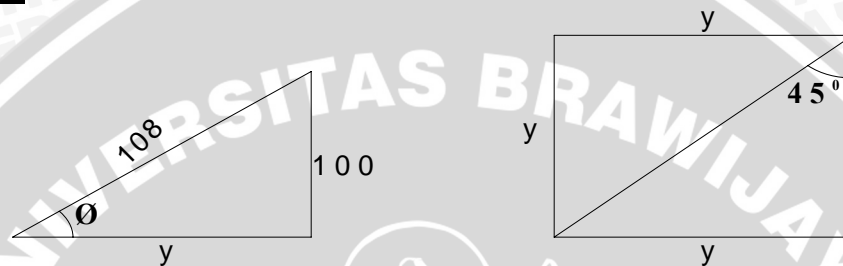
BAB IV
PEMBAHASAN

4.1 Massa Tiap – Tiap lantai

4.1.1 Berat Atap dan Lantai 4 (m₄)

➤ **Luasan atap genteng**

Bagian 1 :



$$\sin \varnothing = \frac{100}{108} \longrightarrow \varnothing = 67.81^\circ$$

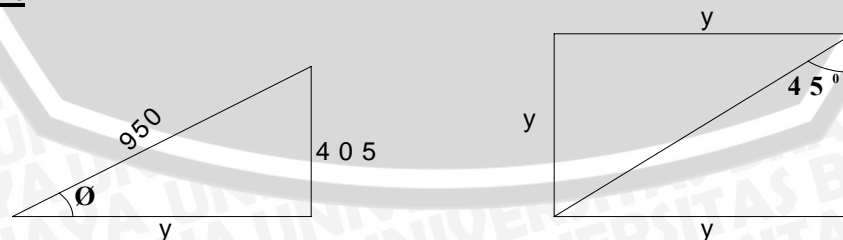
$$\cos \varnothing = \frac{y}{108} \longrightarrow y = 108 \cos 67.81 = 40.8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas memanjang} &= \text{luas} \quad + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 1.08 (40.2 - 2 \times 0.408) + 2 (0.5 \times 0.408 \times 1.08) \\ &= 42.97 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas melebar} &= \text{luas} \quad + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 1.08 (29.2 - 2 \times 0.408) + 2 (0.5 \times 0.408 \times 1.08) \\ &= 31.1 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas bagian 1} = \text{luas memanjang} + \text{luas melebar} = 42.97 + 31.1 = 74.07 \text{ m}^2$$

Bagian 2 :



$$\sin \varnothing = \frac{405}{950} \longrightarrow \varnothing = 25.53^\circ$$

$$\cos \varnothing = \frac{y}{950} \longrightarrow y = 950 \cos 25.53 = 859.3 \text{ cm}$$

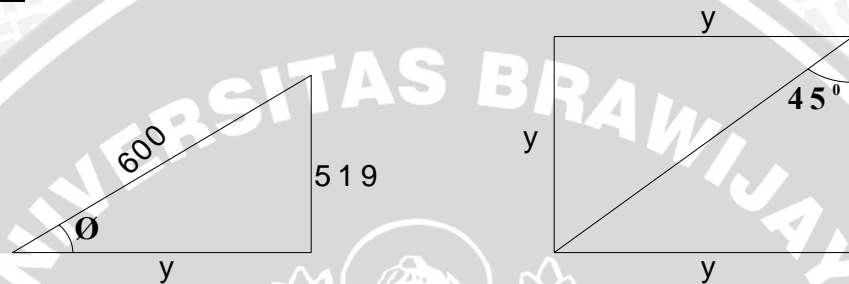


$$\begin{aligned} \text{Luas memanjang} &= \text{luas} + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 9.5 (40.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593) + 2 (0.5 \times 8.593 \times 9.5) \\ &= 292.51 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas melebar} &= \text{luas} + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 9.5 (29.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593) + 2 (0.5 \times 8.593 \times 9.5) \\ &= 188.01 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas bagian 2} = \text{luas memanjang} + \text{luas melebar} = 292.51 + 188.01 = 480.52 \text{ m}^2$$

Bagian 3 :



$$\sin \theta = \frac{519}{600} \longrightarrow \theta = 59.88^\circ$$

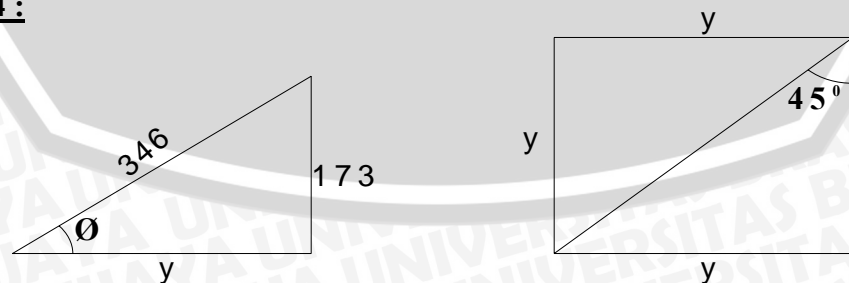
$$\cos \theta = \frac{y}{600} \longrightarrow y = 600 \cos 59.88 = 301 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas memanjang} &= \text{luas} + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 6 (40.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593 - 2 \times 3.01) + 2 (0.5 \times 3.01 \times 6) \\ &= 115.13 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas melebar} &= \text{luas} + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 6 (29.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593 - 2 \times 3.01) + 2 (0.5 \times 3.01 \times 6) \\ &= 49.13 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas bagian 3} = \text{luas memanjang} + \text{luas melebar} = 115.13 + 49.13 = 164.26 \text{ m}^2$$

Bagian 4 :



$$\sin \theta = \frac{173}{346} \longrightarrow \theta = 30^\circ$$



$$\cos \emptyset = \frac{y}{346} \longrightarrow y = 346 \cos 30 = 300 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas memanjang} &= \text{luas} + 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 3.46 (16.178 - 2 \times 3) + 2 (0.5 \times 3 \times 3.46) \\ &= 45.6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas melebar} &= 2 \text{ luas } \Delta \\ &= 2 (0.5 \times 3 \times 3.46) \\ &= 10.38 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas bagian 4} = \text{luas memanjang} + \text{luas melebar} = 45.6 + 10.38 = 55.98 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Luasan atap total} = 74.07 + 480.52 + 164.26 + 55.98 = 774.83 \text{ m}^2$$

➤ **Panjang gording :**

Digunakan profil channel 150.65.20.3.2 dengan berat sendiri $q = 7.51 \text{ kg/m}$

Bagian 1 :

$$\begin{aligned} \text{Arah memanjang} &= 40.2 \times 2 &= 80.4 & \text{ m} \\ \text{Arah melebar} &= 29.2 \times 2 &= 58.4 & \text{ m} + \\ && \Sigma 1 &= 138.8 & \text{ m} \end{aligned}$$

Bagian 2 :

$$\begin{aligned} \text{Arah memanjang} &= (40.2 - 2 \times 0.408) \times 6 &= 236.3 & \text{ m} \\ \text{Arah melebar} &= (29.2 - 2 \times 0.408) \times 6 &= 170.3 & \text{ m} + \\ && \Sigma 1 &= 406.6 & \text{ m} \end{aligned}$$

Bagian 3 :

$$\begin{aligned} \text{Arah memanjang} &= (40.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593) \times 4 &= 88.8 & \text{ m} \\ \text{Arah melebar} &= (29.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593) \times 4 &= 44.8 & \text{ m} + \\ && \Sigma 1 &= 133.6 & \text{ m} \end{aligned}$$

Bagian 4 :

$$\begin{aligned} \text{Arah memanjang} &= (40.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593 - 2 \times 3.01) \times 3 = 48.5 \text{ m} \\ \text{Arah melebar} &= (29.2 - 2 \times 0.408 - 2 \times 8.593 - 2 \times 3.01) \times 3 = 15.5 \text{ m} + \\ && \Sigma 1 &= 64 & \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Panjang gording total} = 138.8 + 406.6 + 133.6 + 64 = 743 \text{ m}$$

➤ **Berat 1 rangka :**

Profil double siku JL 50.50.5 dengan berat sendiri (q) = 7.54 kg/m

$$\begin{aligned} \text{Panjang} &= 2 [3 + 12.18 + 1.08 + 9.5 + 5.02 + 8 + 1.49 + 1.52 + 2.13 + 2.81 + 3.2 + \\ &\quad 3.69 + 3.71 + 2(6) + 2.65] \\ &= 143.96 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat} = 143.96 \times 7.54 = 1085.46 \text{ kg}$$

Profil double siku JL 70.70.7 dengan berat sendiri (q) = 14.76 kg/m

$$\begin{aligned} \text{Panjang} &= 2 [2.22 + 2.83 + 3.44 + 4.04 + 4.21] \\ &= 33.48 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat} = 33.48 \times 14.76 = 494.16 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \text{Berat untuk 1 rangka} = 1085.46 + 494.16 = 1579.6 \text{ kg}$$

A. Beban Mati

– Atap genteng	= 50 x 774.83	= 38741.5 kg
– Gording	= 7.51 x 743	= 5579.9 kg
– Rangka :		
a. 1 rangka	= 7 x 1579.6	= 11057.2 kg
b. ½ rangka	= ½ x 4 x 1579.6	= 3159.2 kg
c. ¼ rangka	= ¼ x 4 x 1579.6	= 1579.6 kg
– Kolom pendek :		
a. Ø 50	= 14 x 1 x 2400 (¼ π x 0.5 ²)	= 6597.3 kg
b. 30x30	= 4 x 0.3 x 0.3 x 1 x 2400	= 864 kg
– Pelat lantai	= 110 x 4 x 0.12 x 2400	= 126720 kg
– Balok memanjang (20/30)	= 2 [35 x 0.2 x 0.3 x 2400]	= 10080 kg
– Balok melintang (25/40)	= 2 [24 x 0.25 x 0.4 x 2400]	= 11520 kg
– Kolom :		
a. Ø 50	= 14 x 2.25 x 2400 (¼ π x 0.5 ²)	= 14844 kg
b. 30x30	= 4 x 2.25 x 0.3 x 0.3 x 2400	= 1944 kg
– Dinding ½ batu :		
a. Memanjang	= 250 x 2.25 x 39 x 2	= 43875 kg
b. Melintang	= 250 x 2.25 x 28 x 2	= 31500 kg
		<hr/>
		q_{DL} = 308061.7 kg

B. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG 1983 hal 21 faktor reduksi beban hidup = 0.5

$$q_{LL} = 0 \text{ kg}$$

C. Berat Total

$$\text{Berat total lantai 4 } (m_4) = 308061.7 + 0.5 \times 0 = \mathbf{308061.7 \text{ kg}}$$

4.1.2 Berat Lantai 3 (m_3)

A. Beban Mati

- Pelat lantai
 - $= (12 \times 39) \times 0.12 \times 2400 = 134784 \text{ kg}$
 - $= (12 \times 28) \times 0.12 \times 2400 = 96768 \text{ kg}$
 - $= (4 \times 40) \times 0.12 \times 2400 = 46080 \text{ kg}$
 - $= (4 \times 8) \times 0.12 \times 2400 = 9216 \text{ kg}$
 - $= (5 \times 4) \times 0.12 \times 2400 = 5760 \text{ kg}$
- Balok memanjang :
 - a. Balok induk (40/60) $= 4 (35 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) = 129024 \text{ kg}$
 - b. B. kantilever (30/50) $= 5 (2 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 3600 \text{ kg}$
 $= 2 (5 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 3600 \text{ kg}$
 - c. B.kantilever luar (25/40) $= (39 + 28) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 16080 \text{ kg}$
 - d. Balok anak (30/50) $= (39 + 29) 0.3 \times 0.5 \times 2400 = 24480 \text{ kg}$
- Balok melintang :
 - a. Balok induk (40/80) $= 7 (24 \times 0.4 \times 0.8 \times 2400) = 129024 \text{ kg}$
 - b. B. kantilever (30/50) $= 14 (2 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 10080 \text{ kg}$
 - c. B.kantilever luar (25/40) $= (24 + 14) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 9120 \text{ kg}$
- Balok perangkai :
 - a. Balok (25/40) $= (4+4+6) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 3360 \text{ kg}$
 - b. Balok (20/25) $= (2.5+2.5+3.5) 0.2 \times 0.25 \times 2400 = 1020 \text{ kg}$
- Dinding $\frac{1}{2}$ batu :
 - a. Memanjang $= 250 \times 4.5 \times 39 \times 2 = 87750 \text{ kg}$
 - b. Melintang $= 250 \times 4.5 \times 28 \times 2 = 63000 \text{ kg}$
- Kolom :
 - a. Ø 50 $= 14 \times 4.5 \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.5^2) = 29688.1 \text{ kg}$
 - b. 30x30 $= 14 \times 2.25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2400 = 6804 \text{ kg}$
 - c. 45x45 $= 14 \times 2.25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 = 15309 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \text{d. K.tangga dalam (30/30)} &= 2 \times 2.25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2400 = 972 \text{ kg} \\
 \text{e. K.tangga luar (20/20)} &= 2 \times 2.25 \times 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 432 \text{ kg} \\
 \text{– Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm)} & \\
 \text{a. Bordes} &= \frac{1}{2} (2 \times 4 \times 0.15 \times 2400) = 1440 \text{ kg} \\
 \text{b. Anak tangga} &= \frac{1}{2} (2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400) = 2952 \text{ kg} \\
 &= \frac{1}{2} (24 \times 2 \times 2200) (\frac{1}{2} \times 0.167 \times 0.3) = 1322.6 \text{ kg} \\
 \text{– Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)} & \\
 \text{a. Bordes} &= \frac{1}{2} (1.47 \times 3 \times 0.15 \times 2400) = 793.8 \text{ kg} \\
 \text{b. Anak tangga} &= \frac{1}{2} (1.5 \times 2 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400) = 2403 \text{ kg} \\
 &= \frac{1}{2} (24 \times 1.5 \times 2200) (\frac{1}{2} \times 0.167 \times 0.3) = 992 \text{ kg} + \\
 \mathbf{q_{DL}} &= \mathbf{787470.5 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

B. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG 1983 hal 21 faktor reduksi beban hidup = 0.5

$$\begin{aligned}
 \text{– Pelat lantai} &= (12 \times 39) \times 250 = 117000 \text{ kg} \\
 &= (12 \times 28) \times 250 = 84000 \text{ kg} \\
 &= (4 \times 40) \times 250 = 40000 \text{ kg} \\
 &= (4 \times 8) \times 250 = 8000 \text{ kg} \\
 &= (5 \times 4) \times 250 = 5000 \text{ kg} \\
 \text{– Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm)} & \\
 \text{a. Bordes} &= \frac{1}{2} \times 300 \times (2 \times 4) = 1200 \text{ kg} \\
 \text{b. Anak tangga} &= 300 \times (3 \times 1.5) = 1800 \text{ kg} \\
 \text{– Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)} & \\
 \text{a. Bordes} &= \frac{1}{2} \times 300 \times (3 \times 1.475) = 663.7 \text{ kg} \\
 \text{b. Anak tangga} &= 300 \times (3 \times 1.5) = 1350 \text{ kg} + \\
 \mathbf{q_{LL}} &= \mathbf{259013.7 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

C. Berat Total

$$\text{Berat total lantai 3 (m}_3\text{)} = 787470.5 + 0.5 \times 259013.7 = \mathbf{916977.4 \text{ kg}}$$

4.1.3 Berat Lantai 2 (m₂)

A. Beban Mati

- Pelat lantai
 - = $(12 \times 39) \times 0.12 \times 2400 = 134784$ kg
 - = $(12 \times 28) \times 0.12 \times 2400 = 96768$ kg
 - = $(4 \times 40) \times 0.12 \times 2400 = 46080$ kg
 - = $(4 \times 8) \times 0.12 \times 2400 = 9216$ kg
 - = $(5 \times 4) \times 0.12 \times 2400 = 5760$ kg
- Balok memanjang :
 - a. Balok induk (40/60) = $4 (35 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) = 129024$ kg
 - b. B. kantilever (30/50) = $5 (2 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 3600$ kg
 - = $2 (5 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 3600$ kg
 - b. B.kantilever luar (25/40) = $(39 + 28) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 16080$ kg
 - c. Balok anak (30/50) = $(39 + 29) 0.3 \times 0.5 \times 2400 = 24480$ kg
- Balok melintang :
 - a. Balok induk (40/80) = $7 (24 \times 0.4 \times 0.8 \times 2400) = 129024$ kg
 - b. B. kantilever (30/50) = $14 (2 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) = 10080$ kg
 - c. B.kantilever luar (25/40) = $(24 + 14) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 9120$ kg
- Balok perangkai :
 - a. Balok (25/40) = $(4+4+6) 0.25 \times 0.4 \times 2400 = 3360$ kg
 - b. Balok (20/25) = $(2.5+2.5+3.5) 0.2 \times 0.25 \times 2400 = 1020$ kg
- Kolom :
 - a. Ø 60 = $4 \times 2.25 \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.6^2) = 6107.3$ kg
 - b. Ø 50 = $7 \times 4.5 \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.5^2) = 14844$ kg
 - c. 45x45 = $14 \times 4.5 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 = 30618$ kg
 - d. K.tangga dalam (30/30) = $2 \times 4.5 \times 0.3 \times 0.3 \times 2400 = 1944$ kg
 - e. K.tangga luar (20/20) = $2 \times 4.5 \times 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 864$ kg
- Dinding ½ batu :
 - a. Memanjang = $250 [(2.25 \times 39 \times 2) + (2.25 \times 35 \times 2)] = 83250$ kg
 - b. Melintang = $250 [(2.25 \times 28 \times 2) + (2.25 \times 20 \times 2)] = 54000$ kg
- Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm)
 - a. Bordes = $(2 \times 4 \times 0.15 \times 2400) = 2880$ kg
 - b. Anak tangga = $(2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400) = 5904$ kg

$$= (24 \times 2 \times 2200)^{1/2} \times 0.167 \times 0.3 = 2645.2 \text{ kg}$$

– Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)

a. Bordes = $(1.47 \times 3 \times 0.15 \times 2400) = 1587.6 \text{ kg}$

b. Anak tangga = $(1.5 \times 2 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400) = 4806 \text{ kg}$

$$= (24 \times 1.5 \times 2200)^{1/2} \times 0.167 \times 0.3 = 1984 \text{ kg} +$$

$$q_{DL} = 788227.1 \text{ kg}$$

B. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG 1983 hal 21 faktor reduksi beban hidup = 0.5

– Pelat lantai = $(12 \times 39) \times 250 = 117000 \text{ kg}$

$$= (12 \times 28) \times 250 = 84000 \text{ kg}$$

$$= (4 \times 40) \times 250 = 40000 \text{ kg}$$

$$= (4 \times 8) \times 250 = 8000 \text{ kg}$$

$$= (5 \times 4) \times 250 = 5000 \text{ kg}$$

– Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm)

a. Bordes = $300 \times (2 \times 4) = 2400 \text{ kg}$

b. Anak tangga = $2 \times 300 \times (3 \times 1.5) = 3600 \text{ kg}$

– Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)

a. Bordes = $300 \times (3 \times 1.475) = 1327.4 \text{ kg}$

b. Anak tangga = $2 \times 300 \times (3 \times 1.5) = 2700 \text{ kg} +$

$$q_{LL} = 264027.4 \text{ kg}$$

C. Berat Total

$$\text{Berat total lantai 2 (m}_2) = 788227.1 + 0.5 \times 264027.4 = 920240.8 \text{ kg}$$

4.1.4 Berat Lantai 1 (m₁)

A. Beban Mati

– Pelat lantai = $(35 \times 12) \times 0.12 \times 2400 = 120960 \text{ kg}$

$$= (24 \times 8) \times 0.12 \times 2400 = 55296 \text{ kg}$$

$$= (3 \times 4) \times 0.12 \times 2400 = 3456 \text{ kg}$$

$$= (5 \times 4) \times 0.12 \times 2400 = 5760 \text{ kg}$$

– Balok memanjang :

a. Balok induk (40/60) = $3 (38 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) = 65664 \text{ kg}$

b. Balok anak (30/50) = $(39 + 29) 0.3 \times 0.5 \times 2400 = 24480 \text{ kg}$

- Balok melintang :
 - a. Balok induk (40/80) $= 6 (24 \times 0.4 \times 0.8 \times 2400) = 110592 \text{ kg}$
 $= 1 (14 \times 0.4 \times 0.8 \times 2400) = 18432 \text{ kg}$
- Kolom :
 - a. Ø 60 $= 4 \times 4.5 \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.6^2) = 12214.5 \text{ kg}$
 - b. Ø 50 $= 3 \times 4.5 \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.5^2) = 6361.7 \text{ kg}$
 $= 7(2.25+2.35) \times 2400 (\frac{1}{4} \pi \times 0.5^2) = 18472.6 \text{ kg}$
 - c. 45x45 $= 14 \times 4.5 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 = 30618 \text{ kg}$
 - d. K.tangga dalam (30/30) $= 2 \times 4.5 \times 0.3 \times 0.3 \times 2400 = 1944 \text{ kg}$
 - e. K.tangga luar (20/20) $= 2 \times 4.5 \times 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 864 \text{ kg}$
- Dinding $\frac{1}{2}$ batu :
 - a. Memanjang $= 250 (2.25 \times 35 \times 2) = 39375 \text{ kg}$
 - b. Melintang $= 250 (2.25 \times 20 \times 2) = 22500 \text{ kg}$
- Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm):
 - a. Bordes $= (2 \times 4 \times 0.15 \times 2400) = 2880 \text{ kg}$
 - b. Anak tangga $= (2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400) = 5904 \text{ kg}$
 $= (24 \times 2 \times 2200) (\frac{1}{2} \times 0.167 \times 0.3) = 2645.2 \text{ kg}$
- Tangga luar (tebal pelat = 15 cm):
 - a. Bordes $= (1.47 \times 3 \times 0.15 \times 2400) = 1587.6 \text{ kg}$
 - b. Anak tangga $= (1.5 \times 2 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400) = 4806 \text{ kg}$
 $= (24 \times 1.5 \times 2200) (\frac{1}{2} \times 0.167 \times 0.3) = 1984 \text{ kg} +$

 $q_{DL} = 561176.6 \text{ kg}$

B. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG 1983 hal 21 faktor reduksi beban hidup = 0.5

- Pelat lantai $= (12 \times 35) \times 250 = 105000 \text{ kg}$
 $= (24 \times 8) \times 250 = 48000 \text{ kg}$
 $= (3 \times 4) \times 250 = 3000 \text{ kg}$
 $= (5 \times 4) \times 250 = 5000 \text{ kg}$
- Tangga dalam (tebal pelat = 15 cm):
 - a. Bordes $= 300 \times (2 \times 4) = 2400 \text{ kg}$
 - b. Anak tangga $= 2 \times 300 \times (3 \times 1.5) = 3600 \text{ kg}$

- Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)
 - a. Bordes = $300 \times (3 \times 1.475) = 1327.4 \text{ kg}$
 - b. Anak tangga = $2 \times 300 \times (3 \times 1.5) = 2700 \text{ kg}$
- $q_{LL} = 171027.4 \text{ kg}$**

C. Berat Total

Berat total lantai 1 (m_1) = $561176.6 + 0.5 \times 171027.4 = 646690.3 \text{ kg}$

LANTAI	BERAT (kg)
4	308061.7
3	916977.4
2	920240.8
1	646690.3
TOTAL	2791970.2

Tabel 4.1 Berat tiap-tiap lantai

4.2 Kekakuan Antar Lantai (K)

Berdasarkan SNI-1726-2002 pasal 5.5 hal 26 “momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia utuh dikalikan dengan prosentase efektifitas yaitu untuk kolom = 75%. Kekakuan sebuah struktur atau kolom dengan kondisi terjepit pada kedua ujungnya dengan memakai persamaan (2.2.1.1) :

$$k = \frac{12EI}{L^3}$$

4.2.1 Kekakuan Antar Lantai 4 dan 3 (K_4)

Pada bagian ini karena tumpuan pada atap adalah sen-rol maka untuk bagian rol pada waktu terjadi gempa tidak ikut bergerak, maka kekakuan pada bagian ini langsung dibagi 2.

A. Kekakuan Kolom Ø 50 dengan panjang 450 cm

Nilai modulus elastisitas beton (E_c) = $(W_c)^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c}$

Dengan : W_c = berat sendiri beton = 2400 kg/m^3

f'_c = kuat tekan beton = 25 Mpa

Nilai modulus elastisitas beton (E_c) = $(2400)^{1.5} \times 0.043 \sqrt{25}$
 $= 25278.73 \text{ MPa} = 2527873 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 50^4 = 306796.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 306796.2 = 230097.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } \varnothing 50 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.7 \text{ kg/cm}$$

B. Kekakuan Kolom 30x30 dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 30^4 = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 67500 = 50625 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } 30 \times 30 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.5 \text{ kg/cm}$$

C. Kekakuan Kolom Total

$$- \text{ Kolom } \varnothing 50 (l = 450 \text{ cm}) = 14 \times 76596.7 \times 0.5 = 536176.9 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } 30 \times 30 (l = 450 \text{ cm}) = 4 \times 16852.5 \times 0.5 = 33704.9 \text{ kg/cm} +$$

$$\mathbf{K_4 = 569881.8 \text{ kg/cm}}$$

4.2.2 Kekakuan Antar Lantai 3 dan 2 (K₃)

A. Kekakuan Kolom $\varnothing 50$ dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 50^4 = 306796.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 306796.2 = 230097.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } \varnothing 50 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.7 \text{ kg/cm}$$

B. Kekakuan Kolom 45x45 dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 45^4 = 341718.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 341718.8 = 256289.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } 45 \times 45 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{450^3} = 85315.7 \text{ kg/cm}$$

C. Kekakuan Kolom tangga dalam 30x30 dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 30^4 = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 67500 = 50625 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga } 30 \times 30 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.5 \text{ kg/cm}$$

D. Kekakuan Kolom Total

$$- \text{ Kolom } \varnothing 50 (l = 450 \text{ cm}) = 14 \times 76596.7 = 1072353.8 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } 45 \times 45 (l = 450 \text{ cm}) = 14 \times 85315.7 = 1194420.2 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom tangga } 30 \times 30 (l = 450 \text{ cm}) = 2 \times 16852.5 = 33704.9 \text{ kg/cm} +$$

$$K_3 = 2300479 \text{ kg/cm}$$

4.2.3 Kekakuan Antar Lantai 2 dan 1 (K_2)

A. Kekakuan Kolom $\varnothing 60$ dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang } (I) = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 60^4 = 636172.5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif } (I_{\text{eff}}) = 75\% \times 636172.5 = 477129.4 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } \varnothing 60 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 477129.4}{450^3} = 158830.9 \text{ kg/cm}$$

B. Kekakuan Kolom $\varnothing 50$ dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang } (I) = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 50^4 = 306796.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif } (I_{\text{eff}}) = 75\% \times 306796.2 = 230097.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom } \varnothing 50 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

C. Kekakuan Kolom 45×45 dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang } (I) = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 45^4 = 341718.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif } (I_{\text{eff}}) = 75\% \times 341718.8 = 256289.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga } 45 \times 45 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{450^3} = 85315.7 \text{ kg/cm}$$

D. Kekakuan Kolom tangga dalam 30×30 dengan panjang 450 cm

$$\text{Inersia penampang } (I) = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 30^4 = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif } (I_{\text{eff}}) = 75\% \times 67500 = 50625 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga } 30 \times 30 (l = 450 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.5 \text{ kg/cm}$$

D. Kekakuan Kolom Total

- Kolom Ø 60 (l = 450 cm)	= 4 x 158830.9	= 635323.8	kg/cm
- Kolom Ø 50 (l = 450 cm)	= 10 x 76596.71	= 765967.1	kg/cm
- Kolom 45x45 (l = 450 cm)	= 14 x 85315.7	= 1194420.2	kg/cm
- Kolom tangga 30x30 (l = 450 cm)	= 2 x 16852.5	= 33704.9	kg/cm
		<hr/>	
	K₂	= 2629416.1	kg/cm

4.2.4 Kekakuan Antar Lantai 1 dan 0 (K₁)

A. Kekakuan Kolom Ø 60 dengan panjang 470 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 60^4 = 636172.5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 636172.5 = 477129.4 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom Ø 60 (l = 470 cm)} = \frac{12 \times 2527873 \times 477129.4}{470^3} = 139405.25 \text{ kg/cm}$$

B. Kekakuan Kolom Ø 50 dengan panjang 470 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 50^4 = 306796.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 306796.2 = 230097.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom Ø 50 (l = 470 cm)} = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{470^3} = 67228.6 \text{ kg/cm}$$

C. Kekakuan Kolom Ø 50 dengan panjang 620 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} 50^4 = 306796.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 306796.2 = 230097.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom Ø 50 (l = 620 cm)} = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{620^3} = 29286.8 \text{ kg/cm}$$

D. Kekakuan Kolom 45x45 dengan panjang 470 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 45^4 = 341718.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 341718.8 = 256289.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga 45x45 (l = 470 cm)} = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{470^3} = 74881.24 \text{ kg/cm}$$

E. Kekakuan Kolom 45x45 dengan panjang 620 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 45^4 = 341718.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 341718.8 = 256289.1 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga } 45 \times 45 (l = 620 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{620^3} = 32620.57 \text{ kg/cm}$$

F. Kekakuan Kolom tangga dalam 30x30 dengan panjang 470 cm

$$\text{Inersia penampang (I)} = \frac{1}{12} b^4 = \frac{1}{12} 30^4 = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inersia efektifif (I}_{\text{eff}}) = 75\% \times 67500 = 50625 \text{ cm}^4$$

$$\text{Kekakuan kolom tangga } 30 \times 30 (l = 470 \text{ cm}) = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{470^3} = 14791.35 \text{ kg/cm}$$

G. Kekakuan Kolom Total

- Kolom Ø 60 (l = 470 cm) = 4 x 67228.6 = 557621 kg/cm
 - Kolom Ø 50 (l = 470 cm) = 3 x 67228.6 = 201685.8 kg/cm
 - Kolom Ø 50 (l = 620 cm) = 7 x 29286.8 = 205007.9 kg/cm
 - Kolom 45x45 (l = 470 cm) = 7 x 74881.24 = 524168.7 kg/cm
 - Kolom 45x45 (l = 620 cm) = 7 x 32620.57 = 228344 kg/cm
 - Kolom tangga 30x30 (l = 470 cm) = 2 x 14791.35 = 29582.7 kg/cm +
- K₁ = 1746410.1 kg/cm**

Kolom	Kekakuan (kg/cm ²)
K ₄	569881.8
K ₃	2300479
K ₂	2629416.1
K ₁	1746410.1

Tabel 4.2. Kekakuan antar lantai

4.3 Pemeriksaan Kondisi Tanah

Pemeriksaan difungsikan untuk menentukan jenis tanah berdasarkan klasifikasi SNI-1726-2002 pasal 4.6.3 hal 18. Pengklasifikasian hanya dapat dilakukan berdasar nilai SPT, karena data yang ada hanya berupa data sondir. Oleh karena itu, terlebih dahulu dilakukan konversi dari nilai sondir ke SPT dengan menggunakan persamaan (2.5.1.d) dan tabel 2.8, 2.9, 2.10 serta grafik 2.18.

Konversi satuan : 1 Bar = 1.1 kg/cm²

TITIK 1

ti (m)	qc (kg/cm ²)	Hs (kg/cm ²)	FR (%)	Tipe tanah	N	ti/N
0	0	0	0	-	0	0
0.2	25	0.32	1.28	Loose sand	6	0.03333
0.4	22	0.32	1.45455	Loose sand	6	0.06667
0.6	17	0.895	5.26471	Stiff clay	4	0.15
0.8	25	0.768	3.072	Clayey sand	6	0.13333
1	32	0.959	2.99688	Clayey sand	6	0.16667
1.2	35	1.279	3.65429	Silty sand	8	0.15
1.4	38	1.087	2.86053	Clayey sand	9	0.15556
1.6	36	1.087	3.01944	Clayey sand	8	0.2
1.8	37	2.431	6.57027	Very stiff clay	8	0.225
2	32	2.11	6.59375	Very stiff clay	6	0.33333
2.2	30	2.239	7.46333	Very stiff clay	6	0.36667
2.4	25	1.727	6.908	Very stiff clay	5	0.48
2.6	23	2.047	8.9	Very stiff clay	5	0.52
2.8	19	2.303	12.1211	Very loose sand	4	0.7
3	18	2.367	13.15	Very loose sand	4	0.75
3.2	28	3.134	11.1929	Loose sand	6	0.53333
3.4	25	2.878	11.512	Loose sand	6	0.56667
3.6	55	3.198	5.81455	Sandy and silty sand	12	0.3
3.8	125	2.878	2.3024	Dense sand	32	0.11875
4	135	3.838	2.84296	Dense sand	36	0.11111
4.2	140	3.838	2.74143	Dense sand	37	0.11351
4.4	165	3.838	2.32606	Dense sand	39	0.11282
50.6					Σ =	6.28675

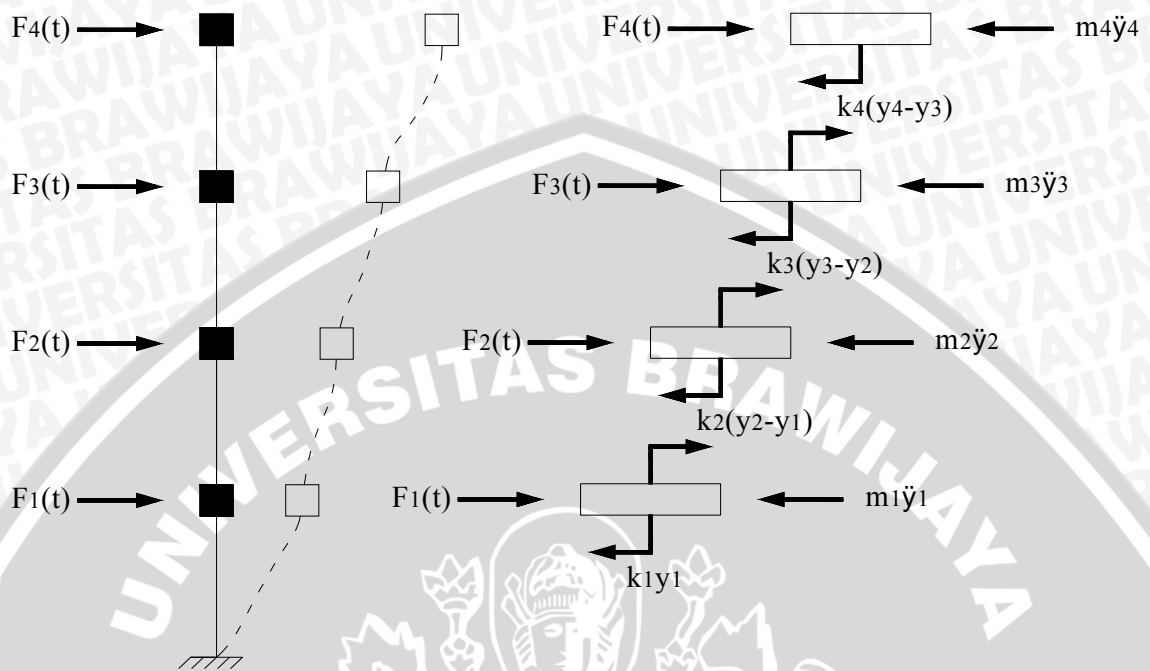
Tabel 4.3. Konversi sondir menjadi SPT

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/N_i} = \frac{50.6}{6.2867} = 8.05 \longrightarrow (\bar{N} < 15)$$

Tergolong dalam tanah lunak.

4.4 Waktu Getar Alami Rayleigh (T_{Rayleigh})

4.4.1 Matrik Kekakuan [K]



Gambar 4.1. Gaya-gaya pada struktur penahan geser

Didapatkan :

$$F_1(t) = k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1)$$

$$F_2(t) = k_2 (y_2 - y_1) - k_3 (y_3 - y_2)$$

$$F_3(t) = k_3 (y_3 - y_2) - k_4 (y_4 - y_3)$$

$$F_4(t) = k_4 (y_4 - y_3)$$

Dalam matrik :

$$\begin{array}{c|c|c|c|c|c|c}
 F_1 & & k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & Y_1 \\
 F_2 & = & -k_2 & K_2+K_3 & -k_3 & 0 & y_2 \\
 F_3 & & 0 & -k_3 & K_3+K_4 & -K_4 & Y_3 \\
 F_4 & & 0 & 0 & -K_4 & K_4 & Y_4
 \end{array}
 \times$$

$$[K] = \begin{array}{c|c|c|c|c}
 4375826.2 & -2629416.1 & 0 & 0 \\
 -2629416.1 & 4929895.1 & -2300479 & 0 \\
 0 & -2300479 & 2870360.8 & -569881.8 \\
 0 & 0 & -569881.8 & 569881.8
 \end{array}$$

4.4.2 Matrik Gaya [F]

- Data :
- Malang termasuk dalam wilayah 4
 - Kondisi tanah tergolong dalam tanah lunak
 - Merupakan gedung kuliah

Waktu getar alami awal dicoba dengan mengambil 75% dari T_{max}

$$T_{max} = \zeta n$$

Dengan : ζ = faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi diambang batas.

n = jumlah lantai

$$T_{max} = 0.17 \times 4 = 0.68 \text{ dt}$$

$$T_{awal} = 75\% \times 0.68 = 0.51 \text{ dt}$$

Maka didapatkan :

- Percepatan spektra $C = 0.85$
- Faktor keutamaan struktur $(I) = 1$
- Faktor reduksi (R) tergolong dalam SRPMK = 8.5

Besarnya gaya geser dasar gempa (V) :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0.85 \times 1}{8.5} 2791970.2 = 279197 \text{ kg}$$

Distribusi gaya horisontal (F) :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Karena tingkat penjepitan lateral antara bentang 1-2 dan 3-4 berbeda, maka diambil nilai rata-ratanya .

$$Z_1 = \frac{470 + 620}{2} = 545 \text{ cm dari lantai 1}$$

Lantai	W_i (kg)	Z_i (m)	$W_i \times Z_i$	V (kg)	F_i (kg)
4	308061.7	18.95	5837769.215	279197	51304.4
3	916977.4	14.45	13250323.43	279197	116448.6
2	920240.8	9.95	9156395.96	279197	80469.7
1	646690.3	5.45	3524462.135	279197	30974.3
Total	2791970.2		31768950.74		279197

Rasio antara tinggi dan ukuran denah arah gempa = $\frac{18.95}{28} = 0.7 < 3$ (OK)

$$[F] = \begin{vmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 30974.3 \\ 80469.7 \\ 116448.6 \\ 51304.4 \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{kg} \\ \text{kg} \\ \text{kg} \\ \text{kg} \end{matrix}$$

4.4.3 Waktu Getar Alami Rayleigh (T_{Rayleigh})

$$F = KY$$

$$Y = K^{-1} F$$

$$[K]^{-1} = \begin{vmatrix} 5.72603E-07 & 5.72603E-07 & 5.72603E-07 & 5.72603E-07 \\ 5.72603E-07 & 9.52916E-07 & 9.52916E-07 & 9.52916E-07 \\ 5.72603E-07 & 9.52916E-07 & 1.38761E-06 & 1.38761E-06 \\ 5.72603E-07 & 9.52916E-07 & 1.38761E-06 & 3.14236E-06 \end{vmatrix}$$

$$\begin{vmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 5.726E-07 & 5.726E-07 & 5.726E-07 & 5.726E-07 \\ 5.726E-07 & 9.529E-07 & 9.529E-07 & 9.529E-07 \\ 5.726E-07 & 9.529E-07 & 1.388E-06 & 1.388E-06 \\ 5.726E-07 & 9.529E-07 & 1.388E-06 & 3.142E-06 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 30974.3 \\ 80469.7 \\ 116448.6 \\ 51304.4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.15987 \\ 0.25427 \\ 0.32719 \\ 0.41722 \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{cm} \\ \text{cm} \\ \text{cm} \\ \text{cm} \end{matrix}$$

$$T_{\text{Rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i y_i}{g \sum_{i=1}^n F_i y_i}}$$

Lantai	Wi (kg)	Fi (kg)	di (mm)	di ²	Wixdi ²	Fixdi
4	308061.7	51304.4	4.172185955	17.40713565	5362471.799	214051.4971
3	916977.4	116448.6	3.271922076	10.70547407	9816677.781	381010.7451
2	920240.8	80469.7	2.542713072	6.465389768	5949715.452	204611.3581
1	646690.3	30974.3	1.598690937	2.555812714	1652819.29	49518.3327
Total	2791970	279197			22781684.32	849191.933

$$T_{\text{Rayleigh}} = 6,3 \sqrt{\frac{22781684.32}{9810 \times 849191.933}} = 0.329 \text{ dt}$$

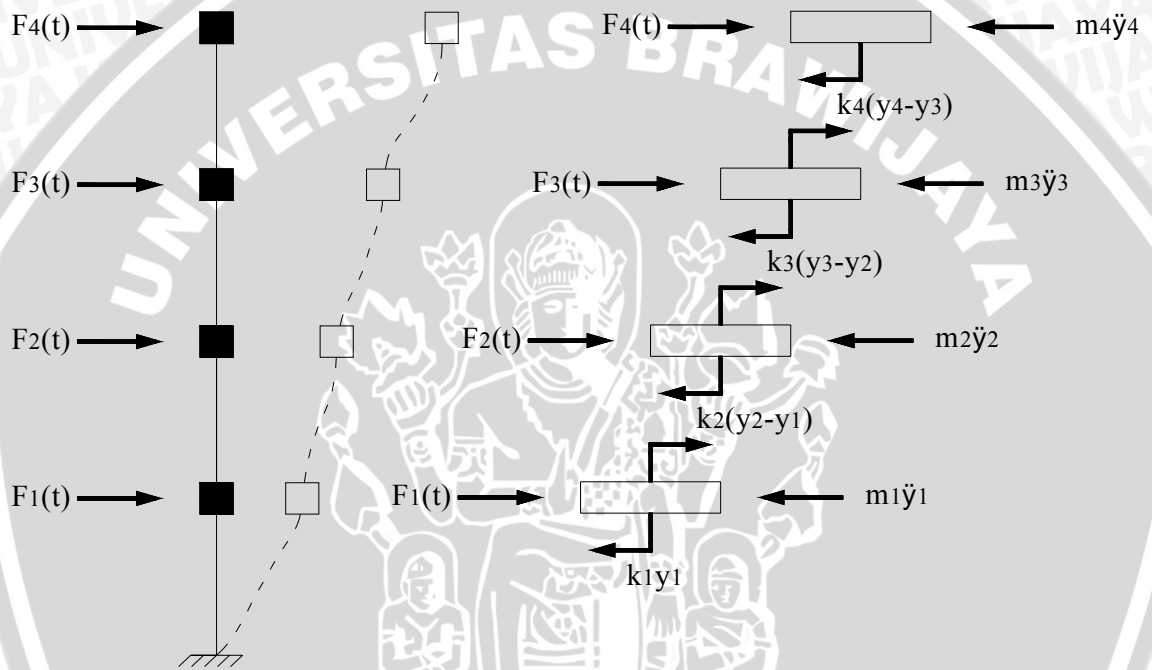
Berdasarkan SNI-1726-2002 “waktu getar alami yang ditentukan dengan rumus empirik atau hasil vibrasi bebas dimensi tidak boleh menyimpang 20% dari nilai T_{Rayleigh} .

$$T_{\text{awal}} = 0.51 dt$$

$$\text{Selisih dengan } T_{\text{Rayleigh}} = \frac{(0.51 - 0.329)}{0.329} \times 100\% = 5.5\% \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4.5 Waktu Getar Alami Dinamis

4.5.1 Perakitan Matrik Persamaan Gerak



Gambar 4.1. Gaya-gaya pada struktur penahan geser

Persamaan gerak :

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1) = 0$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) - k_3 (y_3 - y_2) = 0$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) - k_4 (y_4 - y_3) = 0$$

$$m_4 \ddot{y}_4 + k_4 (y_4 - y_3) = 0$$

dengan : $y = a \sin(\omega t - \alpha) \longrightarrow \ddot{y} = -a\omega^2 \sin(\omega t - \alpha)$

dimana $\sin(\omega t - \alpha) = 1$ maka :

$$m_1(-a_1\omega^2) + k_1a_1 - k_2(a_2 - a_1) = 0$$

$$m_2(-a_2\omega^2) + k_2(a_2 - a_1) - k_3(a_3 - a_2) = 0$$

$$m_3(-a_3\omega^2) + k_3(a_3 - a_2) - k_4(a_4 - a_3) = 0$$

$$m_4(-a_4\omega^2) + k_4(a_4 - a_3) = 0$$

Dalam bentuk matrik :

$$\begin{vmatrix} k_1+k_2 - m_1\omega^2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 - m_2\omega^2 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 - m_3\omega^2 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

Dimana : $m = \frac{W}{g} \longrightarrow g = 981 \text{ cm/dt}^2$

$$\begin{vmatrix} 4375826.2 - 659.22 \omega^2 & -2629416.1 & 0 & 0 \\ -2629416.1 & 4929895.1 - 938.06 \omega^2 & -2300479 & 0 \\ 0 & -2300479 & 2870360.8 - 934.74 \omega^2 & -569881.8 \\ 0 & 0 & -569881.8 & 569881.8 - 314.03 \omega^2 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

4.5.2 Frekuensi Natural Tiap Mode (ω_n)

Untuk solusi non trivial maka matrik tersebut mempunyai determinan = 0

$$\det \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{vmatrix} = a_{11} k_{11} + a_{21} k_{21} + a_{31} k_{31} + a_{41} k_{41}$$

Jika : $k_1+k_2 = 4375826.2 = a$

$K_2+k_3 = 4929895.1 = b$

$K_3+k_4 = 2870360.8 = c$

$$\begin{vmatrix} a - m_1\omega^2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & b - m_2\omega^2 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & c - m_3\omega^2 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

Maka :

$$K_{11} = (-1)^{1+1} \begin{vmatrix} b - m_2\omega^2 & -k_3 & 0 \\ -k_3 & c - m_3\omega^2 & -k_4 \\ 0 & -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

Det matrik 3x3 dari k_{11} :

$$k_{11}' = (-1)^{1+1} \begin{vmatrix} c - m_3\omega^2 & -k_4 \\ -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

$$\begin{aligned} k_{11}' &= [(c - m_3\omega^2)(k_4 - m_4\omega^2) - (k_4)^2] \\ &= ck_4 - cm_4\omega^2 - k_4m_3\omega^2 + m_3m_4\omega^4 - k_4^2 \\ &= m_3m_4\omega^4 - (k_4m_3 + cm_4)\omega^2 - (k_4^2 - ck_4) \end{aligned}$$

dengan : $k_4^2 - k_4(k_3 + k_4) = -k_3k_4$

$$k_{11}' = m_3m_4\omega^4 - (k_4m_3 + cm_4)\omega^2 + k_3k_4$$

$$K_{21}' = (-1)^{2+1} \begin{vmatrix} -k_3 & 0 \\ -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

$$\begin{aligned} K_{21}' &= -1 [-k_3(k_4 - m_4\omega^2)] \\ &= k_3k_4 - k_3m_4\omega^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Det matrik 3x3 dari } k_{11} &= (b - m_2\omega^2)[m_3m_4\omega^4 - (k_4m_3 + cm_4)\omega^2 - (k_4^2 - ck_4)] + \\ &\quad (c - m_3\omega^2)[k_3k_4 - k_3m_4\omega^2] \\ &= -275354757.4\omega^6 + 2.792348046.10^{12}\omega^4 - 6.637705193.10^{15}\omega^2 + \\ &\quad 3.447167435.10^{18} \end{aligned}$$

$$K_{21} = (-1)^{2+1} \begin{vmatrix} -k_2 & 0 & 0 \\ -k_3 & c - m_3\omega^2 & -k_4 \\ 0 & -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

Det matrik 3x3 dari k_{21} :

$$k_{11}' = (-1)^{1+1} \begin{vmatrix} c - m_3\omega^2 & -k_4 \\ -k_4 & k_4 - m_4\omega^2 \end{vmatrix}$$

$$\begin{aligned} k_{11}' &= [(c - m_3\omega^2)(k_4 - m_4\omega^2) - (k_4)^2] \\ &= ck_4 - cm_4\omega^2 - k_4m_3\omega^2 + m_3m_4\omega^4 - k_4^2 \\ &= m_3m_4\omega^4 - (k_4m_3 + cm_4)\omega^2 - (k_4^2 - ck_4) \end{aligned}$$

dengan : $k_4^2 - k_4(k_3 + k_4) = -k_3k_4$

$$k_{11}' = m_3m_4\omega^4 - (k_4m_3 + cm_4)\omega^2 + k_3k_4$$

$$K_{21}' = (-1)^{2+1} \begin{vmatrix} 0 & 0 \\ -k_4 & k_4 - m_4 \omega^2 \end{vmatrix}$$

$$K_{21}' = 0$$

$$\text{Det matrik } 3 \times 3 \text{ dari } k_{21} = -1(-k_2)[(m_3 m_4 \omega^4) - (k_4 m_3 + c m_4) \omega^2 + k_3 k_4]$$

$$= k_2 m_3 m_4 \omega^4 - (k_2 k_4 m_3 + k_2 c m_4) \omega^2 + k_2 k_3 k_4$$

$$= 7.718293419 \cdot 10^{11} \omega^4 - 3.770768629 \cdot 10^{15} \omega^2 + 3.447167435 \cdot 10^{18}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Det matrik } 4 \times 4 &= (4375826.2 - 659.22 \omega^2)(-275354757.4 \omega^6 + 2.792348046 \cdot 10^{12} \omega^4 - \\ &6.637705193 \cdot 10^{15} \omega^2 + 3.447167435 \cdot 10^{18}) - \\ &(2629416.1)(7.718293419 \cdot 10^{11} \omega^4 - 3.770768629 \cdot 10^{15} \omega^2 + \\ &3.447167435 \cdot 10^{18}) \\ &= 1.815193632 \cdot 10^{11} \omega^8 - 3.045676241 \cdot 10^{15} \omega^6 + 1.456507726 \cdot 10^{19} \omega^4 - \\ &2.140296627 \cdot 10^{22} \omega^2 + 6.020168027 \cdot 10^{24} \end{aligned}$$

solusi non trivial : Det matrik $4 \times 4 = 0$

$$1.815193632 \cdot 10^{11} \omega^8 - 3.045676241 \cdot 10^{15} \omega^6 + 1.456507726 \cdot 10^{19} \omega^4 - 2.140296627 \cdot 10^{22} \omega^2 + 6.020168027 \cdot 10^{24} = 0$$

dengan penyelesaian matematis didapatkan **Frekuensi Natural (ω_n)** :

$$\omega_1 = \pm 19.1129 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_2 = \pm 44.6968 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_3 = \pm 68.2393 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_4 = \pm 98.7881 \text{ rad/dt}$$

4.5.3 Matrik Normalisasi (Ratio Amplitudo) Tiap Mode

➤ **Mode 1 ($\omega_1 = \pm 19.1129 \text{ rad/dt}$)**

$$f_1 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{19.1129}{2\pi} = 3.0419 \text{ spd}$$

$$T_1 = \frac{1}{f} = \frac{1}{3.0419} = 0.329 \text{ dt}$$

$$\begin{vmatrix} 4135011.192 & -2629416.1 & 0 & 0 \\ -2629416.1 & 4587219.018 & -2300479 & 0 \\ 0 & -2300479 & 2528897.524 & -569881.8 \\ 0 & 0 & -569881.8 & 455165.716 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$4135011.192(a_1) - 2629416.1(a_2) = 0$$

$$a_2 = 1.5726 a_1$$

$$-2629416.1(a_1) + 4587219.018(a_2) - 2300479(a_3) = 0$$

$$-2629416.1(a_1) + 7213845.682 (a_1) - 2300479(a_3) = 0$$

$$a_3 = 1.9928 a_1$$

$$-2300479(a_2) + 2528897.524(a_3) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$-3617733.275(a_1) + 5039624.919(a_1) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$a_4 = 2.4951 a_1$$

$$-569881.8 (a_3) + 455165.716(a_4) = 0$$

$$-1135660.451(a_1) + 455165.716(a_4) = 0$$

$$a_4 = 2.495 a_1 \dots \dots \dots (OK)$$

➤ **Mode 2 ($\omega_2 = \pm 44.6968$ rad/dt)**

$$f_2 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{44.6968}{2\pi} = 7.1137 \text{ spd}$$

$$T_2 = \frac{1}{f} = \frac{1}{7.1137} = 0.141 \text{ dt}$$

$$\begin{vmatrix} 3058833.893 & -2629416.1 & 0 & 0 \\ -2629416.1 & 3055835.145 & -2300479 & 0 \\ 0 & -2300479 & 1002933.554 & -569881.8 \\ 0 & 0 & -569881.8 & -57488.568 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$3058833.893 (a_1) - 2629416.1(a_2) = 0$$

$$a_2 = 1.1633 a_1$$

$$-2629416.1(a_1) + 3055835.145 (a_2) - 2300479(a_3) = 0$$

$$-2629416.1(a_1) + 3554892.705(a_1) - 2300479(a_3) = 0$$

$$a_3 = 0.4023 a_1$$

$$-2300479(a_2) + 1002933.554 (a_3) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$-2676147.221(a_1) + 403480.169(a_1) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$a_4 = -3.988 a_1$$

$$-569881.8 (a_3) - 57488.568 (a_4) = 0$$

$$-229263.448(a_1) - 57488.568(a_4) = 0$$

$$a_4 = -3.988 a_1 \dots \dots \dots (OK)$$

➤ **Mode3 ($\omega_3 = \pm 68.2393$ rad/dt)**

$$f_3 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{68.2393}{2\pi} = 10.877 \text{ spd}$$

$$T_3 = \frac{1}{f} = \frac{1}{10.877} = 0.092 \text{ dt}$$

$$\begin{vmatrix} 130610.987 & -2629416.1 & 0 & 0 \\ -2629416.1 & 561722.967 & -2300479 & 0 \\ 0 & -2300479 & -1482351.414 & -569881.8 \\ 0 & 0 & -569881.8 & -892430.946 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$130610.987 (a_1) - 2629416.1(a_2) = 0$$

$$a_2 = 0.4967 a_1$$

$$-2629416.1(a_1) + 561722.967 (a_2) - 2300479(a_3) = 0$$

$$-2629416.1(a_1) + 279022.754(a_1) - 2300479(a_3) = 0$$

$$a_3 = -1.0217 a_1$$

$$-2300479(a_2) - 1482351.414 (a_3) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$-1142647.919(a_1) + 1514518.44(a_1) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$a_4 = -0.6525a_1$$

$$-569881.8 (a_3) - 892430.946 (a_4) = 0$$

$$-582248.235(a_1) - 892430.946(a_4) = 0$$

$$a_4 = 0.6525a_1 \dots \dots \dots (OK)$$

➤ **Mode 4 ($\omega_4 = \pm 98.7881$ rad/dt)**

$$F_4 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{98.7881}{2\pi} = 15.7226 \text{ spd}$$

$$T_4 = \frac{1}{f} = \frac{1}{15.7226} = 0.0636 \text{ dt}$$

$$\begin{vmatrix} -2057560.254 & -2629416.1 & 0 & 0 \\ -2629416.1 & -4224715.647 & -2300479 & 0 \\ 0 & -2300479 & -6251849.773 & -569881.8 \\ 0 & 0 & -569881.8 & -2494764.825 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$-2057560.254(a_1) - 2629416.1(a_2) = 0$$

$$a_2 = -0.7825a_1$$

$$-2629416.1(a_1) - 4224715.647(a_2) - 2300479(a_3) = 0$$

$$-2629416.1(a_1) + 3305907.726(a_1) - 2300479(a_3) = 0$$

$$a_3 = 0.2941a_1$$

$$-2300479(a_2) - 6251849.773 (a_3) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$1800124.818(a_1) - 1838669.018(a_1) - 569881.8(a_4) = 0$$

$$a_4 = -0.0676a_1$$

$$-569881.8 (a_3) - 2494764.825 (a_4) = 0$$

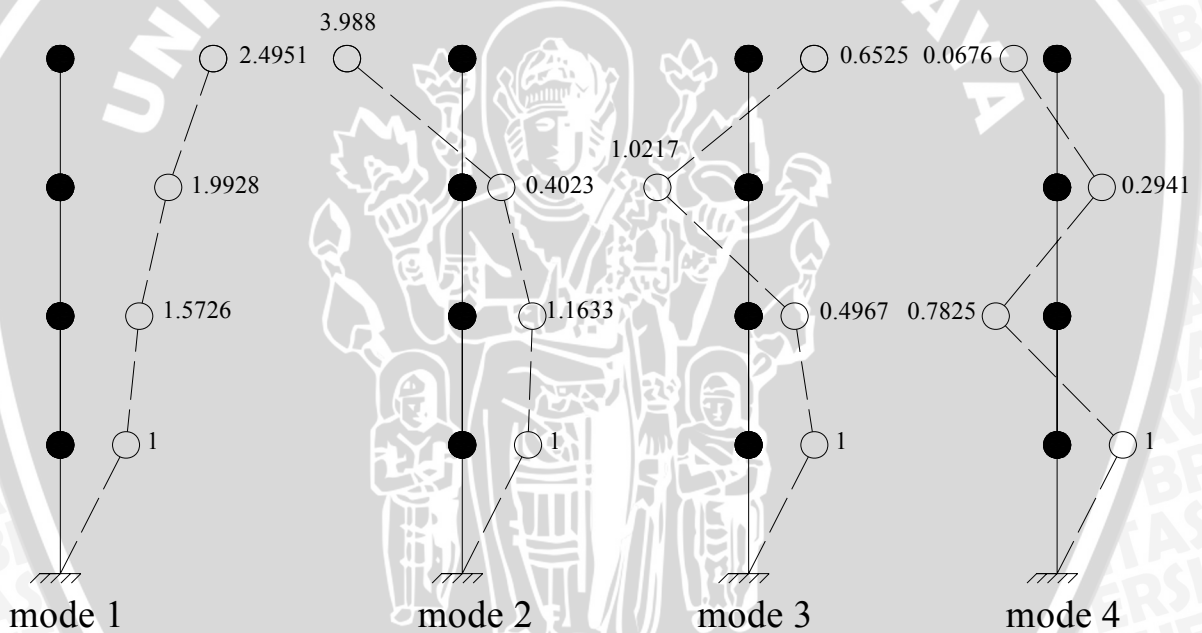
$$-167602.237(a_1) - 2494764.825(a_4) = 0$$

$$a_4 = -0.0676 a_1 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

TABULASI RATIO AMPLITUDO

Ratio amplitudo	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
a_1	1	1	1	1
a_2	1.5726	1.1633	0.4967	-0.7825
a_3	1.9928	0.4023	-1.0217	0.2941
a_4	2.4951	-3.988	0.6525	-0.0676

Tabel 4.4. Ratio amplitudo (normalisasi)



Gambar 4.2. Grafik normalisasi modal

4.6 Analisa Modal

4.6.1 Modal Respon Statik

A. Mode 1 ($T_1 = 0.329$ dt)

Dengan menggunakan persamaan (2.2.3.h) sampai (2.2.3.l) maka akan didapatkan respon statik modal yang pada awalnya hanya berupa nilai ratio amplitudo (normalisasi).

$$\Phi_1 = \begin{vmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \\ \Phi_{41} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 \\ 1.5726 \\ 1.9928 \\ 2.4951 \end{vmatrix}$$

$$L_1^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \\ \Phi_{41} \end{vmatrix}$$

$$L_1^h = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.5726 \\ 1.9928 \\ 2.4951 \end{vmatrix}$$

$$L_1^h = 4689858.292/g$$

$$M_1 = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2 = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \Phi_{11}^2 \\ \Phi_{21}^2 \\ \Phi_{31}^2 \\ \Phi_{41}^2 \end{vmatrix}$$

$$M_1 = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} (1)^2 \\ (1.5726)^2 \\ (1.9928)^2 \\ (2.4951)^2 \end{vmatrix}$$

$$M_1 = 8481904.612/g$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_1^h}{M_1} = \frac{4689858.292/g}{8481904.612/g} = 0.552925$$

a. Perpindahan lantai (u_1)

$$u_{j1} = \Gamma_1 \Phi_{j1} D_1$$

dengan : $D_1 = \text{perpindahan spektra pada mode ke-1} = \frac{A_1}{\omega_1}$

dengan menggunakan grafik respon spektra SNI-1726-2002 didapatkan :

$$\omega_1 = 19.1129 \text{ rad/dt}$$

$$T_1 = 0.329 \text{ dt} \longrightarrow \text{wilayah 4, tanah lunak} \longrightarrow A = 0.85 \text{ g}$$

$$g = 980.665 \text{ cm/dt}^2$$

$$D_1 = \frac{A_1}{\omega_1} = \frac{0.85 \times 980.665}{(19.1129)^2} = 2.281846 \text{ cm}$$

$$u_1 = \begin{vmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \\ u_{41} \end{vmatrix} = 0.552925 \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.5726 \\ 1.9928 \\ 2.4951 \end{vmatrix} \times 2.281846 = \begin{vmatrix} 1.2616897 \\ 1.9841332 \\ 2.514295 \\ 3.148042 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

b. Drift Story (Δ_1)

$$\Delta_{j1} = \Gamma_1 (\Phi_{j1} - \Phi_{j-1.1}) D_1$$

$$\Delta_1 = \begin{vmatrix} \Delta_{11} \\ \Delta_{21} \\ \Delta_{31} \\ \Delta_{41} \end{vmatrix} = 0.552925 \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.5726 \\ 0.4202 \\ 0.5023 \end{vmatrix} \times 2.281846 = \begin{vmatrix} 1.2616897 \\ 0.7224435 \\ 0.530162 \\ 0.6337467 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

c. Gaya Lateral (f_1)

$$f_{j1} = \Gamma_1 m_j \Phi_{j1} A_1$$

dengan : $A_1 = 0.85 \text{ g}$

$$f_1 = \begin{vmatrix} f_{11} \\ f_{21} \\ f_{31} \\ f_{41} \end{vmatrix} = 0.552925 \times \begin{vmatrix} 646690.3/g \\ 920240.8/g \\ 916977.4/g \\ 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.5726 \\ 0.4202 \\ 0.5023 \end{vmatrix} \times 0.85 \text{ g} = \begin{vmatrix} 303935.549 \\ 680150.322 \\ 858830.578 \\ 361252.463 \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$\text{Total gaya geser dasar } V_{b1} = f_{11} + f_{21} + f_{31} + f_{41} = 2204168.92 \text{ kg}$$

d. Gaya geser dasar (V_{b1})

$$V_{b1} = V_{b1}^{st} A_1 = \Gamma_1 L_1^h A_1$$

dengan : $A_1 = 0.85 \text{ g}$

$$L_1^h = 4689858.292/\text{g}$$

$$V_{b1} = 0.552925 \times 4689858.292/\text{g} \times 0.85\text{g} = 2204168.92 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

e. Momen guling (M_{b1})

$$M_{b1} = M_{b1}^{st} A_1 = A_1 \sum_{j=1}^N h_j s_{j1}$$

dengan : $s_{j1} = \Gamma_1 m_j \phi_{j1}$

$$s_1 = \begin{vmatrix} s_{11} \\ s_{21} \\ s_{31} \\ s_{41} \end{vmatrix} = 0.552925 \times \begin{vmatrix} 646690.3/\text{g} \\ 920240.8/\text{g} \\ 916977.4/\text{g} \\ 308061.7/\text{g} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.5726 \\ 0.4202 \\ 0.5023 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 357571.2341/\text{g} \\ 800176.8494/\text{g} \\ 1010388.916/\text{g} \\ 425002.897/\text{g} \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$M_{b1} = [h_1 \ h_2 \ h_3 \ h_4] \begin{pmatrix} s_{11} \\ s_{21} \\ s_{31} \\ s_{41} \end{pmatrix} \times A_1$$

$$= [5.45 \ 9.95 \ 14.45 \ 18.95] \begin{pmatrix} 357571.2341/\text{g} \\ 800176.8494/\text{g} \\ 1010388.916/\text{g} \\ 425002.897/\text{g} \end{pmatrix} \times 0.85\text{g} = 27679780.47 \text{ kg.m}$$

B. Mode 2 ($T_2 = 0.141 \text{ dt}$)

Matrik normalisasi

$$\phi_2 = \begin{vmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \\ \phi_{42} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 \\ 1.1633 \\ 0.4023 \\ -3.988 \end{vmatrix}$$

$$L_2^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j2} = \begin{vmatrix} m_1/\text{g} & m_2/\text{g} & m_3/\text{g} & m_4/\text{g} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \\ \phi_{42} \end{vmatrix}$$

$$L_2^h = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ \times & & & \\ & & & \\ & & & \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.1633 \\ 0.4023 \\ -3.988 \end{vmatrix}$$

$$L_2^h = 857556.3711/g$$

$$M_2 = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j2}^2 = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \\ \times & & & \\ & & & \\ & & & \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \phi_{12}^2 \\ \phi_{22}^2 \\ \phi_{32}^2 \\ \phi_{42}^2 \end{vmatrix}$$

$$M_2 = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ \times & & & \\ & & & \\ & & & \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} (1)^2 \\ (1.1633)^2 \\ (0.4023)^2 \\ (-3.988)^2 \end{vmatrix}$$

$$M_2 = 6939887.816/g$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2^h}{M_2} = \frac{857556.3711/g}{6939887.816/g} = 0.12357$$

a. Perpindahan lantai (u₂)

$$u_{j2} = \Gamma_2 \phi_{j2} D_2$$

dengan : D₁ = perpindahan spektra pada mode ke-2

dengan menggunakan grafik respon spektra SNI-1726-2002 didapatkan :

$$\omega_2 = 44.6968 \text{ rad/dt}$$

$$T_2 = 0.141 \text{ dt} \longrightarrow \text{wilayah 4, tanah lunak} \longrightarrow A = 0.7 g$$

$$g = 980.665 \text{ cm/dt}^2$$

$$D_2 = \frac{A_2}{\omega_2} = \frac{0.7 \times 980.665}{(44.6968)^2} = 0.34361 \text{ cm}$$

$$u_2 = \begin{vmatrix} u_{12} \\ u_{22} \\ u_{32} \\ u_{42} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.12357 \\ \times \\ & & & \\ & & & \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.1633 \\ 0.4023 \\ -3.988 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 0.34361 \\ \times \\ & & & \\ & & & \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.0424599 \\ 0.0493936 \\ 0.0170816 \\ -0.16933 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

b. Drift Story (Δ_2)

$$\Delta_{j2} = \Gamma_2 (\Theta_{j2} - \Theta_{j-1,2}) D_2$$

$$\Delta_2 = \begin{vmatrix} \Delta_{12} \\ \Delta_{22} \\ \Delta_{32} \\ \Delta_{42} \end{vmatrix} = 0.12357 \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.1633 \\ -0.761 \\ -4.3903 \end{vmatrix} \times 0.34361 = \begin{vmatrix} 0.0424599 \\ 0.0069337 \\ -0.0323119 \\ -0.1864116 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

c. Gaya Lateral (f_2)

$$f_{j2} = \Gamma_2 m_j \Theta_{j2} A_2$$

dengan : $A_2 = 0.7 \text{ g}$

$$F_2 = \begin{vmatrix} f_{12} \\ f_{22} \\ f_{32} \\ f_{42} \end{vmatrix} = 0.12357 \times \begin{vmatrix} 646690.3/\text{g} \\ 920240.8/\text{g} \\ 916977.4/\text{g} \\ 308061.7/\text{g} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.1633 \\ 0.4023 \\ -3.988 \end{vmatrix} \times 0.7 \text{ g} = \begin{vmatrix} 55938.0643 \\ 92598.5741 \\ 31909.4818 \\ -106268.3516 \end{vmatrix} \text{ kg}$$

Total gaya geser dasar $V_{b2} = f_{12} + f_{22} + f_{32} + f_{42} = 74177.7686 \text{ kg}$

d. Gaya geser dasar (V_{b2})

$$V_{b2} = V_{b2}^s A_2 = \Gamma_2 L_2^h A_2$$

dengan : $A_2 = 0.7 \text{ g}$

$$L_2^h = 857556.3711/\text{g}$$

$$V_{b2} = 0.12357 \times 857556.3711/\text{g} \times 0.7 \text{ g} = 74177.7686 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

e. Momen guling (M_{b2})

$$M_{b2} = M_{b2}^s A_2 = A_2 \sum_{j=1}^N h_j s_{j2}$$

dengan : $s_{j2} = \Gamma_2 m_j \Theta_{j2}$

$$S_2 = \begin{vmatrix} s_{12} \\ s_{22} \\ s_{32} \\ s_{42} \end{vmatrix} = 0.12357 \times \begin{vmatrix} 646690.3/\text{g} \\ 920240.8/\text{g} \\ 916977.4/\text{g} \\ 308061.7/\text{g} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 1.1633 \\ 0.4023 \\ -3.988 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 79911.52037/\text{g} \\ 132283.6773/\text{g} \\ 45584.97399/\text{g} \\ -151811.9309/\text{g} \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$M_{b2} = \begin{vmatrix} h_1 & h_1 & h_3 & h_4 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} s_{12} \\ s_{22} \\ s_{32} \\ s_{42} \end{vmatrix} \times A_2$$

$$M_{b2} = \begin{vmatrix} 5.45 & 9.95 & 14.45 & 18.95 \\ x & & & \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 79911.52037/g \\ 132283.6773/g \\ 45584.97399/g \\ -151811.9309/g \end{vmatrix} \times 0.7g$$

$$M_{b2} = -326474.99 \text{ kg.m}$$

C. Mode 3 (T₃ = 0.092 dt)

Matrik normalisasi

$$\emptyset_3 = \begin{vmatrix} \emptyset_{13} \\ \emptyset_{23} \\ \emptyset_{33} \\ \emptyset_{43} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 \\ 0.4967 \\ -1.0217 \\ 0.6525 \end{vmatrix} \times$$

$$L_3^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j3} = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \\ x & & & \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \emptyset_{13} \\ \emptyset_{23} \\ \emptyset_{33} \\ \emptyset_{43} \end{vmatrix}$$

$$L_3^h = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ x & & & \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 1 \\ 0.4967 \\ -1.0217 \\ 0.6525 \end{vmatrix}$$

$$L_3^h = 367908.355/g$$

$$M_3 = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j3}^2 = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \\ x & & & \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \emptyset_{13}^2 \\ \emptyset_{23}^2 \\ \emptyset_{33}^2 \\ \emptyset_{43}^2 \end{vmatrix}$$

$$M_3 = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ x & & & \end{vmatrix} \begin{vmatrix} (1)^2 \\ (0.4967)^2 \\ (-1.0217)^2 \\ (0.6525)^2 \end{vmatrix}$$

$$M_3 = 1962088.936/g$$



$$\Gamma_3 = \frac{L_3^h}{M_3} = \frac{367908.355/g}{1962088.936/g} = 0.18751$$

a. Perpindahan lantai (u_3)

$$u_{j3} = \Gamma_3 \emptyset_{j3} D_3$$

dengan : D_3 = perpindahan spektra pada mode ke-3

dengan menggunakan grafik respon spektra SNI-1726-2002 didapatkan :

$$\omega_3 = 68.2393 \text{ rad/dt}$$

$$T_3 = 0.092 \text{ dt} \longrightarrow \text{wilayah 4, tanah lunak} \longrightarrow A = 0.6 \text{ g}$$

$$g = 980.665 \text{ cm/dt}^2$$

$$D_3 = \frac{A_3}{\omega_3} = \frac{0.6 \times 980.665}{(68.2393)^2} = 0.126358 \text{ cm}$$

$$u_3 = \begin{vmatrix} u_{13} \\ u_{23} \\ u_{33} \\ u_{43} \end{vmatrix} = 0.18751 \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.4967 \\ -1.0217 \\ 0.6525 \end{vmatrix} \times 0.126358 = \begin{vmatrix} 0.0236934 \\ 0.0117685 \\ -0.0242075 \\ 0.0154599 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

b. Drift Story (Δ_3)

$$\Delta_{j3} = \Gamma_3 (\emptyset_{j3} - \emptyset_{j-1.3}) D_3$$

$$\Delta_3 = \begin{vmatrix} \Delta_{13} \\ \Delta_{23} \\ \Delta_{33} \\ \Delta_{43} \end{vmatrix} = 0.18751 \times \begin{vmatrix} 1 \\ -0.5033 \\ -1.5184 \\ 1.6742 \end{vmatrix} \times 0.126358 = \begin{vmatrix} 0.0236934 \\ -0.0119249 \\ -0.035976 \\ 0.0396675 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

c. Gaya Lateral (f_3)

$$f_{j3} = \Gamma_3 m_j \emptyset_{j3} A_3$$

dengan : $A_3 = 0.6 \text{ g}$

$$f_3 = \begin{vmatrix} f_{13} \\ f_{23} \\ f_{33} \\ f_{43} \end{vmatrix} = 0.18751 \times \begin{vmatrix} 646690.3/g \\ 920240.8/g \\ 916977.4/g \\ 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ 0.4967 \\ -1.0217 \\ 0.6525 \end{vmatrix} \times 0.6 \text{ g} = \begin{vmatrix} 72756.5389 \\ 51424.6481 \\ -105404.1498 \\ 22614.8602 \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$\text{Total gaya geser dasar } V_{b3} = f_{13} + f_{23} + f_{33} + f_{43} = 41391.8974 \text{ kg}$$



d. Gaya geser dasar (V_{b3})

$$V_{b3} = V_{b3}^{st} A_3 = \Gamma_3 L_3^h A_3$$

dengan : $A_3 = 0.6 \text{ g}$

$$L_3^h = 367908.355/\text{g}$$

$$V_{b3} = 0.18751 \times 367908.355/\text{g} \times 0.6 \text{ g} = 41391.8974 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

e. Momen guling (M_{b3})

$$M_{b3} = M_{b3}^{st} A_3 = A_3 \sum_{j=1}^N h_j s_{j3}$$

dengan : $s_{j3} = \Gamma_3 m_j \emptyset_{j3}$

$$s_3 = \begin{vmatrix} s_{13} \\ s_{23} \\ s_{33} \\ s_{43} \end{vmatrix} = 0.18751 \times \begin{vmatrix} 646690.3/\text{g} & \times & 1 \\ 920240.8/\text{g} & \times & 0.4967 \\ 916977.4/\text{g} & \times & -1.0217 \\ 308061.7/\text{g} & \times & 0.6525 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 121260.8982/\text{g} \\ 85707.74684/\text{g} \\ -175673.5831/\text{g} \\ 37691.43371/\text{g} \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$M_{b3} = \begin{vmatrix} h_1 & h_1 & h_3 & h_4 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} s_{13} \\ s_{23} \\ s_{33} \\ s_{43} \end{vmatrix} \times A_3$$

$$M_{b3} = \begin{vmatrix} 5.45 & 9.95 & 14.45 & 18.95 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 121260.8982/\text{g} \\ 85707.74684/\text{g} \\ -175673.5831/\text{g} \\ 37691.43371/\text{g} \end{vmatrix} \times 0.6\text{g}$$

$$M_{b3} = -186339.9784 \text{ kg.m}$$

D. Mode 4 ($T_4 = 0.0636 \text{ dt}$)

Matrik normalisasi

$$\emptyset_4 = \begin{vmatrix} \emptyset_{14} \\ \emptyset_{24} \\ \emptyset_{34} \\ \emptyset_{44} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 \\ -0.7825 \\ 0.2941 \\ -0.0676 \end{vmatrix}$$

$$L_4^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j4} = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \\ x & \emptyset_{14} \\ & \emptyset_{24} \\ & \emptyset_{34} \\ & \emptyset_{44} \end{vmatrix}$$

$$L_4^h = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ x & 1 \\ & -0.7825 \\ & 0.2941 \\ & -0.0676 \end{vmatrix}$$

$$L_4^h = 175459.9564/g$$

$$M_4 = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j4}^2 = \begin{vmatrix} m_1/g & m_2/g & m_3/g & m_4/g \\ x & \emptyset_{14}^2 \\ & \emptyset_{24}^2 \\ & \emptyset_{34}^2 \\ & \emptyset_{44}^2 \end{vmatrix}$$

$$M_4 = \begin{vmatrix} 646690.3/g & 920240.8/g & 916977.4/g & 308061.7/g \\ x & (1)^2 \\ & (-0.7825)^2 \\ & (0.2941)^2 \\ & (-0.0676)^2 \end{vmatrix}$$

$$M_4 = 1290881.047/g$$

$$\Gamma_4 = \frac{L_4^h}{M_4} = \frac{175459.9564/g}{1290881.047/g} = 0.135923$$

a. Perpindahan lantai (u₄)

$$u_{j4} = \Gamma_4 \emptyset_{j4} D_4$$

dengan : D₄ = perpindahan spektra pada mode ke-4

dengan menggunakan grafik respon spektra SNI-1726-2002 didapatkan :

$$\omega_4 = 98.7881 \text{ rad/dt}$$

$$T_4 = 0.0636 \text{ dt} \longrightarrow \text{wilayah 4, tanah lunak} \longrightarrow A = 0.5 \text{ g}$$

$$g = 980.665 \text{ cm/dt}^2$$

$$D_4 = \frac{A_4}{\omega_4} = \frac{0.5 \times 980.665}{(98.7881)^2} = 0.050244 \text{ cm}$$

$$u_4 = \begin{vmatrix} u_{14} \\ u_{24} \\ u_{34} \\ u_{44} \end{vmatrix} = 0.135923 \times \begin{vmatrix} 1 \\ -0.7825 \\ 0.2941 \\ -0.0676 \end{vmatrix} \times 0.050244 = \begin{vmatrix} 0.006829315 \\ -0.00534394 \\ 0.0020085 \\ -0.000461662 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

b. Drift Story (Δ_4)

$$\Delta_{j4} = \Gamma_4 (\varnothing_{j4} - \varnothing_{j-1.4}) D_4$$

$$\Delta_4 = \begin{vmatrix} \Delta_{14} \\ \Delta_{24} \\ \Delta_{34} \\ \Delta_{44} \end{vmatrix} = 0.135923 \times \begin{vmatrix} 1 \\ -1.7825 \\ 1.0766 \\ -0.3617 \end{vmatrix} \times 0.050244 = \begin{vmatrix} 0.006829315 \\ -0.01217325 \\ 0.00735244 \\ -0.00247016 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

c. Gaya Lateral (f_4)

$$f_{j4} = \Gamma_4 m_j \varnothing_{j4} A_4$$

dengan : $A_4 = 0.5 \text{ g}$

$$f_4 = \begin{vmatrix} f_{14} \\ f_{24} \\ f_{34} \\ f_{44} \end{vmatrix} = 0.135923 \times \begin{vmatrix} 646690.3/g \\ 920240.8/g \\ 916977.4/g \\ 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ -0.7825 \\ 0.2941 \\ -0.0676 \end{vmatrix} \times 0.5 \text{ g} = \begin{vmatrix} 43950.04282 \\ -48938.28956 \\ 18328.06483 \\ -1415.29626 \end{vmatrix} \text{ kg}$$

Total gaya geser dasar $V_{b4} = f_{14} + f_{24} + f_{34} + f_{44} = 11924.52183 \text{ kg}$

d. Gaya geser dasar (V_{b4})

$$V_{b4} = V_{b4}^{st} A_4 = \Gamma_4 L_4^h A_4$$

dengan : $A_4 = 0.5 \text{ g}$

$$L_4^h = 175459.9564/g$$

$$V_{b4} = 0.135923 \times 175459.9564/g \times 0.5 \text{ g} = 11924.52183 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

e. Momen guling (M_{b4})

$$M_{b4} = M_{b4}^{st} A_4 = A_4 \sum_{j=1}^N h_j s_{j4}$$

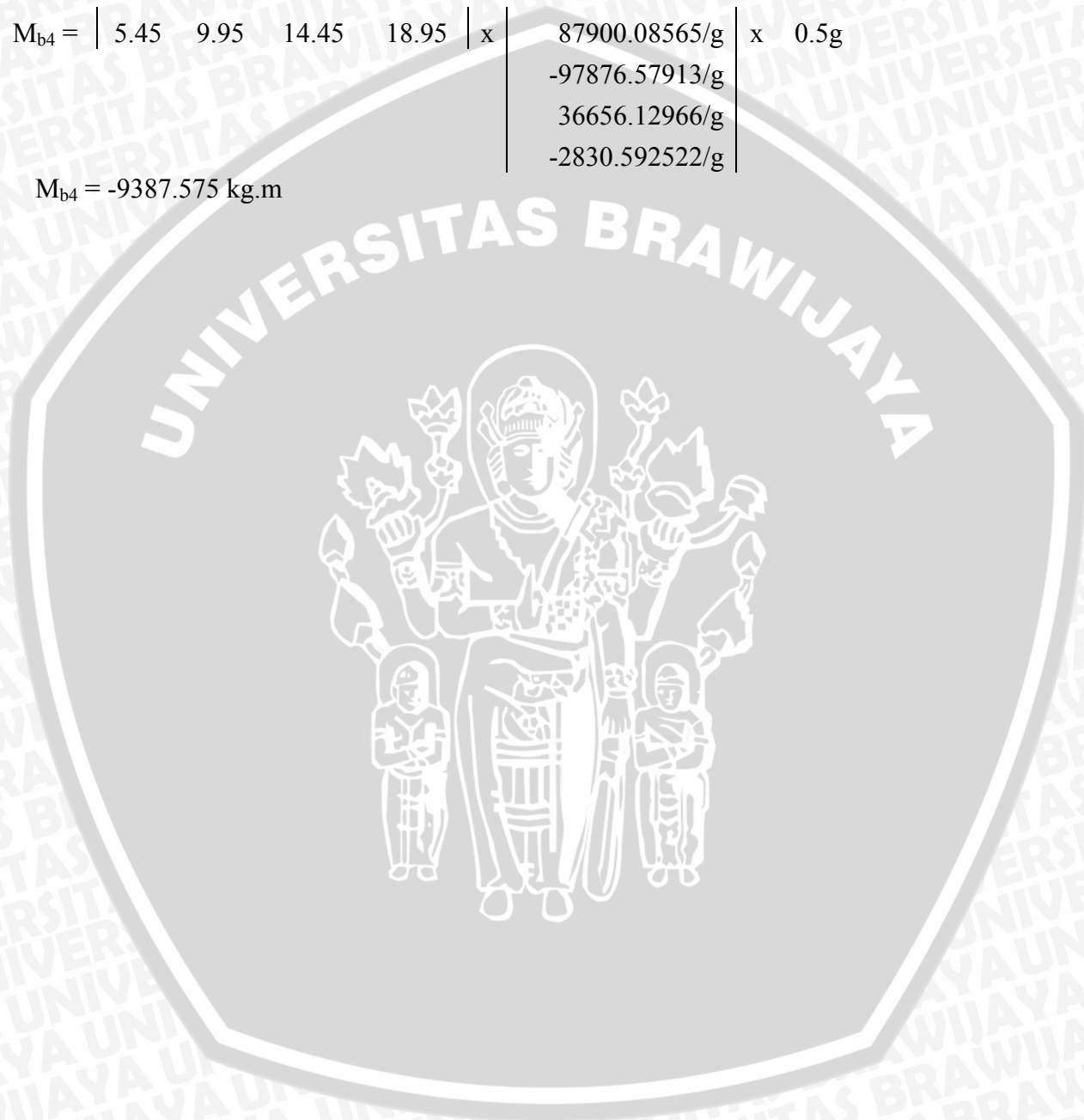
dengan : $s_{j4} = \Gamma_4 m_j \varnothing_{j4}$

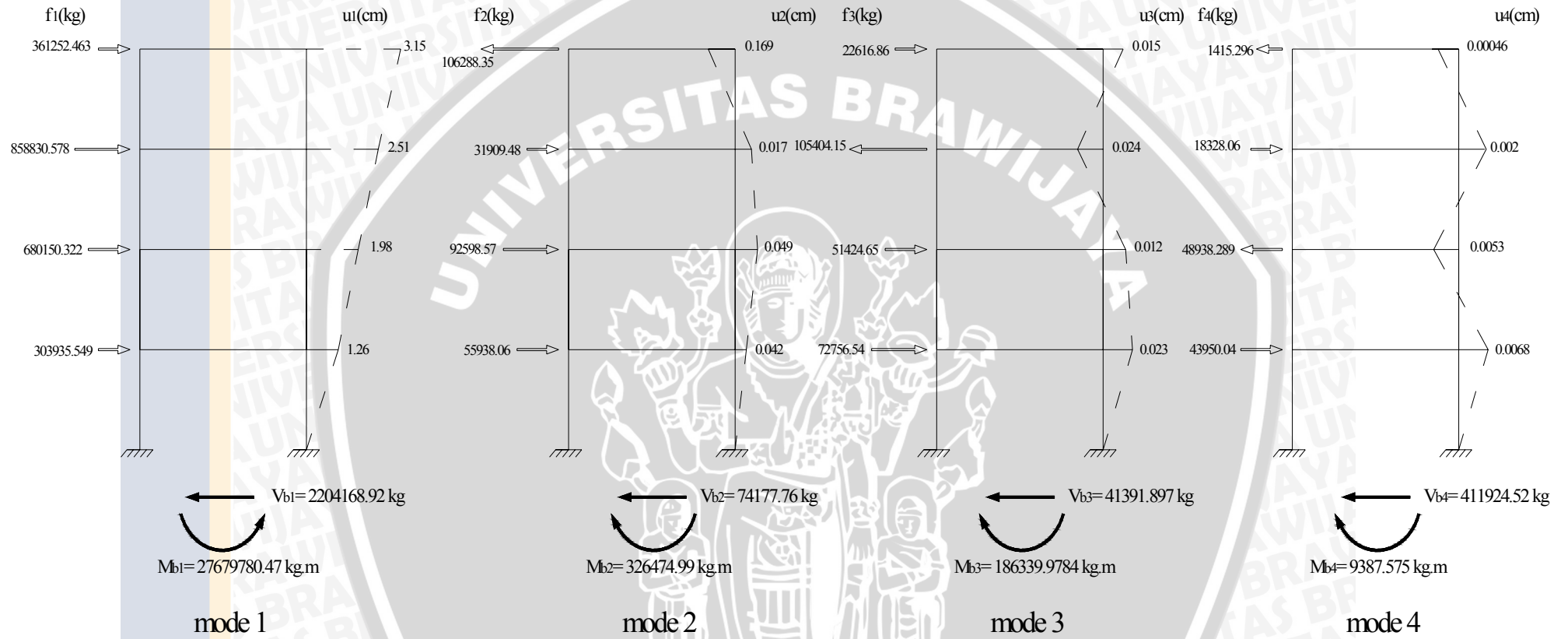
$$s_4 = \begin{vmatrix} s_{14} \\ s_{24} \\ s_{34} \\ s_{44} \end{vmatrix} = 0.135923 \times \begin{vmatrix} 646690.3/g \\ 920240.8/g \\ 916977.4/g \\ 308061.7/g \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1 \\ -0.7825 \\ 0.2941 \\ -0.0676 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 87900.08565/g \\ -97876.57913/g \\ 36656.12966/g \\ -2830.592522/g \end{vmatrix} \text{ kg}$$

$$M_{b4} = \begin{vmatrix} h_1 & h_1 & h_3 & h_4 & x \\ S_{14} & x & A_4 \\ S_{24} \\ S_{34} \\ S_{44} \end{vmatrix}$$

$$M_{b4} = \begin{vmatrix} 5.45 & 9.95 & 14.45 & 18.95 & x \\ 87900.08565/g & x & 0.5g \\ -97876.57913/g \\ 36656.12966/g \\ -2830.592522/g \end{vmatrix}$$

$$M_{b4} = -9387.575 \text{ kg.m}$$





Gambar 4.3. Penggambaran respon statik tiap mode

4.6.2 Kombinasi Respon Modal

Berdasarkan SNI-1726-2002 untuk waktu getar alami yang berdekatan dengan selisih 15% digunakan metode CQC (*Complete Quadratic Combination*), sedangkan untuk yang berjauhan digunakan SRSS (*Square Root of the Sum of Square*).

$$T_1 = 0.329 \text{ dt}$$

$$T_3 = 0.092 \text{ dt}$$

$$T_2 = 0.141 \text{ dt}$$

$$T_3 = 0.0636 \text{ dt}$$

$$- T_2 > 0.329 - (0.329 \times 15\%) = 0.27965 \text{ dt} \dots\dots\dots(\text{Tdk OK})$$

$$- T_3 > 0.141 - (0.141 \times 15\%) = 0.11985 \text{ dt} \dots\dots\dots(\text{Tdk OK})$$

$$- T_4 > 0.092 - (0.092 \times 15\%) = 0.0782 \text{ dt} \dots\dots\dots(\text{Tdk OK})$$

Maka digunakan metode SRSS persamaan (2.2.3.m):

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}$$

A. Perpindahan lateral lantai atas (u_4)

$$u_4 = \left(\sum_{n=1}^N u_{1n}^2 \right)^{1/2} = [(3.148042)^2 + (-0.16933)^2 + (0.0154599)^2 + (-0.000461662)^2]^{1/2}$$
$$= 3.152630696 \text{ cm}$$

B. Gaya lateral tiap lantai (f_4)

a. Lantai 4 (f_4)

$$f_4 = \left(\sum_{n=1}^N f_{4n}^2 \right)^{1/2} = [(3612525.463)^2 + (-106268.3516)^2 + (22614.8602)^2 + (-1415.2963)^2]^{1/2}$$
$$= 377239.6315 \text{ kg}$$

b. Lantai 3 (f_3)

$$f_3 = \left(\sum_{n=1}^N f_{3n}^2 \right)^{1/2} = [(858830.578)^2 + (31909.4818)^2 + (-105404.1489)^2 + (18328.06483)^2]^{1/2}$$
$$= 866056.6549 \text{ kg}$$

c. Lantai 2 (f_2)

$$f_2 = \left(\sum_{n=1}^N f_{2n}^2 \right)^{1/2} = [(680150.322)^2 + (92598.5741)^2 + (51424.6481)^2 + (-48938.28956)^2]^{1/2}$$
$$= 690085.7969 \text{ kg}$$

d. Lantai 1 (f₁)

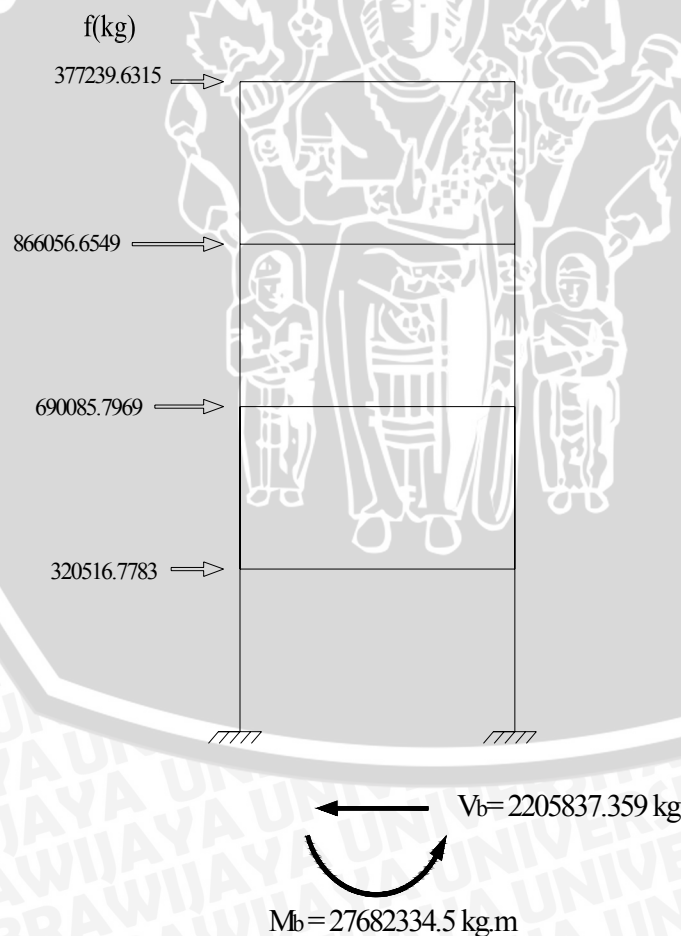
$$f_1 = \left(\sum_{n=1}^N f_{1n}^2 \right)^{1/2} = [(303935.549)^2 + (55938.0643)^2 + (72756.5389)^2 + (43950.04282)^2]^{1/2}$$
$$= 320516.7783 \text{ kg}$$

C. Gaya geser dasar (V_b)

$$V_b = \left(\sum_{n=1}^N V_n^2 \right)^{1/2} = [(2204168.92)^2 + (74177.7686)^2 + (41391.8974)^2 + (11924.5218)^2]^{1/2}$$
$$= 2205837.359 \text{ kg}$$

D. Momen guling (M_b)

$$M_b = \left(\sum_{n=1}^N M_{bn}^2 \right)^{1/2} = [(27679780.47)^2 + (-326474.99)^2 + (186339.9784)^2 + (9387.575)^2]^{1/2}$$
$$= 27682334.5 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.4. Respon statik kombinasi

4.7 Eksentrisitas Tiap – Tiap Lantai

4.7.1 Titik Pusat Massa

A. Lantai 1

a. Pelat lantai

$$\begin{aligned} \text{beban mati} &: (35 \times 12) \times 0.12 \times 2400 &= 120960 & \text{kg} \\ &(24 \times 8) \times 0.12 \times 2400 &= 55296 & \text{kg} \\ &(3 \times 4) \times 0.12 \times 2400 &= 3456 & \text{kg} \\ &(5 \times 4) \times 0.12 \times 2400 &= 5760 & \text{kg} \quad + \\ &&\hline &q_{dl} &= 185472 & \text{kg} \end{aligned}$$

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

$$\begin{aligned} &(35 \times 12) \times 250 \times 0.5 &= 52500 & \text{kg} \\ &(24 \times 8) \times 250 \times 0.5 &= 24000 & \text{kg} \\ &(3 \times 4) \times 250 \times 0.5 &= 1500 & \text{kg} \\ &(5 \times 4) \times 250 \times 0.5 &= 2500 & \text{kg} \quad + \\ &&\hline &q_{LL} &= 80500 & \text{kg} \end{aligned}$$

Berat pelat lantai total = 185472 + 80500 = 265972 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{(120960+52500) 17.5 + (55296 + 2400) 23 + (3456 + 1500) 36.5 + (5760+2500) 8.5}{265972} \\ &= \frac{3893950}{265972} = 14.64 \text{ m dari portal G} \end{aligned}$$

b. Balok memanjang

Beban mati :

$$\begin{aligned} - \text{ B. induk (40/60)} &= 3 (35 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) &= 60480 & \text{kg} \\ &= 1 (24 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) &= 13824 & \text{kg} \\ - \text{ B. anak (30/50)} &= 1 (35 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) &= 12600 & \text{kg} \\ &= 1 (24 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) &= 8640 & \text{kg} \\ - \text{ B.tangga dalam (30/50)} &= 1 (5 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) &= 1800 & \text{kg} \\ - \text{ B.tangga luar (30/50)} &= 2 (3 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) &= 2160 & \text{kg} \quad + \\ &&\hline &q_{dl} &= 99504 & \text{kg} \end{aligned}$$

Beban hidup = 0

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{[(60480 \times 17.5) + (13824 \times 23)] + [(12600 \times 17.5) + (8640 \times 23)] + (1800 \times 8.5) + 2(2160 \times 36.5)}{99504}$$

$$= \frac{1889712}{99504} = 18.991 \text{ m dari portal G}$$

c. Balok melintang

Beban mati :

– B. induk (40/80)	= 6 (24 x 0.4 x 0.8 x 2400)	= 110592 kg
	= 1 (14 x 0.4 x 0.6 x 2400)	= 10752 kg
		+ 118344
		q _{dl} = 99504 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(10752 \times 0) + (18432 \times 29) + 18432(23 + 17 + 11 + 6 + 35)}{99504}$$

$$= \frac{2230272}{121344} = 18.38 \text{ m dari portal G}$$

d. Dinding memanjang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 2.25 x 35)	= 39375 kg
		+ 39375
		q _{dl} = 39375 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(39375 \times 17.5)}{39375} = 17.5 \text{ m dari portal G}$$

e. Dinding melintang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 2.25 x 20)	= 22500 kg
		+ 22500
		q _{dl} = 22500 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(22500 \times 12)}{22500} = 12 \text{ m dari portal G}$$

f. Tangga dalam

Beban mati :

- Bordes (t = 15 cm)	= $(1/8 \pi \times 4^2) 0.15 \times 2400$	= 2261.9 kg
- Anak tangga naik	= $\frac{1}{2} (2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400)$	= 2952 kg
	= $\frac{1}{2} (12 \times 2 \times 2200)(1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	= 1322.6 kg
- Anak tangga turun	= $\frac{1}{2} (2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400)$	= 2952 kg
	= $\frac{1}{2} (12 \times 2 \times 2200)(1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	= 1322.6 kg +
		<hr/>
		$q_{dl} = 10811.1 \text{ kg}$

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

- Bordes (t = 15 cm)	= $0.5 \times 300 (1/8 \pi \times 4^2)$	= 942.48 kg
- Anak tangga naik	= $\frac{1}{2} \times 300 \times 1.85 \times 3$	= 416.25 kg
- Anak tangga turun	= $\frac{1}{2} \times 300 \times 1.85 \times 3$	= 416.25 kg +
		<hr/>
		$q_{LL} = 1774.98 \text{ kg}$

Berat tangga dalam = $10811.1 + 1774.98 = 12586.1 \text{ kg}$

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(3204.38 \times 8.5) + (4690.85 \times 7.25) + (4690.85 \times 9.75)}{12586.1}$$

$$= \frac{106981.68}{12586.1} = 8.5 \text{ m dari portal G}$$

g. Tangga luar

Beban mati :

- Bordes (t = 15 cm)	= $1.8 \times 3 \times 0.15 \times 2400$	= 1944 kg
- Anak tangga naik	= $\frac{1}{2} (1.5 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400)$	= 1201.5 kg
	= $\frac{1}{2} (12 \times 1.5 \times 2200)(1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	= 496 kg
- Anak tangga turun	= $\frac{1}{2} (1.5 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400)$	= 1201.5 kg
	= $\frac{1}{2} (12 \times 1.5 \times 2200)(1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	= 496 kg +
		<hr/>
		$q_{dl} = 5339 \text{ kg}$

Beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

- Bordes (t = 15 cm)	= $0.5 \times 300 \times 3 \times 3$	= 810 kg
- Anak tangga naik	= $\frac{1}{2} \times 300 \times 1.5 \times 3$	= 337.5 kg
- Anak tangga turun	= $\frac{1}{2} \times 300 \times 1.5 \times 3$	= 337.5 kg +
		<hr/>
		$q_{LL} = 1485 \text{ kg}$

Berat tangga dalam = 5339 + 1485 = 6824 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(2754 \times 36.5) + (2035 \times 37.25) + (2035 \times 35.75)}{6824}$$
$$= \frac{249076}{6824} = 36.5 \text{ m dari portal G}$$

h. Kolom

Beban mati :

– Ø60	= 4x4.5x2400(1/4 π x0.6 ²)	= 12214.5 kg
– Ø50	= 3x4.5x2400(1/4 π x0.5 ²)	= 6361.7 kg
	= 7(2.25+2.35)x2400(1/4 π x0.5 ²)	= 18472.6 kg
– 45x45	= 14x4.5x2400x0.45x0.45	= 30618 kg
– tangga dalam (30/30)	= 2x4.5x0.3x0.3x2400	= 1944 kg
– tangga luar (20/20)	= 2x4.5x0.2x0.2x2400	= 864 kg
		<hr/>
		q _{dl} = 70474.8 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

– berat Ø60 panjang 4.5 m	= 3053.6 kg
– berat Ø50 panjang 4.5 m	= 2120.6 kg
– berat Ø50 panjang 4.6 m	= 2638.9 kg
– berat 45x45 panjang 4.5 m	= 2187 kg

$$\bar{x} = \frac{9132.9(0+11+35) + 9547.6(6+17+23+29) + 972(6+11) + 432(35+38)}{70474.8}$$

$$= \frac{1184243.4}{70474.8} = 16.8 \text{ m dari portal G}$$

→ **Pusat massa lantai 1 :**

Berat lantai 1 : - pelat lantai	= 265972 kg
- balok memanjang	= 99504 kg
- balok melintang	= 121344 kg
- dinding memanjang	= 39375 kg
- dinding melintang	= 22500 kg

$$\begin{aligned}
 & - \text{ tangga dalam} & = & 12586.1 \text{ kg} \\
 & - \text{ tangga luar} & = & 70474.8 \text{ kg} \\
 & - \text{ kolom} & = & 70474.8 \text{ kg} + \\
 & \text{Qtot} & = & 638579.9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\begin{aligned}
 \bar{x} & = \frac{(265972 \times 14.64) + (99504 \times 18.99) + (121344 \times 18.38) + (39375 \times 17.5) + (22500 \times 17.5) +}{638579.9} \\
 & \frac{(12586.1 \times 8.5) + (6824 \times 36.5) + (70474.8 \times 16.8)}{638579.9} = 16.66 \text{ m dari portal G}
 \end{aligned}$$

B. Lantai 2

a. Pelat lantai

beban mati :	$(12 \times 39) \times 0.12 \times 2400$	=	134784	kg
	$(12 \times 20) \times 0.12 \times 2400$	=	69120	kg
	$(4 \times 40) \times 0.12 \times 2400$	=	46080	kg
	$(4 \times 8) \times 0.12 \times 2400$	=	9216	kg
	$(5 \times 4) \times 0.12 \times 2400$	=	5760	kg
	$(12 \times 8) \times 0.12 \times 2400$	=	27648	kg
				+
		q_{dl}	= 292608	kg

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

	$250(12 \times 39) \times 0.5$	=	58500	kg
	$250(12 \times 20) \times 0.5$	=	30000	kg
	$250(4 \times 40) \times 0.5$	=	20000	kg
	$250(4 \times 8) \times 0.5$	=	4000	kg
	$250(5 \times 4) \times 0.5$	=	2500	kg
	$250(12 \times 8) \times 0.5$	=	12000	kg
				+
		q_{dl}	= 127000	kg

Berat pelat lantai total = 292608 + 127000 = 419608 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(193284 \times 19.5) + (99120 \times 25) + (66080 \times 20) + (13216 \times 35) + (8260 \times 10.5) + (39648 \times 4)}{419608}$$

$$= \frac{8276520}{419608} = 19.72 \text{ m dari serat paling kanan}$$

b. Balok memanjang

Beban mati :

– B. induk (40/60)	= 3 (35 x 0.4 x 0.6 x 2400)	= 60480 kg
	= 1 (30 x 0.4 x 0.6 x 2400)	= 17280 kg
– B. anak (30/50)	= 2 (29 x 0.3 x 0.5 x 2400)	= 28080 kg
– B.tangga dalam (30/50)	= 1 (5 x 0.3 x 0.5 x 2400)	= 1800 kg
– B.tangga luar (30/50)	= 2 (3 x 0.3 x 0.5 x 2400)	= 2160 kg
– B. kantilever luar (25/40)	= 1 (39 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 9360 kg
	= 1 (28 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 6720 kg
		+ 6720 kg
		q _{dl} = 125880 kg

Beban hidup = 0

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(77760 \times 19.5) + (28080 \times 19.5) + (9360 \times 19.5) + (6720 \times 16.5) + (1800 \times 8.5) + 2(1080 \times 38.5)}{125880}$$

$$= \frac{2455740}{125880} = 19.51 \text{ m dari serat paling kanan}$$

c. Balok melintang

Beban mati :

– B. induk (40/80)	= 7 (24 x 0.4 x 0.8 x 2400)	= 129024 kg
– B.luar melintang (25/40)	= 1 (28 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 6720 kg
	= 1 (12 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 2880 kg
– B.kantilever luar melintang (30/50)	= 13(2x0.3x0.5x2400)	= 9360 kg
		+ 9360 kg
		q _{dl} = 147984 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(19152 \times 37) + 19872 (31 + 25 + 19 + 13 + 8 + 2) + (6720 \times 0) + (2880 \times 39)}{147984}$$

$$= \frac{2768400}{147984} = 18.71 \text{ m dari serat paling kanan}$$

d. Dinding memanjang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 2.25 x 39)	= 43875	kg	
	= 250 (2 x 2.25 x 35)	= 39375	kg	+
		q _{dl} = 83250	kg	

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(43875 \times 19.5) + (39375 \times 19.5)}{39375} = 19.5 \text{ m dari serat paling kanan}$$

e. Dinding melintang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 2.25 x 28)	= 31500	kg	
	= 250 (2 x 2.25 x 35)	= 22500	kg	+
		q _{dl} = 54000	kg	

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(15750 \times 0) + (15750 \times 36.5) + (11250 \times 2) + (11250 \times 37)}{54000} = 18.77 \text{ m dari serat paling kanan}$$

f. Tangga dalam

Beban mati :

– Bordes (t = 15 cm)	= (1/8 π x 4 ²) 0.15 x 2400	= 2261.9	kg	
– Anak tangga naik	= ½ (2x2x4.1x0.15x2400)	= 2952	kg	
	= ½ (12x2x2200)(1/2x0.167x0.3)	= 1322.6	kg	
– Anak tangga turun	= ½ (2x2x4.1x0.15x2400)	= 2952	kg	
	= ½ (12x2x2200)(1/2x0.167x0.3)	= 1322.6	kg	+
		q _{dl} = 10811.1	kg	

Beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

– Bordes (t = 15 cm)	= 0.5 x 300 (1/8 π x 4 ²)	= 942.48	kg	
– Anak tangga naik	= ½ x 300x1.85x3	= 416.25	kg	
– Anak tangga turun	= ½ x 300x1.85x3	= 416.25	kg	+
		q _{LL} = 1774.98	kg	

Berat tangga dalam = 10811.1 + 1774.98 = 12586.1 kg



Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(3204.38 \times 8.5) + (4690.85 \times 7.25) + (4690.85 \times 9.75)}{12586.1}$$

$$= \frac{106981.68}{12586.1} = 8.5 \text{ m dari portal G}$$

g. Tangga luar

Beban mati :

– Bordes (t = 15 cm)	= 1.8x3x0.15 x 2400	= 1944 kg
– Anak tangga naik	= ½ (1.5x4.45x0.15x2400)	= 1201.5 kg
	= ½ (12x1.5x2200)(1/2x0.167x0.3)	= 496 kg
– Anak tangga turun	= ½ (1.5x4.45x0.15x2400)	= 1201.5 kg
	= ½ (12x1.5x2200)(1/2x0.167x0.3)	= 496 kg +
		<u>q_{dl} = 5339 kg</u>

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

– Bordes (t = 15 cm)	= 0.5 x 300 x 3 x 3	= 810 kg
– Anak tangga naik	= ½ x 300x1.5x3	= 337.5 kg
– Anak tangga turun	= ½ x 300x1.5x3	= 337.5 kg +
		<u>q_{LL} = 1485 kg</u>

Berat tangga dalam = 5339 + 1485 = 6824 kg

Statis momen terhadap portal melintang G :

$$\bar{x} = \frac{(2754 \times 36.5) + (2035 \times 37.25) + (2035 \times 35.75)}{6824}$$

$$= \frac{249076}{6824} = 36.5 \text{ m dari portal G}$$

h. Kolom

Beban mati :

– Ø60	= 4x2.25x2400(1/4 π x0.6 ²)	= 6107.3 kg
– Ø50	= 4x2.25x2400(1/4 π x0.5 ²)	= 4241.1 kg
	= 10x4.5x2400(1/4 π x0.5 ²)	= 21205.8 kg
– 45x45	= 14x4.5x2400x0.45x0.45	= 30618 kg
– tangga dalam (30/30)	= 2x4.5x0.3x0.3x2400	= 1944 kg

$$- \text{tangga luar (20/20)} = 2 \times 4.5 \times 0.2 \times 0.2 \times 2400 = 864 \text{ kg} +$$

$$q_{dl} = 64980.2 \text{ kg}$$

Statis momen terhadap serat paling kanan :

- berat Ø60 panjang 2.25 m = 1526.8 kg
- berat Ø50 panjang 2.25 m = 1060.3 kg
- berat Ø50 panjang 4.5 m = 2120.6 kg
- berat 45x45 panjang 4.5 m = 2187 kg

$$\bar{x} = \frac{8615.2(37+13) + (9081.7(31+25+19+19+8)) + 972(8+13) + (864(40))}{64980.2}$$

$$= \frac{1239513.1}{64980.2} = 19.08 \text{ m dari serat paling kanan}$$

→ **Pusat massa lantai 2 :**

Berat lantai 1 :	- pelat lantai	= 419608 kg
	- balok memanjang	= 125880 kg
	- balok melintang	= 147984 kg
	- dinding memanjang	= 83250 kg
	- dinding melintang	= 54000 kg
	- tangga dalam	= 12586.1 kg
	- tangga luar	= 70474.8 kg
	- kolom	= 64980.2 kg +
	Qtot	= 915112.3 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(419608 \times 19.72) + (125880 \times 19.51) + (147984 \times 18.71) + (83250 \times 19.5) + (54000 \times 18.77) + (12586.1 \times 10.5) + (6824 \times 38.5) + (64980.2 \times 19.08)}{915112.3}$$

$$= \frac{17771024.47}{915112.3} = 18.68 \text{ m dari serat paling kanan}$$

$$= 18.68 - 2 = 16.68 \text{ dari portal G}$$

C. Lantai 3

a. Pelat lantai

$$\begin{aligned}
 \text{beban mati} & : (12 \times 39) \times 0.12 \times 2400 & = 134784 & \text{ kg} \\
 & (12 \times 20) \times 0.12 \times 2400 & = 69120 & \text{ kg} \\
 & (4 \times 40) \times 0.12 \times 2400 & = 46080 & \text{ kg} \\
 & (4 \times 8) \times 0.12 \times 2400 & = 9216 & \text{ kg} \\
 & (5 \times 4) \times 0.12 \times 2400 & = 5760 & \text{ kg} \\
 & (12 \times 8) \times 0.12 \times 2400 & = 27648 & \text{ kg} \quad +
 \end{aligned}$$

$$q_{dl} = 292608 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{beban hidup} & : 250(12 \times 39) \times 0.5 & = 58500 & \text{ kg} \\
 & 250 (12 \times 20) \times 0.5 & = 30000 & \text{ kg} \\
 & 250 (4 \times 40) \times 0.5 & = 20000 & \text{ kg} \\
 & 250 (4 \times 8) \times 0.5 & = 4000 & \text{ kg} \\
 & 250 (5 \times 4) \times 0.5 & = 2500 & \text{ kg} \\
 & 250 (12 \times 8) \times 0.5 & = 12000 & \text{ kg} \quad +
 \end{aligned}$$

$$q_{dl} = 127000 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pelat lantai total} = 292608 + 127000 = 419608 \text{ kg}$$

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\begin{aligned}
 \bar{x} & = \frac{(193284 \times 19.5) + (99120 \times 25) + (66080 \times 20) + (13216 \times 35) + (8260 \times 10.5) + (39648 \times 4)}{419608} \\
 & = \frac{8276520}{419608} = 19.72 \text{ m dari serat paling kanan}
 \end{aligned}$$

b. Balok memanjang

Beban mati :

$$\begin{aligned}
 - \text{ B. induk (40/60)} & & = 3 (35 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) & = 60480 & \text{ kg} \\
 & & = 1 (30 \times 0.4 \times 0.6 \times 2400) & = 17280 & \text{ kg} \\
 - \text{ B. anak (30/50)} & & = 2 (29 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) & = 28080 & \text{ kg} \\
 - \text{ B.tangga dalam (30/50)} & & = 1 (5 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) & = 1800 & \text{ kg} \\
 - \text{ B.tangga luar (30/50)} & & = 2 (3 \times 0.3 \times 0.5 \times 2400) & = 2160 & \text{ kg} \\
 - \text{ B. kantilever luar (25/40)} & & = 1 (39 \times 0.25 \times 0.4 \times 2400) & = 9360 & \text{ kg} \\
 & & = 1 (28 \times 0.25 \times 0.4 \times 2400) & = 6720 & \text{ kg} \quad +
 \end{aligned}$$

$$q_{dl} = 125880 \text{ kg}$$

Beban hidup = 0

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(77760 \times 19.5) + (28080 \times 19.5) + (9360 \times 19.5) + (6720 \times 16.5) + (1800 \times 8.5) + 2(1080 \times 38.5)}{125880}$$
$$= \frac{2455740}{125880} = 19.51 \text{ m dari serat paling kanan}$$

c. Balok melintang

Beban mati :

– B. induk (40/80)	= 7 (24 x 0.4 x 0.8 x 2400)	= 129024 kg
– B. luar melintang (25/40)	= 1 (28 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 6720 kg
	= 1 (12 x 0.25 x 0.4 x 2400)	= 2880 kg
– B. kantilever luar melintang (30/50)	= 13(2 x 0.3 x 0.5 x 2400)	= 9360 kg
		<hr/>
		q _{dl} = 147984 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(19152 \times 37) + 19872 (31 + 25 + 19 + 13 + 8 + 2) + (6720 \times 0) + (2880 \times 39)}{147984}$$
$$= \frac{2768400}{147984} = 18.71 \text{ m dari serat paling kanan}$$

d. Dinding memanjang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 4.5 x 39)	= 87750 kg
		<hr/>
		q _{dl} = 87750 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{87750 \times 19.5}{87750} = 19.5 \text{ m dari serat paling kanan}$$

e. Dinding melintang

Beban mati :

– Dinding ½ bata	= 250 (2 x 4.5 x 28)	= 63000 kg
		<hr/>
		q _{dl} = 63000 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{63000 \times 19.5}{63000} = 19.5 \text{ m dari serat paling kanan}$$

f. Tangga dalam

Beban mati :

– Bordes (t = 15 cm)	$= (1/8 \pi \times 4^2) 0.15 \times 2400$	$= 2261.9 \text{ kg}$
– Anak tangga turun	$= \frac{1}{2} (2 \times 2 \times 4.1 \times 0.15 \times 2400)$	$= 2952 \text{ kg}$
	$= \frac{1}{2} (12 \times 2 \times 2200) (1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	$= 1322.6 \text{ kg} +$
		$q_{dl} = 6536.5 \text{ kg}$

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

– Bordes (t = 15 cm)	$= 0.5 \times 300 (1/8 \pi \times 4^2)$	$= 942.48 \text{ kg}$
– Anak tangga turun	$= \frac{1}{2} \times 300 \times 1.85 \times 3$	$= 416.25 \text{ kg} +$
		$q_{LL} = 1358.73 \text{ kg}$

Berat tangga dalam = $6536.5 + 1358.73 = 7895.23 \text{ kg}$

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(3204.38 \times 10.5) + (4690.85 \times 9.75)}{7895.23}$$

$$= \frac{79381.78}{7895.23} = 10.05 \text{ m dari serat paling kanan}$$

g. Tangga luar

Beban mati :

– Bordes (t = 15 cm)	$= 1.8 \times 3 \times 0.15 \times 2400$	$= 1944 \text{ kg}$
– Anak tangga turun	$= \frac{1}{2} (1.5 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400)$	$= 1201.5 \text{ kg}$
	$= \frac{1}{2} (12 \times 1.5 \times 2200) (1/2 \times 0.167 \times 0.3)$	$= 496 \text{ kg} +$
		$q_{dl} = 3641.5 \text{ kg}$

beban hidup : berdasarkan PPIUG 1983 reduksi beban hidup = 0.5

– Bordes (t = 15 cm)	$= 0.5 \times 300 \times 3 \times 3$	$= 810 \text{ kg}$
– Anak tangga turun	$= \frac{1}{2} \times 300 \times 1.5 \times 3$	$= 337.5 \text{ kg} +$
		$q_{LL} = 1147.5 \text{ kg}$

Berat tangga dalam = $3641.5 + 1147.5 = 4789 \text{ kg}$

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(2754 \times 38.5) + (2035 \times 37.25)}{4789}$$

$$= \frac{181832.75}{4789} = 37.97 \text{ m dari serat paling kanan}$$

h. Kolom

Beban mati :

- Ø50	= 14x4.5x2400(1/4 π x0.5 ²)	= 29688.1 kg
- 45x45	= 14x2.25x2400x0.45x0.45	= 15309 kg
- 30x30	= 14x2.25x2400x0.3x0.3	= 6804 kg
- tangga dalam (30/30)	= 2x2.25x0.3x0.3x2400	= 972 kg
- tangga luar (20/20)	= 2x2.25x0.2x0.2x2400	= 432 kg
		<hr/>
		q _{dl} = 53205.1 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

- berat Ø50 panjang 4.5 m	= 2120.6 kg
- berat 45x45 panjang 2.25 m	= 1093.5 kg
- berat 30x30 panjang 2.25 m	= 486 kg

$$\bar{x} = \frac{7400(2 + 8 + 13 + 19 + 25 + 31 + 37) + (432 \times 40) + 486(8 + 13)}{53205.1}$$

$$= \frac{1026513}{53205.1} = 19.29 \text{ m dari serat paling kanan}$$

→ **Pusat massa lantai 3 :**

Berat lantai 1 : - pelat lantai	= 419608 kg
- balok memanjang	= 125880 kg
- balok melintang	= 147984 kg
- dinding memanjang	= 87750 kg
- dinding melintang	= 63000 kg
- tangga dalam	= 7895.23 kg
- tangga luar	= 4789 kg
- kolom	= 53205.1 kg +
	<hr/>
Qtot	= 910111.33 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(419608 \times 19.72) + (12880 \times 19.51) + (147984 \times 18.71) + (87750 \times 19.5) + (63000 \times 19.5) + (7895.23 \times 10.05) + (4789 \times 37.97) + (53205.1 \times 19.29)}{910111.33}$$

$$= \frac{17726505.97}{910111.33} = 19.48 \text{ m dari serat paling kanan}$$

$$= 19.48 - 2 = \mathbf{17.48 \text{ dari portal G}}$$

D. Lantai 4

a. Pelat lantai

$$\text{beban mati : } (110 \times 4) \times 0.12 \times 2400 = 126720 \text{ kg}$$

$$q_{dl} = 126720 \text{ kg}$$

beban hidup : 0

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{(89856 \times 17.5) + (18432 \times 0)}{126720} = 17.5 \text{ m dari portal G}$$

b. Balok memanjang

Beban mati :

$$- \text{ B. induk (20/30)} = 2 (35 \times 0.2 \times 0.3 \times 2400) = 10080 \text{ kg}$$

$$q_{dl} = 10080 \text{ kg}$$

Beban hidup = 0

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{10080 \times 17.5}{10080} = 17.5 \text{ m dari portal G}$$

c. Balok melintang

Beban mati :

$$- \text{ B. induk (25/40)} = 2 (24 \times 0.25 \times 0.4 \times 2400) = 11520 \text{ kg}$$

$$q_{dl} = 11520 \text{ kg}$$

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{(5760 \times 0) + (5760 \times 35)}{11520} = 17.5 \text{ m dari portal G}$$

d. Dinding

Beban mati :

- Dinding memanjang	= 250 (2 2.25 x 39)	= 43875 kg
- Dinding melintang	= 250 (2 2.25 x 28)	= 31500 kg
		q _{dl} = 75375 kg

Statis momen terhadap serat paling kanan :

$$\bar{x} = \frac{(43875 \times 19.5) + (15750 \times 0) + (15750 \times 39)}{75375} = 19.5 \text{ m dari serat paling kanan}$$

$$= 19.5 - 2 = 17.5 \text{ dari portal G}$$

e. Kolom

Beban mati :

- Ø50	= 14 x 2.25 x 2400 (1/4 π x 0.5 ²)	= 14844 kg
	= 14 x 1 x 2400 x 0.45 x 0.45	= 6597.3 kg
- 30x30	= 4 x 2.25 x 2400 x 0.3 x 0.3	= 1944 kg
	= 4 x 1 x 0.3 x 2400	= 864 kg
		q _{dl} = 24249.3 kg

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{(4467 \times 35) + 3063(29+23+17+11+6) + 4467(0)}{24249.3}$$

$$= 17.31 \text{ m dari portal G}$$

➔ **Pusat massa lantai 4 :**

Berat lantai 1 : - atap + genteng	= 60117.4 kg	
- pelat penutup	= 126720 kg	
- balok memanjang	= 10080 kg	
- dinding	= 75375 kg	
- kolom	= 24249.3 kg	
- kolom	= 53205.1 kg	+
	Q _{tot} = 308061.7 kg	

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{(126720 \times 17.5) + (10080 \times 17.5) + (11520 \times 17.5) + (75375 \times 17.5) + (24249.3 \times 17.31) + (60117.4 \times 17.5)}{308061.7}$$

$$= \frac{5386472.383}{308061.7} = 17.48 \approx 17.5 \text{ m dari portal G}$$

4.7.2 Titik Pusat Kekakuan

A. Pusat kekakuan lantai 1

Berdasarkan perhitungan kekakuan pada bagian awal :

- Kolom Ø60 panjang 470 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 477129.4}{470^3} = 139405.25 \text{ kg/cm}$
- Kolom Ø50 panjang 470 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{470^3} = 67228.6 \text{ kg/cm}$
- Kolom Ø50 panjang 620 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{620^3} = 29286.84 \text{ kg/cm}$
- Kolom 45x45 panjang 470 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{470^3} = 74881.24 \text{ kg/cm}$
- Kolom 45x45 panjang 620 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{620^3} = 32620.57 \text{ kg/cm}$
- K.tangga 30x30 panjang 470 cm = $\frac{12 \times 2527873 \times 50625}{470^3} = 14791.35 \text{ kg/cm}$

Kekakuan total lantai 1 (K_1) = 1746410.1 kg/cm

Statis momen terhadap portal G :

$$\bar{x} = \frac{204017.25(35+11+0) + 276193.9(29+23+17+6) + 14791.35(6+11)}{1746410.1}$$

$$= \frac{30350788.95}{1746410.1} = 17.38 \text{ m dari portal G}$$

B. Pusat kekakuan lantai 2

Berdasarkan perhitungan kekakuan pada bagian awal :

$$- \text{Kolom } \varnothing 60 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 477129.4}{450^3} = 158830.95 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{Kolom } 45 \times 45 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{450^3} = 85315.73 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{K.tangga } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Kekakuan total lantai 2 (K}_2\text{)} = 2629416.1 \text{ kg/cm}$$

Statis momen terhadap portal G :

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{323824.88(35+11+0) + 536176.97(0) + 597210.11(14+10) + 33704.98(22)}{2629416.1} \\ &= \frac{45636870.81}{2629416.1} = 17.36 \text{ m dari portal G} \end{aligned}$$

C. Pusat kekakuan lantai 3

Berdasarkan perhitungan kekakuan pada bagian awal :

$$- \text{Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{Kolom } 45 \times 45 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 256289.1}{450^3} = 85315.73 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{K.tangga } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Kekakuan total lantai 3 (K}_3\text{)} = 2300479 \text{ kg/cm}$$

Statis momen terhadap portal G :

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{323824.88(35+29+23+17+11+6+0) + 16852.49(6+11)}{2300479} \\ &= \frac{39469302.81}{2300479} = 17.16 \text{ m dari portal G} \end{aligned}$$

D. Pusat kekakuan lantai 4

Berdasarkan perhitungan kekakuan pada bagian awal :

$$- \text{Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 230097.1}{450^3} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{K.tangga } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = \frac{12 \times 2527873 \times 50625}{450^3} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Kekakuan total lantai 4 (K}_4\text{)} = 1139763.6 \text{ kg/cm}$$

Statis momen terhadap portal G :

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{536176.97(17.5+17.5) + 33704.98(35+0)}{1139763.6} \\ &= \frac{19945868.25}{1139763.6} = 17.5 \text{ m dari portal G} \end{aligned}$$

4.7.3 Eksentrisitas Tiap Lantai

a. Eksentrisitas lantai 1

$$\text{Titik pusat massa (X}_m\text{)} = 16.66 \text{ m}$$

$$\text{Titik pusat kekakuan (X}_k\text{)} = 17.38 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas lantai 1} = 17.38 - 16.66 = \mathbf{0.72 \text{ m}}$$

b. Eksentrisitas lantai 2

$$\text{Titik pusat massa (X}_m\text{)} = 16.68 \text{ m}$$

$$\text{Titik pusat kekakuan (X}_k\text{)} = 17.36 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas lantai 2} = 17.36 - 16.68 = \mathbf{0.68 \text{ m}}$$

c. Eksentrisitas lantai 3

$$\text{Titik pusat massa (X}_m\text{)} = 17.48 \text{ m}$$

$$\text{Titik pusat kekakuan (X}_k\text{)} = 17.16 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas lantai 3} = 17.48 - 17.16 = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$

d. Eksentrisitas lantai 4

$$\text{Titik pusat massa (X}_m\text{)} = 17.5 \text{ m}$$

$$\text{Titik pusat kekakuan (X}_k\text{)} = 17.5 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas lantai 4} = 17.5 - 17.5 = \mathbf{0 \text{ m}}$$

4.8 Pembagian Gaya Pada Masing-Masing Lantai

4.8.1 Lantai 1

A. Gaya ditinjau dari kekakuan lantai

Gaya lateral (f_l) = 320516.78 kg

Kekakuan kolom :

- Kolom Ø60 panjang 470 cm = 139405.25 kg/cm
- Kolom Ø50 panjang 470 cm = 67228.6 kg/cm
- Kolom Ø50 panjang 620 cm = 29286.84 kg/cm
- Kolom 45x45 panjang 470 cm = 74881.24 kg/cm
- Kolom 45x45 panjang 620 cm = 32620.57 kg/cm
- K.tangga 30x30 panjang 470 cm = 14791.35 kg/cm

Kekakuan tiap portal :

$$\begin{aligned} \text{Portal A (K}_A) &= 67228.6+29286.84+74881.25+32620.57 &= 204017.26 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal B (K}_B) &= 139405.25+29286.84+74881.25+32620.57 &= 276193.91 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal C (K}_C) &= 139405.25+29286.84+74881.25+32620.57 &= 276193.91 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal D (K}_D) &= 139405.25+29286.84+74881.25+32620.57 &= 276193.91 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal E (K}_E) &= 67228.6+29286.84+74881.25+32620.57+14791.35 &= 218808.61 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal F (K}_E) &= 139405.25+29286.84+74881.25+32620.57+14791.35 &= 290985.26 \text{ kg/cm} \\ \text{Portal G(K}_G) &= 67228.6+29286.84+74881.25+32620.57 &= 204017.26 \text{ kg/cm} \\ K_1 &= 1746410.1 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Gaya-gaya pada tiap portal :

$$\begin{aligned} \text{Portal A (f}_{1A}) &= \frac{204017.26}{1746410.1} \times 320516.78 = 37443.1 \text{ kg} \\ \text{Portal B (f}_{1B}) &= \frac{276193.91}{1746410.1} \times 320516.78 = 50689.57 \text{ kg} \\ \text{Portal C (f}_{1C}) &= \frac{276193.91}{1746410.1} \times 320516.78 = 50689.57 \text{ kg} \\ \text{Portal D (f}_{1D}) &= \frac{276193.91}{1746410.1} \times 320516.78 = 50689.57 \text{ kg} \\ \text{Portal E (f}_{1E}) &= \frac{218808.61}{1746410.1} \times 320516.78 = 40157.71 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Portal F}(f_{IF}) = \frac{290985.26}{1746410.1} \times 320516.78 = 53404.21 \text{ kg}$$

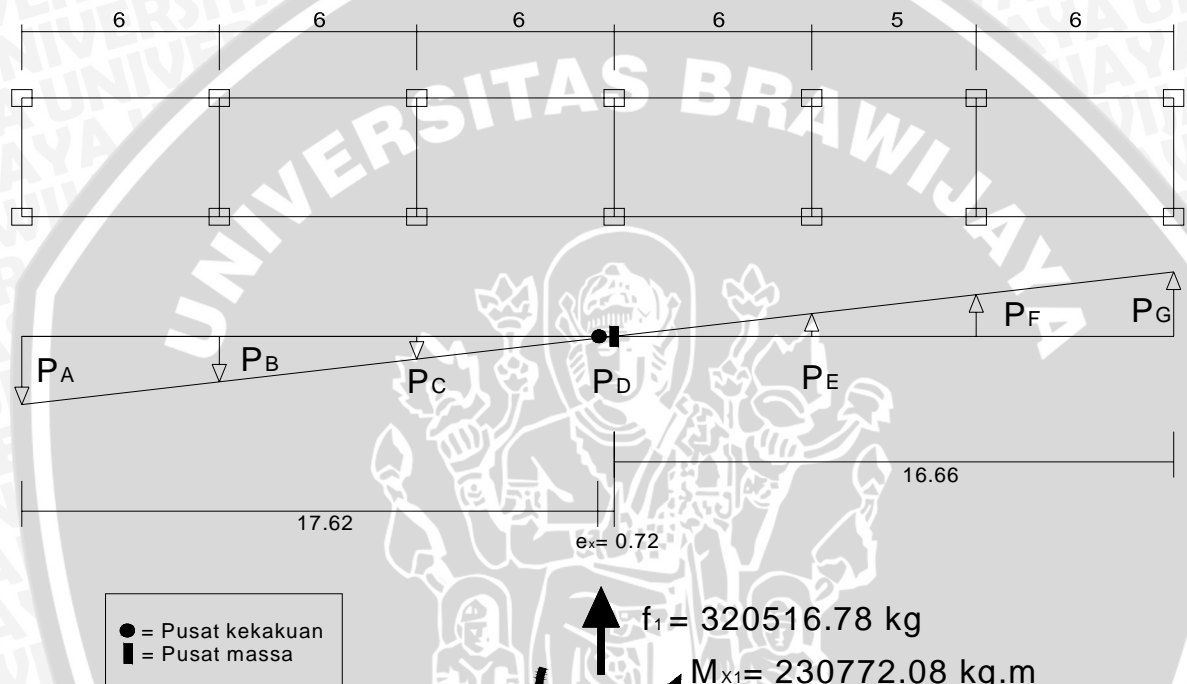
$$\text{Portal G}(f_{IG}) = \frac{204017.26}{1746410.1} \times 320516.78 = 37443.1 \text{ kg} +$$

$$f_1 = 320516.78 \text{ kg}$$

B. Gaya ditinjau dari eksentrisitas gaya

$$\text{Eksentrisitas}(e_x) = 0.72 \text{ m}$$

$$\text{Momen puntir arah x}(M_x) = 320516.78 \times 0.72 = 230772.08 \text{ kg.m}$$



Statis momen terhadap portal G = 0 ($\sum M_G = 0$)

$$- P_A(35) - P_B(29) - P_C(23) + P_D(17) + P_E(11) + P_F(6) + 230772.08 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Rigid diafragma :

$$\frac{P_A}{17.62} = \frac{P_B}{11.62} = \frac{P_C}{5.62} = \frac{P_D}{0.38} = \frac{P_E}{6.38} = \frac{P_F}{11.38} = \frac{P_G}{17.38}$$

$$P_A = 1 \qquad P_E = 0.3621 P_A$$

$$P_B = 0.6595 P_A \qquad P_F = 0.6459 P_A$$

$$P_C = 0.3189 P_A \qquad P_G = 0.9864 P_A$$

$$P_D = 0.0216 P_A \dots\dots\dots(2)$$

Substitusi pers (1) dan (2) :

$$- P_A(35) - 0.6595 P_A (29) - 0.3189 P_A (23) + 0.0216 P_A (17) + 0.3621 P_A (11) + 0.6459 P_A (6) + 230772.08 = 0$$

$$P_A = \frac{230772.08}{-53.2345} = -4335 \text{ kg}$$

$$P_B = 0.6595 \times -4335 = -2858.93 \text{ kg}$$

$$P_C = 0.3189 \times -4335 = -1382.43 \text{ kg}$$

$$P_D = 0.0216 \times 4335 = 93.64 \text{ kg}$$

$$P_E = 0.3621 \times 4335 = 1569.7 \text{ kg}$$

$$P_F = 0.6459 \times 4335 = 2799.9 \text{ kg}$$

$$P_G = 0.9864 \times 4335 = 4276 \text{ kg}$$

$$\Sigma P = 163.81 \text{ kg} \longrightarrow \text{Selisih kecil diabaikan}$$

C. Gaya lateral total tiap portal

$$\text{Portal A } (f_{1A}) = 37443.1 - 4335 = 33108.1 \text{ kg}$$

$$\text{Portal B } (f_{1B}) = 50689.57 - 2858.93 = 47830.64 \text{ kg}$$

$$\text{Portal C } (f_{1C}) = 50689.57 - 1382.43 = 49307.14 \text{ kg}$$

$$\text{Portal D } (f_{1D}) = 50689.57 + 93.64 = 50783.21 \text{ kg}$$

$$\text{Portal E } (f_{1E}) = 40157.71 + 1569.7 = 41727.41 \text{ kg}$$

$$\text{Portal F } (f_{1F}) = 53404.21 + 2799.9 = 56204.11 \text{ kg}$$

$$\text{Portal G } (f_{1G}) = 37443.1 + 4276 = 41719.1 \text{ kg} +$$

$$f_1 = 320516.78 \text{ kg}$$

4.8.2 Lantai 2

A. Gaya ditinjau dari kekakuan lantai

$$\text{Gaya lateral } (f_2) = 690085.8 \text{ kg}$$

Kekakuan kolom :

$$- \text{ Kolom } \varnothing 60 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 158830.95 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } 45 \times 45 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 85315.73 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ K.tangga } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

Kekakuan tiap portal :

$$\begin{aligned}
 \text{Portal A (K}_A) &= 76596.71+76596.71+85315.73+85315.73 &= 323824.88 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal B (K}_B) &= 158830.95+76596.71+85315.73+85315.73 &= 406059.12 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal C (K}_C) &= 158830.95+76596.71+85315.73+85315.73 &= 406059.12 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal D (K}_D) &= 158830.95+76596.71+85315.73+85315.73 &= 406059.12 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal E (K}_E) &= 76596.71+76596.71+85315.73+85315.73+16852.49 &= 340677.37 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal F (K}_E) &= 158830.95+76596.71+85315.73+85315.73+16852.49 &= 422911.61 \text{ kg/cm} \\
 \text{Portal G(K}_G) &= 76596.71+76596.71+85315.73+85315.73 &= 323824.88 \text{ kg/cm} \\
 & & \hline
 K_2 &= 2629416.1 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

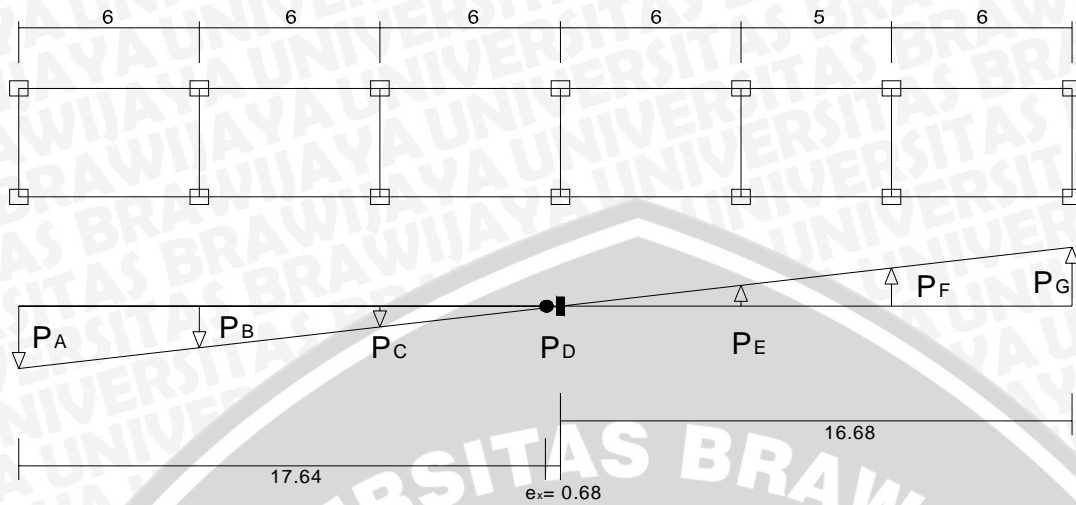
Gaya-gaya pada tiap portal :

$$\begin{aligned}
 \text{Portal A (f}_{2A}) &= \frac{323824.88}{2629416.1} \times 690085.8 &= 84987.29 \text{ kg} \\
 \text{Portal B (f}_{2B}) &= \frac{406059.12}{2629416.1} \times 690085.8 &= 106569.53 \text{ kg} \\
 \text{Portal C (f}_{2C}) &= \frac{406059.12}{2629416.1} \times 690085.8 &= 106569.53 \text{ kg} \\
 \text{Portal D (f}_{2D}) &= \frac{406059.12}{2629416.1} \times 690085.8 &= 106569.53 \text{ kg} \\
 \text{Portal E (f}_{2E}) &= \frac{340677.37}{1746410.1} \times 320516.78 &= 89410.2 \text{ kg} \\
 \text{Portal F (f}_{2F}) &= \frac{422911.61}{1746410.1} \times 320516.78 &= 110992.43 \text{ kg} \\
 \text{Portal G (f}_{2G}) &= \frac{323824.88}{2629416.1} \times 690085.8 &= 84987.29 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 & & f_2 = 690085.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

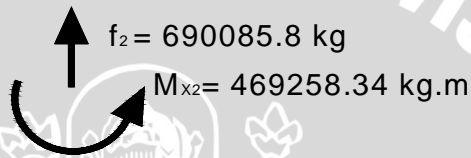
B. Gaya ditinjau dari eksentrisitas gaya

$$\text{Eksentrisitas (e}_x) = 0.68 \text{ m}$$

$$\text{Momen puntir arah x (M}_x) = 690085.8 \times 0.68 = 469258.34 \text{ kg.m}$$



● = Pusat kekakuan
 ■ = Pusat massa



Statis momen terhadap portal G = 0 ($\sum M_G = 0$)

$$- P_A(35) - P_B(29) - P_C(23) + P_D(17) + P_E(11) + P_F(6) + 469258.34 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Rigid diafragma :

$$\frac{P_A}{17.64} = \frac{P_B}{11.64} = \frac{P_C}{5.64} = \frac{P_D}{0.36} = \frac{P_E}{6.36} = \frac{P_F}{11.36} = \frac{P_G}{17.36}$$

$$\begin{aligned} P_A &= 1 & P_E &= 0.3605 P_A \\ P_B &= 0.6599 P_A & P_F &= 0.644 P_A \\ P_C &= 0.3197 P_A & P_G &= 0.9841 P_A \\ P_D &= 0.0204 P_A \end{aligned}$$

.....(2)

Substitusi pers (1) dan (2) :

$$- P_A(35) - 0.6599 P_A (29) - 0.3197 P_A (23) + 0.0204 P_A (17) + 0.3605 P_A (11) + 0.644 P_A (6) + 469258.34 = 0$$

$$P_A = \frac{469258.34}{-53.3139} = -8801.8 \text{ kg}$$

$$P_B = 0.6599 \times -8801.8 = -5808.31 \text{ kg}$$

$$P_C = 0.3197 \times -8801.8 = -2813.93 \text{ kg}$$

$$P_D = 0.0204 \times 8801.8 = 179.56 \text{ kg}$$

$$P_E = 0.3605 \times 8801.8 = 3173 \text{ kg}$$

$$P_F = 0.644 \times 8801.8 = 5668.35 \text{ kg}$$

$$P_G = 0.9841 \times 8801.8 = 8661.85 \text{ kg}$$

$$\Sigma P = 258.72 \text{ kg} \longrightarrow \text{Selisih kecil diabaikan}$$

C. Gaya lateral total tiap portal

$$\text{Portal A } (f_{2A}) = 84987.29 - 8801.8 = 76185.49 \text{ kg}$$

$$\text{Portal B } (f_{2B}) = 106569.53 - 5808.31 = 100761.22 \text{ kg}$$

$$\text{Portal C } (f_{2C}) = 106569.53 - 2813.93 = 103755.6 \text{ kg}$$

$$\text{Portal D } (f_{2D}) = 106569.53 + 179.56 = 106749.1 \text{ kg}$$

$$\text{Portal E } (f_{2E}) = 89410.2 + 3173 = 92583.2 \text{ kg}$$

$$\text{Portal F } (f_{2F}) = 110992.43 + 5668.35 = 116660.78 \text{ kg}$$

$$\text{Portal G } (f_{2G}) = 84987.29 + 8661.85 = 93649.14 \text{ kg} +$$

$$f_2 = 320516.78 \text{ kg}$$

4.8.3 Lantai 3

A. Gaya ditinjau dari kekakuan lantai

$$\text{Gaya lateral } (f_3) = 690085.8 \text{ kg}$$

Kekakuan kolom :

$$- \text{ Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } 45 \times 45 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 85315.73 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ K.tangga } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

Kekakuan tiap portal :

$$\text{Portal A } (K_A) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 = 323824.88 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal B } (K_B) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 = 323824.88 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal C } (K_C) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 = 323824.88 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal D } (K_D) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 = 323824.88 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal E } (K_E) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 + 16852.49 = 340677.37 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal F } (K_E) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 + 16852.49 = 340677.37 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal G } (K_G) = 76596.71 + 76596.71 + 85315.73 + 85315.73 = 323824.88 \text{ kg/cm}$$

$$K_3 = 2300479 \text{ kg/cm}$$

Gaya-gaya pada tiap portal :

$$\text{Portal A (f}_{3A}\text{)} = \frac{323824.88}{2300479} \times 866056.66 = 121909.69 \text{ kg}$$

$$\text{Portal B (f}_{3B}\text{)} = \frac{323824.88}{2300479} \times 866056.66 = 121909.69 \text{ kg}$$

$$\text{Portal C (f}_{3C}\text{)} = \frac{323824.88}{2300479} \times 866056.66 = 121909.69 \text{ kg}$$

$$\text{Portal D (f}_{3D}\text{)} = \frac{323824.88}{2300479} \times 866056.66 = 121909.69 \text{ kg}$$

$$\text{Portal E (f}_{3E}\text{)} = \frac{340677.37}{2300479} \times 866056.66 = 128254.12 \text{ kg}$$

$$\text{Portal F (f}_{3F}\text{)} = \frac{340677.37}{2300479} \times 866056.66 = 128254.12 \text{ kg}$$

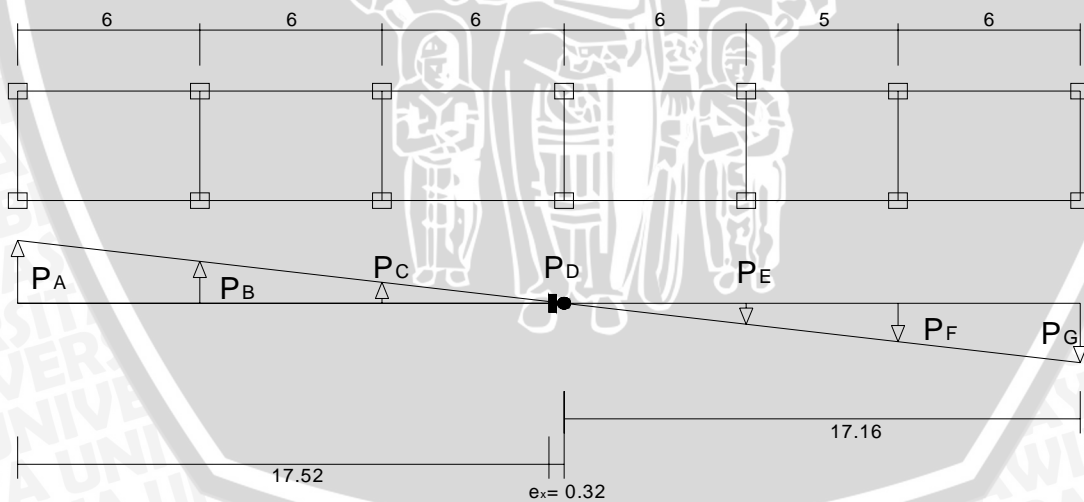
$$\text{Portal G (f}_{3G}\text{)} = \frac{323824.88}{2300479} \times 866056.66 = 121909.69 \text{ kg} +$$

$$f_3 = 866056.66 \text{ kg}$$

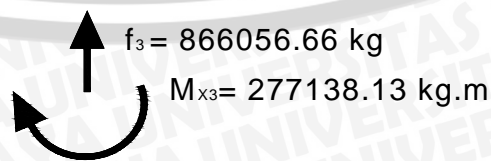
B. Gaya ditinjau dari eksentrisitas gaya

Eksentrisitas (e_x) = 0.32 m

Momen puntir arah x (M_x) = $866056.66 \times 0.32 = 277138.13 \text{ kg.m}$



● = Pusat kekakuan
 ■ = Pusat massa



Statis momen terhadap portal $G = 0 (\sum M_G = 0)$

$$P_A(35) + P_B(29) + P_C(23) - P_D(17) - P_E(11) - P_F(6) - 277138.13 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Rigid diafragma :

$$\frac{P_A}{17.84} = \frac{P_B}{11.84} = \frac{P_C}{5.84} = \frac{P_D}{0.16} = \frac{P_E}{6.16} = \frac{P_F}{11.16} = \frac{P_G}{17.16}$$

$$P_A = 1 \qquad P_E = 0.3453 P_A$$

$$P_B = 0.6637 P_A \qquad P_F = 0.6256 P_A$$

$$P_C = 0.3273 P_A \qquad P_G = 0.9619 P_A$$

$$P_D = 0.009 P_A \dots\dots\dots(2)$$

Substitusi pers (1) dan (2) :

$$P_A(35) + 0.6637 P_A (29) + 0.3273 P_A (23) - 0.009 P_A (17) - 0.3453 P_A (11) - 0.6256 P_A (6) - 277138.13 = 0$$

$$P_A = \frac{277138.13}{54.0703} = 5125.5 \text{ kg}$$

$$P_B = 0.6637 \times 5125.5 = 3401.79 \text{ kg}$$

$$P_C = 0.3273 \times 5125.5 = 1677.58 \text{ kg}$$

$$P_D = 0.009 \times -5125.5 = -46.13 \text{ kg}$$

$$P_E = 0.3453 \times -5125.5 = -1769.83 \text{ kg}$$

$$P_F = 0.6256 \times -5125.5 = -3206.51 \text{ kg}$$

$$P_G = 0.9619 \times -5125.5 = -4930.22 \text{ kg}$$

$$\Sigma P = 255.18 \text{ kg} \longrightarrow \text{Selisih kecil diabaikan}$$

C. Gaya lateral total tiap portal

$$\text{Portal A } (f_{3A}) = 121909.69 + 5125.5 = 127035.19 \text{ kg}$$

$$\text{Portal B } (f_{3B}) = 121909.69 + 3401.79 = 125311.48 \text{ kg}$$

$$\text{Portal C } (f_{3C}) = 121909.69 + 1677.58 = 123587.27 \text{ kg}$$

$$\text{Portal D } (f_{3D}) = 121909.69 - 46.13 = 121863.56 \text{ kg}$$

$$\text{Portal E } (f_{3E}) = 128254.12 - 1769.83 = 126484.29 \text{ kg}$$

$$\text{Portal F } (f_{3F}) = 128254.12 - 3206.51 = 125047.61 \text{ kg}$$

$$\text{Portal G } (f_{3G}) = 121909.69 - 4930.22 = 116979.47 \text{ kg} +$$

$$f_3 = 866056.66 \text{ kg}$$



4.8.4 Lantai 4

A. Gaya ditinjau dari kekakuan lantai

Gaya lateral (f_4) = 377239.73 kg

Kekakuan kolom :

$$- \text{ Kolom } \varnothing 50 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 76596.71 \text{ kg/cm}$$

$$- \text{ Kolom } 30 \times 30 \text{ panjang } 450 \text{ cm} = 16852.49 \text{ kg/cm}$$

Kekakuan tiap portal :

$$\text{Portal A (K}_A\text{)} = 76596.71 + 76596.71 + 16852.49 + 16852.49 = 186898.4 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal B (K}_B\text{)} = 76596.71 + 76596.71 = 153193.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal C (K}_C\text{)} = 76596.71 + 76596.71 = 153193.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal D (K}_D\text{)} = 76596.71 + 76596.71 = 153193.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal E (K}_E\text{)} = 76596.71 + 76596.71 = 153193.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal F (K}_F\text{)} = 76596.71 + 76596.71 = 153193.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Portal G (K}_G\text{)} = 76596.71 + 76596.71 + 16852.49 + 16852.49 = 186898.4 \text{ kg/cm}$$

$$K_4 = 1139763.6 \text{ kg/cm}$$

Gaya-gaya pada tiap portal :

$$\text{Portal A (f}_{4A}\text{)} = \frac{186898.4}{1139763.6} \times 377239.73 = 61859.74 \text{ kg}$$

$$\text{Portal B (f}_{4B}\text{)} = \frac{153193.42}{1139763.6} \times 377239.73 = 50704.05 \text{ kg}$$

$$\text{Portal C (f}_{4C}\text{)} = \frac{153193.42}{1139763.6} \times 377239.73 = 50704.05 \text{ kg}$$

$$\text{Portal D (f}_{4D}\text{)} = \frac{153193.42}{1139763.6} \times 377239.73 = 50704.05 \text{ kg}$$

$$\text{Portal E (f}_{4E}\text{)} = \frac{153193.42}{1139763.6} \times 377239.73 = 50704.05 \text{ kg}$$

$$\text{Portal F (f}_{4F}\text{)} = \frac{153193.42}{1139763.6} \times 377239.73 = 50704.05 \text{ kg}$$

$$\text{Portal G (f}_{4G}\text{)} = \frac{186898.4}{1139763.6} \times 377239.73 = 61859.74 \text{ kg} +$$

$$f_4 = 377239.73 \text{ kg}$$

B. Gaya ditinjau dari eksentrisitas gaya

$$\text{Eksentrisitas } (e_x) = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momen puntir arah } x \text{ } (M_x) = 377239.73 \times 0 = 0 \text{ kg.m}$$

C. Gaya lateral total tiap portal

Portal A (f_{4A})	= 61859.74 + 0	= 61859.74	kg
Portal B (f_{4B})	= 50704.05 + 0	= 50704.05	kg
Portal C (f_{4C})	= 50704.05 + 0	= 50704.05	kg
Portal D (f_{4D})	= 50704.05 + 0	= 50704.05	kg
Portal E (f_{4E})	= 50704.05 + 0	= 50704.05	kg
Portal F (f_{4F})	= 50704.05 + 0	= 50704.05	kg
Portal G (f_{4G})	= 61859.74 + 0	= 61859.74	kg +
		<hr/>	
		$f_4 = 377239.73$	kg

4.9 Perhitungan nilai koefisien C_a dan C_v

Perhitungan ini merupakan *input* untuk analisis pushover. Pada SNI-1726-2002 penggambaran respon spektra hanya memberikan parameter spektrum percepatan (C_a) dengan periode (T). Sebenarnya penggambaran dari spektrum respon merupakan suatu grafik logaritma yang mempunyai parameter-parameter yaitu : spektrum kecepatan (C_v), spektrum percepatan (C_a), spektrum perpindahan (C_d) dan frekuensi (F). Besarnya nilai-nilai yang mempengaruhi dari penggambaran spektrum respon tergantung berdasarkan wilayah gempanya.

$$C_v = \frac{C_a x T}{2\pi}$$

Dengan : C_v = spektrum kecepatan

C_a = spektrum percepatan 0.85 g

T = Periode gerak natural = 0.329 dt

$$C_v = \frac{0.85 \times 9.81 \times 0.329}{2\pi} = 0.44 \text{ m/dt}$$

4.10 Perhitungan nilai koefisien Ca dan Cv

Dari proses analisis *pushover* dengan menggunakan program SAP 2000 non linear yang ada pada lampiran 4 didapatkan :

- Pada portal A besarnya titik kinerja $S_d = 0.054$ m dan $S_a = 0.491$ g
- Pada portal G besarnya titik kinerja $S_d = 0.054$ m dan $S_a = 0.585$ g

Penentuan titik kinerja struktur didasarkan pada besarnya rasio perpindahan atap yang dihitung pada portal ujung-ujung yaitu :

Rasio perpindahan atap = besar perpindahan diatap (titik kinerja) : H_{total}

4.10.1 Daktilitas dan kinerja struktur portal A

$$\text{Roof drift ratio} = \frac{\text{roof drift}(D)}{H} = \frac{0.054}{18} = 0.003$$

$$\text{Persentase drift} = 0.3 \%$$

$$\text{Inelastic drift ratio} = \frac{\delta_{\text{sec ond yield}} - \delta_{\text{first yield}}}{H} = \frac{0.047 - 0.015}{18} = 0.00178$$

Berdasarkan nilai drift diatas maka tingkat kinerja struktur adalah sebagai berikut :

1. ATC 40, 1997 (tabel 2.1) termasuk dalam kondisi pelayanan operasional (*immediate occupancy*).
2. ACMC 2001 (gambar 2.3) termasuk dalam kondisi batas layan (*serviceability limit*), dimana kerusakan terjadi pada elemen nonstruktural saja.

$$\text{Besarnya daktilitas struktur } (\mu) = \frac{\Delta_u}{\Delta_{y\text{-pertama}}} = \frac{0.119}{0.015} = 7.93$$

4.10.2 Daktilitas dan kinerja struktur portal G

$$\text{Roof drift ratio} = \frac{\text{roof drift}(D)}{H} = \frac{0.054}{18} = 0.003$$

$$\text{Persentase drift} = 0.3 \%$$

$$\text{Inelastic drift ratio} = \frac{\delta_{\text{sec ond yield}} - \delta_{\text{first yield}}}{H} = \frac{0.043 - 0.014}{18} = 0.00161$$

Berdasarkan nilai drift diatas maka tingkat kinerja struktur adalah sebagai berikut :

1. ATC 40, 1997 (tabel 2.1) termasuk dalam kondisi pelayanan operasional (*immediate occupancy*).
2. ACMC 2001 (gambar 2.3) termasuk dalam kondisi batas layan (*serviceability limit*), dimana kerusakan terjadi pada elemen nonstruktural saja.

$$\text{Besarnya daktilitas struktur } (\mu) = \frac{\Delta_u}{\Delta_{y\text{-pertama}}} = \frac{0.103}{0.014} = 7.36$$

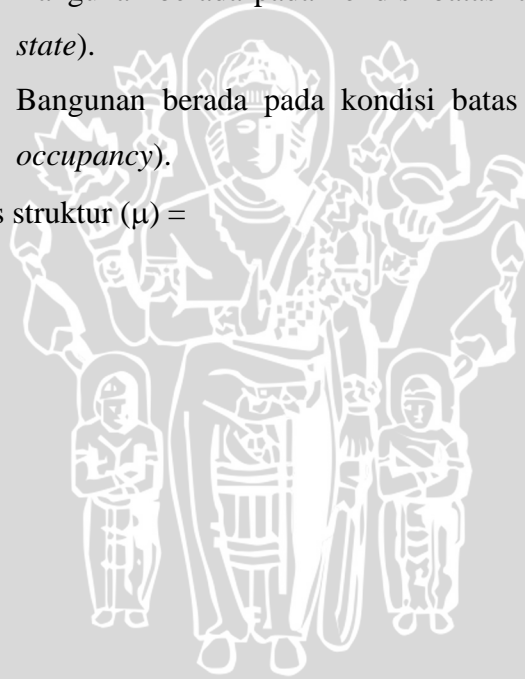
BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Hasil dari perhitungan dan analisis *pushover* dengan menggunakan SAP 2000 non linear didapatkan :

A. Portal A

1. Besar deformasi lateral yang terjadi sebesar 0.119 m = 11.9 cm
2. Prosentase *drift* rata-rata yang diperoleh sebesar 0.3 % maka tingkat pelayanan struktur berdasarkan :
 - ACMC 2001 = Bangunan berada pada kondisi batas layan (*serviceability limit state*).
 - ATC 40 = Bangunan berada pada kondisi batas operasional (*immediate occupancy*).
3. Besarnya daktilitas struktur (μ) =



DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum RI. 2002. *Tata Cara Pehitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SK SNI 03-2847-2002*, Bandung : Yayasan LPMB.
2. Uniform Building Code (UBC), 1997 volume 2, *Structural Engineering Design Provisions*, International Conference of Building Officials, April 1997.
3. Technology Council Redwood City, CA . 1997 . *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City.
4. International Committe on Concrete Model Code for Asia. 2001. *Asian Concrete Model Code(ACMC 2001)*, Japan : Japan Concrete Institute.
5. Mario Paz, 1985, edisi kedua : *Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
6. Chopra, Anil.K,1995 *Dynamics of Structures Theory and Application to Earthquake Engineering*, University of California, New Jersey.
7. Schueller, Wolfgang, 2001, *Struktur Bangunan bertingkat Tinggi*, Penerbit Refika Aditama, Bandung.
8. R. Park dan T. Paulay, 1975, *Reinforced Concrete Structure*, New Zealand.
9. Istimawan Dipohusodo, 1999, *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI-T-15-1991-03*, Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum RI, PT. Gramedia Pustaka Utama.
10. Haryanto .Y.W, 2001, *Analisis dan Perancangan Struktur Frame Menggunakan SAP 2000 Versi 7.42*, Penerbit Andi, Yogyakarta.

11. Benjamin Lumantara, *Analisis Pushover Sebagai Dasar Performance Based Design*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
12. Wijoyo Halim, *Perbandingan Analisa Statik Non linier Pushover dengan Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non linear ditinjau secara 2 dimensi*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
13. Gunawan Beny, *Perbandingan Analisa Statik Non linier Pushover dengan Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non linear ditinjau secara 3 dimensi*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
14. Yustina Nurhayati, *Perhitungan Performa Bangunan pada Gedung Kuliah Teknik Sipil (Gedung A) Universitas Brawijaya Malang dengan Menggunakan Analisis Pushover*, Universitas Brawijaya Malang.



BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Hasil dari perhitungan dan analisis *pushover* dengan menggunakan SAP 2000 non linear didapatkan :

A. Portal A

1. Besar deformasi lateral terbesar yang terjadi sebesar 0.119 m = 11.9 cm
2. Prosentase drift rata-rata yang diperoleh sebesar 0.3 % maka tingkat pelayanan struktur berdasarkan:
 - ACMC 2001 = Bangunan berada pada kondisi batas layan (*serviceability limit state*).
 - ATC 40 = Bangunan berada pada kondisi batas layan operasional (*immediate occupancy*).
3. Besarnya daktilitas struktur (μ) = 7.93

B. Portal G

1. Besar deformasi lateral terbesar yang terjadi sebesar 0.103 m = 10.3 cm
2. Prosentase drift rata-rata yang diperoleh sebesar 0.3 % maka tingkat pelayanan struktur berdasarkan:
 - ACMC 2001 = Bangunan berada pada kondisi batas layan (*serviceability limit state*).
 - ATC 40 = Bangunan berada pada kondisi batas layan operasional (*immediate occupancy*).
3. Besarnya daktilitas struktur (μ) = 7.36

5.2 Saran

Perhitungan kinerja struktur pada bangunan tidak simetris diperlukan analisis yang lebih rumit, sehingga perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Pengamatan secara mendetail gambar struktur, sehingga sesuai dengan kondisi sebenarnya.
2. Mendapatkan data-data yang dapat disesuaikan dengan ATC 40.

3. Pengetahuan tentang analisis modal untuk mendapatkan gaya-gaya pada analisa pushover.
4. Pemahaman parameter-parameter yang terdapat dalam SAP 2000 nonlinier, sehingga didapatkan hasil keluaran yang sesuai dengan yang diharapkan.
5. Meningkatkan analisis menjadi lebih baik dan semakin mendekati kondisi yang sebenarnya.



DAFTAR PUSTAKA

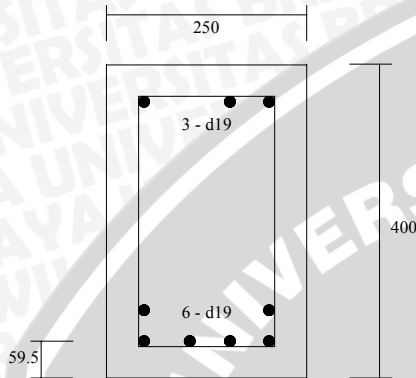
1. Departemen Pekerjaan Umum RI. 2002. *Tata Cara Pehitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SK SNI 03-2847-2002*, Bandung : Yayasan LPMB.
2. Uniform Building Code (UBC), 1997 volume 2, *Structural Engineering Design Provisions*, International Conference of Building Officials, April 1997.
3. Technology Council Redwood City, CA . 1997 . *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City.
4. International Committe on Concrete Model Code for Asia. 2001. *Asian Concrete Model Code(ACMC 2001)*, Japan : Japan Concrete Institute.
5. Mario Paz, 1985, edisi kedua :*Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
6. Chopra, Anil.K,1995 *Dynamics of Structures Theory and Application to Earthquake Engineering*, University of California, New Jersey.
7. Schueller, Wolfgang, 2001, *Struktur Bangunan bertingkat Tinggi*, Penerbit Refika Aditama, Bandung.
8. R. Park dan T. Paulay, 1975, *Reinforced Concrete Structure*, New Zealand.
9. Istimawan Dipohusodo, 1999, *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI-T-15-1991-03*, Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum RI, PT. Gramedia Pustaka Utama.
10. Haryanto .Y.W, 2001, *Analisis dan Perancangan Struktur Frame Menggunakan SAP 2000 Versi 7.42*, Penerbit Andi, Yogyakarta.
11. Benjamin Lumantara, *Analisis Pushover Sebagai Dasar Performance Based Desaign*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
12. Wijoyo Halim, *Perbandingan Analisa Statik Non linier Pushover dengan Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non linear ditinjau secara 2 dimensi*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
13. Gunawan Beny, *Perbandingan Analisa Statik Non linier Pushover dengan Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non linear ditinjau secara 3 dimensi*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
14. Yustina Nurhayati, *Perhitungan Performa Bangunan pada Gedung Kuliah Teknik Sipil (Gedung A) Universitas Brawijaya Malang dengan Menggunakan Analisis Pushover*, Universitas Brawijaya Malang.

Kapasitas Balok dan Kolom

1. Kapasitas lentur balok

1.1 Balok potongan 11 (25/40)

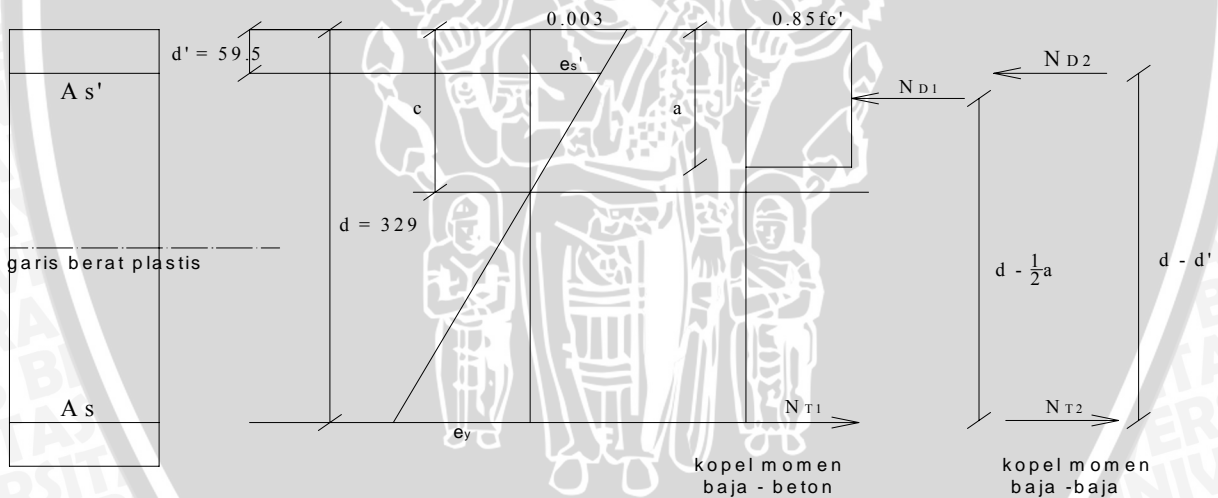
Data : $f_c' = 25 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$



$$y = \frac{4(283.5 \times 59.5) + 2(283.5 \times 94)}{6(283.5)} = 71 \text{ mm}$$

$$d_{act} = 400 - 71 = 329 \text{ mm}$$

Diagram tegangan-regangan :



$$A_{s2} = A_s' = 3 - D19 = 850.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = 6(283.5) - 3(283.5) = 850.5 \text{ mm}^2$$

Asumsi : Tulangan tekan telah leleh $\longrightarrow f_y = f_s'$ dan $f_s = f_y$

$$N_{D1} + N_{D2} = N_{T1} + N_{T2}$$

$$0.85f_c'(a \times b) + A_s' \times f_s' = A_{s1} \times f_y + A_{s2} \times f_y$$

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{(0.85f_c')b} = \frac{850.5 \times 320}{(0.85 \times 25)250} = 51.23 \text{ mm}$$

$$c = 51.23/0.85 = 60.27 \text{ mm}$$

dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} x 0.003 = \frac{60.27 - 59.5}{60.27} x 0.003 = 0.000038$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} x 0.003 = \frac{329 - 60.27}{60.27} x 0.003 = 0.0134$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0.0016$$

$$\longrightarrow \epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$$

berarti baja tulangan tekan belum leleh (asumsi awal salah)

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s x f_y = 0.85 f_c' (a x b) + A_s' x f_s'$$

Sedangkan : $a = \beta_1 x c$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} x 0.003 x 200000 = \frac{c - d'}{c} x 600$$

Disubstitusi :

$$A_s x f_y = 0.85 f_c' (\beta_1 x c x b) + A_s' x \frac{c - d'}{c} x 600 \quad (x c)$$

$$1701 x 320 c = (0.85 x 25) (250 x 0.85 c^2) + 850.5 (c - 59.5) 600$$

$$4515.625 c^2 - 34020 c - 30362850$$

dengan proses iterasi didapatkan :

$$c_1 = 85.85 \text{ mm} \quad \text{dan} \quad c_2 = -78.32 \text{ mm (TM)}$$

$$\text{maka : } f_s' = \frac{85.85 - 59.5}{85.85} x 600 = 184.16 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa}$$

$$f_s = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 x c = 0.85 x 85.85 = 72.97 \text{ mm}$$

$$N_{D1} = 0.85 f_c' (a x b) = (0.85 x 25) (72.97 x 250) 10^{-3} = 321.09 \text{ kN}$$

$$N_{D2} = A_s' x f_s' = (850.5 x 262.49) 10^{-3} = 223.25 \text{ kN}$$

$$N_T = A_s x f_y = (1701 x 320) 10^{-3} = 544.32 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$544.32 = 321.09 + 223.25$$

$$544.32 = 544.32 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

- ❖ Kopel momen baja –beton :

$$M_{n1} = N_{D1} (d - \frac{1}{2} a) = 321.09 (329 - \frac{1}{2} \cdot 72.97) 10^{-3} = 93.924 \text{ kN.m}$$

- ❖ Kopel momen baja –baja :

$$M_{n2} = N_{D2} (d - d') = 223.25 (329 - 59.5) 10^{-3} = 60.166 \text{ kN.m}$$

$$\longrightarrow M_n = M_{n1} + M_{n2} = 93.924 + 60.166 = 154.09 \text{ kN.m}$$

$$M_R = \phi M_n = 0.8 \times 154.09 = 123.272 \text{ kN.m} = \mathbf{12327.2 \text{ kg.m}}$$

1.2 Balok potongan 13 (25/40)

Data : $f_c' = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

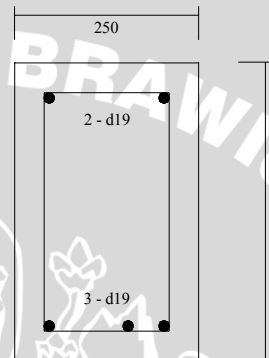
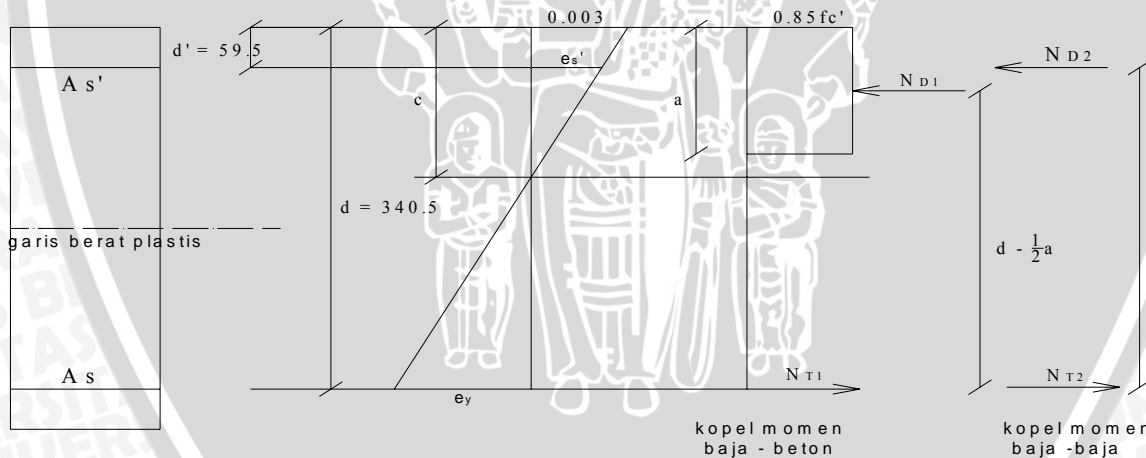


Diagram tegangan-regangan :



$$A_{s2} = A_s' = 2 - D19 = 567 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = 850.5 - 567 = 283.5 \text{ mm}^2$$

Asumsi : Tulangan tekan telah leleh $\longrightarrow f_y = f_s'$ dan $f_s = f_y$

$$N_{D1} + N_{D2} = N_{T1} + N_{T2}$$

$$0.85 f_c' (a \times b) + A_s' \times f_s' = A_{s1} \times f_y + A_{s2} \times f_y$$

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{(0.85 f_c') b} = \frac{283.5 \times 320}{(0.85 \times 25) \times 250} = 17.08 \text{ mm}$$

$$c = 17.08/0.85 = 20.1 \text{ mm}$$

dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 = \frac{20.1 - 59.5}{20.1} \times 0.003 = -0.0059 \text{ (tarik)}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 = \frac{340.5 - 20.1}{20.1} \times 0.003 = 0.0478$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0.0016$$

$$\longrightarrow \epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$$

berarti baja tulangan tekan belum leleh (asumsi awal salah)

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s \times f_y = 0.85 f_c' (a \times b) + A_s' \times f_s'$$

Sedangkan : $a = \beta_1 \times c$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000 = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

Disubstitusi :

$$A_s \times f_y = 0.85 f_c' (\beta_1 \times c \times b) + A_s' \times \frac{c - d'}{c} \times 600 \quad (\times c)$$

$$850.5 \times 320 \times c = (0.85 \times 25) (250 \times 0.85 \times c^2) + 567 (c - 59.5) \times 600$$

$$4515.625 \times c^2 + 68040 \times c - 20241900$$

dengan proses iterasi didapatkan :

$$c_1 = 59.84 \text{ mm} \quad \text{dan} \quad c_2 = -74.91 \text{ mm (TM)}$$

$$\text{maka : } f_s' = \frac{59.84 - 59.5}{59.84} \times 600 = 3.41 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa}$$

$$f_s = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 59.84 = 50.864 \text{ mm}$$

$$N_{D1} = 0.85 f_c' (a \times b) = (0.85 \times 25) (50.864 \times 250) \times 10^{-3} = 270.215 \text{ kN}$$

$$N_{D2} = A_s' \times f_s' = (567 \times 3.41) \times 10^{-3} = 1.933 \text{ kN}$$

$$N_T = A_s \times f_y = (850.5 \times 320) \times 10^{-3} = 272.16 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$544.32 = 270.215 + 1.933$$

$$272.16 = 272.16 \dots\dots\dots(\text{OK})$$



- ❖ Kopel momen baja –beton :

$$M_{n1} = N_{D1} (d - \frac{1}{2} a) = 270.215 (340.5 - \frac{1}{2}.50.84) 10^{-3} = 85.139 \text{ kN.m}$$

- ❖ Kopel momen baja –baja :

$$M_{n2} = N_{D2} (d - d') = 1.933 (340.5 - 59.5) 10^{-3} = 0.543 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_n = M_{n1} + M_{n2} = 85.139 + 0.543 = 85.682 \text{ kN.m}$$

$$M_R = \phi M_n = 0.8 \times 85.682 = 68.546 \text{ kN.m} = \mathbf{6854.6 \text{ kg.m}}$$

1.3 Balok potongan 1 (40/80)

Data : $f_c' = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

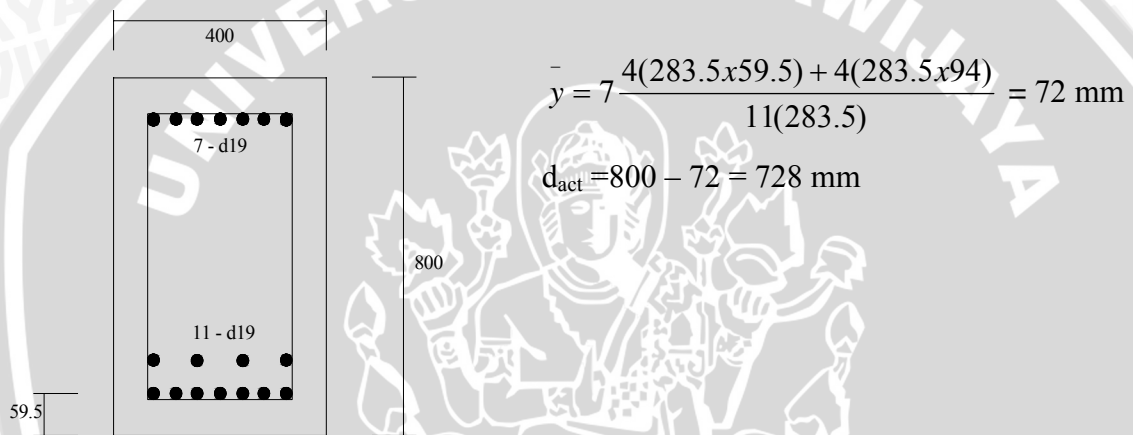
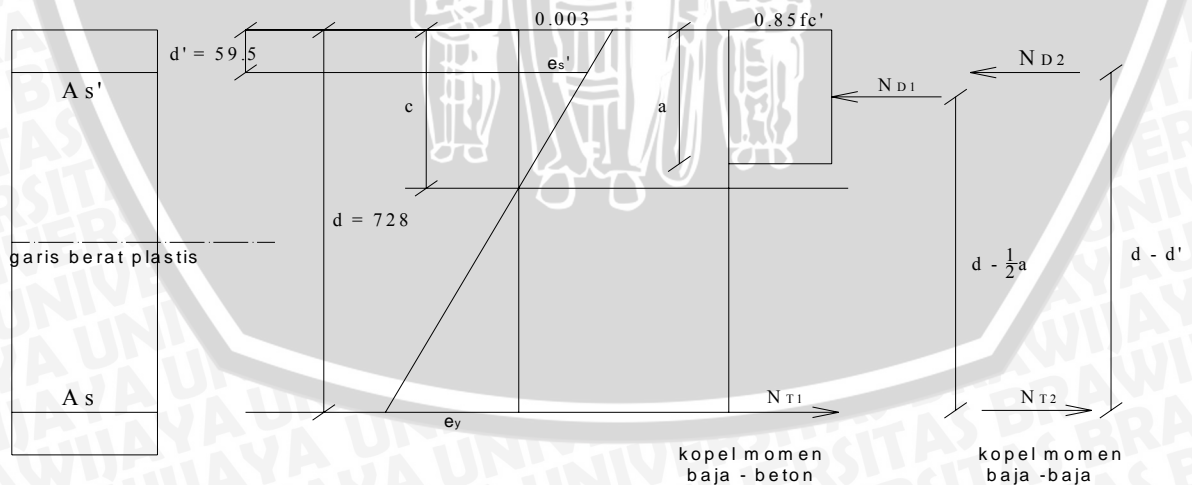


Diagram tegangan-regangan :



$$A_{s2} = A_{s'} = 7 - D19 = 1984.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = 11(283.5) - 7(283.5) = 1134 \text{ mm}^2$$

Asumsi : Tulangan tekan telah leleh $\longrightarrow f_y = f_s'$ dan $f_s = f_y$

$$N_{D1} + N_{D2} = N_{T1} + N_{T2}$$

$$0.85f_c'(a \times b) + A_s'x f_s' = A_{s1}x f_y + A_{s2}x f_y$$

$$a = \frac{A_{s1}x f_y}{(0.85f_c')b} = \frac{1134x320}{(0.85x25)400} = 42.69 \text{ mm}$$

$$c = 42.69 / 0.85 = 50.22 \text{ mm}$$

dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} x 0.003 = \frac{50.22 - 59.5}{50.22} x 0.003 = -0.00055 \text{ (tarik)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} x 0.003 = \frac{728 - 50.22}{50.22} x 0.003 = 0.04$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0.0016$$

$$\longrightarrow \varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$$

berarti baja tulangan tekan belum leleh (asumsi awal salah)

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s x f_y = 0.85f_c'(a \times b) + A_s'x f_s'$$

Sedangkan : $a = \beta_1 x c$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} x 0.003 x 200000 = \frac{c - d'}{c} x 600$$

Disubstitusi :

$$A_s x f_y = 0.85f_c'(\beta_1 x c x b) + A_s'x \frac{c - d'}{c} x 600 \quad (x c)$$

$$3118.5x320 c = (0.85x25)(400x0.85 c^2) + 1984.5 (c-59.5) 600$$

$$7225 c^2 + 192780.c - 70846650$$

dengan proses iterasi didapatkan :

$$c_1 = 86.58 \text{ mm} \quad \text{dan} \quad c_2 = -113.26 \text{ mm (TM)}$$

$$\text{maka : } f_s' = \frac{86.58 - 59.5}{86.58} x 600 = 187.66 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa}$$

$$f_s = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 x c = 0.85 x 86.58 = 73.593 \text{ mm}$$

$$N_{D1} = 0.85f_c'(a \times b) = (0.85x25)(73.593 x 400) 10^{-3} = 625.54 \text{ kN}$$

$$N_{D2} = A_s'x f_s' = (1984.5 x 187.66) 10^{-3} = 372.41 \text{ kN}$$

$$N_T = A_s \times f_y = (3118.5 \times 320) 10^{-3} = 997.92 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$997.92 = 625.54 + 372.41$$

$$997.92 = 997.92 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

❖ Kopel momen baja –beton :

$$M_{n1} = N_{D1} (d - \frac{1}{2} a) = 625.54 (728 - \frac{1}{2} \cdot 73.593) 10^{-3} = 432.375 \text{ kN.m}$$

❖ Kopel momen baja –baja :

$$M_{n2} = N_{D2} (d - d') = 372.41 (728 - 59.5) 10^{-3} = 248.956 \text{ kN.m}$$

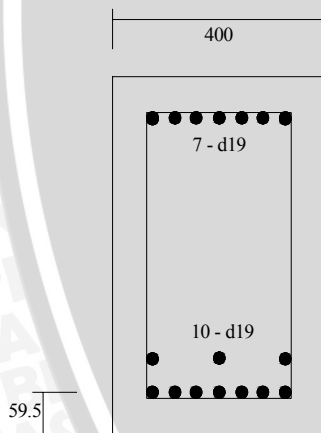
$$\longrightarrow M_n = M_{n1} + M_{n2} = 432.375 + 248.956 = 681.331 \text{ kN.m}$$

$$M_R = \phi M_n = 0.8 \times 681.331 = 545.065 \text{ kN.m} = \mathbf{54506.5 \text{ kg.m}}$$

1.4 Balok potongan 3 (40/80)

Data : $f_c' = 25 \text{ MPa}$

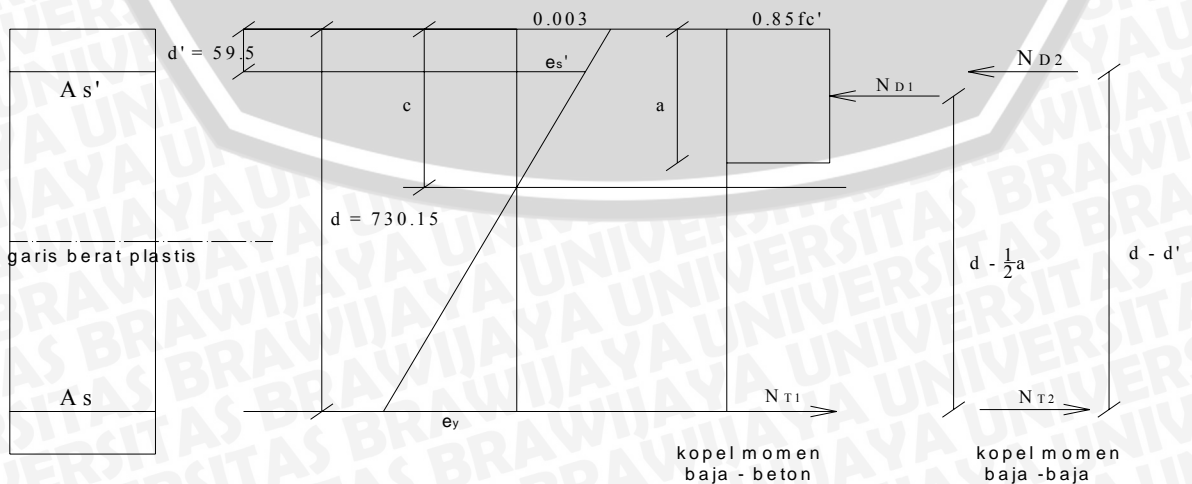
$f_y = 320 \text{ MPa}$



$$y = 7 \frac{4(283.5 \times 59.5) + 3(283.5 \times 94)}{10(283.5)} = 69.85 \text{ mm}$$

$$d_{act} = 800 - 69.85 = 730.15 \text{ mm}$$

Diagram tegangan-regangan :



$$A_{s2} = A_s' = 7 - D19 = 1984.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = 10(283.5) - 7(283.5) = 850.5 \text{ mm}^2$$

Asumsi : Tulangan tekan telah leleh $\longrightarrow f_y = f_s'$ dan $f_s = f_y$

$$N_{D1} + N_{D2} = N_{T1} + N_{T2}$$

$$0.85f_c'(a \times b) + A_s' \times f_s' = A_{s1} \times f_y + A_{s2} \times f_y$$

$$a = \frac{A_{s1} \times f_y}{(0.85f_c')b} = \frac{850.5 \times 320}{(0.85 \times 25)400} = 32 \text{ mm}$$

$$c = 32 / 0.85 = 37.67 \text{ mm}$$

dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 = \frac{37.67 - 59.5}{37.67} \times 0.003 = -0.0017 \text{ (tarik)}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 = \frac{730.15 - 37.67}{37.67} \times 0.003 = 0.055$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0.0016$$

$$\longrightarrow \epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$$

berarti baja tulangan tekan belum leleh (asumsi awal salah)

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2}$$

$$A_s \times f_y = 0.85f_c'(a \times b) + A_s' \times f_s'$$

Sedangkan : $a = \beta_1 \times c$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000 = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

Disubstitusi :

$$A_s \times f_y = 0.85f_c'(\beta_1 \times c \times b) + A_s' \times \frac{c - d'}{c} \times 600 \quad (x \ c)$$

$$2835 \times 320 \ c = (0.85 \times 25)(400 \times 0.85 \ c^2) + 1984.5 \ (c - 59.5) \ 600$$

$$7225 \ c^2 + 283500 \cdot c - 70846650$$

dengan proses iterasi didapatkan :

$$c_1 = 81.33 \text{ mm} \quad \text{dan} \quad c_2 = -120.5 \text{ mm (TM)}$$

$$\text{maka : } f_s' = \frac{81.33 - 59.5}{81.33} \times 600 = 161 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa}$$

$$f_s = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 81.33 = 69.13 \text{ mm}$$

$$N_{D1} = 0.85fc'(a \times b) = (0.85 \times 25)(69.13 \times 400) 10^{-3} = 587.61 \text{ kN}$$

$$N_{D2} = A_s' \times f_s' = (1984.5 \times 161) 10^{-3} = 319.5 \text{ kN}$$

$$N_T = A_s \times f_y = (2835 \times 320) 10^{-3} = 907.2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum H = 0 &\longrightarrow N_T = N_{D1} + N_{D2} \\ 907.2 &= 587.61 + 319.5 \\ 907.2 &= 907.2 \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

❖ Kopel momen baja –beton :

$$M_{n1} = N_{D1} (d - \frac{1}{2} a) = 587.61 (730.15 - \frac{1}{2} \cdot 69.13) 10^{-3} = 408.733 \text{ kN.m}$$

❖ Kopel momen baja –baja :

$$M_{n2} = N_{D2} (d - d') = 319.5 (730.15 - 59.5) 10^{-3} = 214.273 \text{ kN.m}$$

$$\longrightarrow M_n = M_{n1} + M_{n2} = 408.733 + 214.273 = 623.006 \text{ kN.m}$$

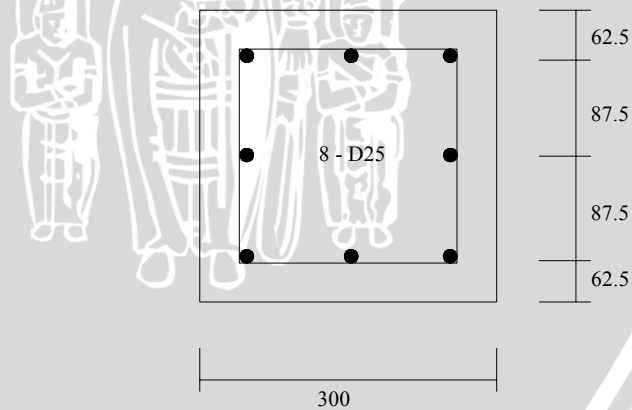
$$M_R = \phi M_n = 0.8 \times 623.006 = 498.405 \text{ kN.m} = \mathbf{49840.5 \text{ kg.m}}$$

2. Diagram Interaksi kolom

Penggambaran diagram interaksi digunakan program PCA col yang dicantumkan pada lampiran 3, sedangkan berikut ini untuk pengecekan dilakukan perhitungan pada salah satu kolom.

2.1 Kolom potongan G-G (30/30)

Data : $fc' = 25 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$



1. Pembebanan tanpa eksentrisitas($e = 0$)

$$P_0 = 0.85 fc' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$\text{Dengan : } A_g = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8 - D25 = 3927 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = [0.85 \times 25 (90000 - 3927) + 320 \times 3927] 10^{-3} = 3085.69 \text{ kN}$$

$$P_n = \phi P_0 = 0.65 \times 3085.69 = 2005.7 \text{ kN} = 200570 \text{ kg}$$

2. Pembebanan dengan eksentrisitas minimum ($e = e_m$)

$$P_n = \phi 0.8 P_0 = 0.65 \times 0.8 \times 3085.69 = 1042.964 \text{ kN} = 104296.4 \text{ kg}$$

3. Kondisi seimbang ($e = e_b$)

Terjadi pada saat serat tekan beton mencapai 0.003 dan pada serat bawah tulangan baja mencapai leleh (ϵ_y)

Asumsi : 1. Regangan beton maximum = 0.003

2. Apabila $\epsilon_s' > \epsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$

3. ϵ_s adalah tarik

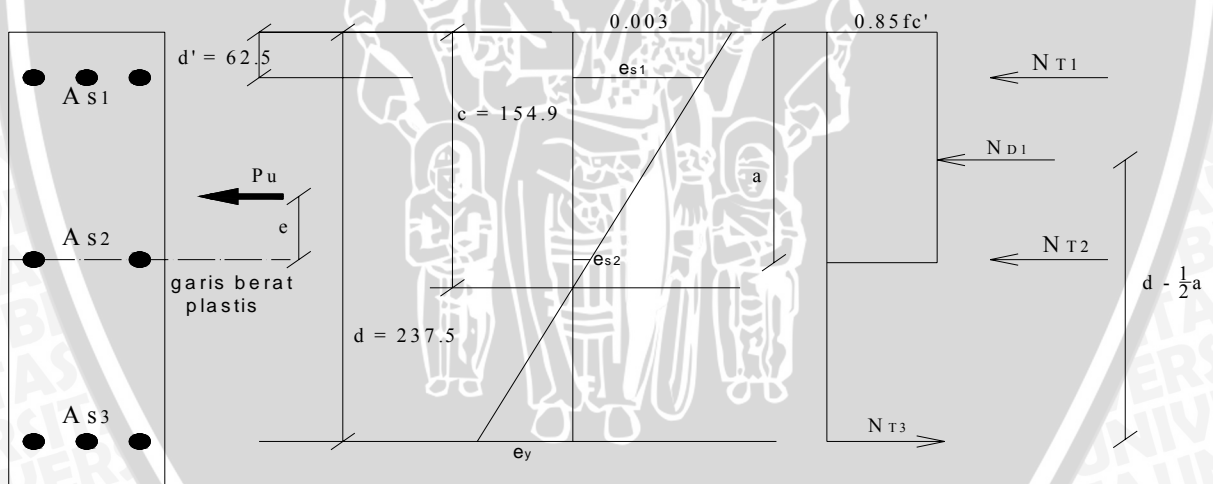
4. Apabila $\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow f_s < f_y$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0.0016$$

dengan menggunakan perbandingan segitiga (diagram tegangan – regangan)

$$c_b = \frac{0.003 x d}{\epsilon_y + 0.003} = \frac{0.003(300 - 62.5)}{0.0016 + 0.003} = 154.9 \text{ mm}$$

Diagram tegangan-regangan :



$$\epsilon_{s1} = \frac{c - d'}{c} x 0.003 = \frac{154.9 - 62.5}{154.9} x 0.003 = 0.0018 > \epsilon_y$$

$$f_{s1} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{c - 0.5h}{c} x 0.003 = \frac{154.9 - 0.5 \times 300}{154.9} x 0.003 = 0.000095 < \epsilon_y$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} x E_s = 0.000095 \times 200000 = 19 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{c - d}{c} x 0.003 = \frac{154.9 - 237.5}{154.9} x 0.003 = -0.0016 \text{ (tarik)} = \epsilon_y \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$f_{s3} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

Gaya-gaya yang terjadi :

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 154.9 = 131.67 \text{ mm}$$

$$N_D = 0.85fc'(a \times b) = (0.85 \times 25)(131.67 \times 300) 10^{-3} = 839.396 \text{ kN}$$

$$N_{T1} = A_{s1} \times f_{s1} = (1472.6 \times 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = A_{s2} \times f_{s2} = (981.8 \times 19) 10^{-3} = 18.654 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = A_{s3} \times f_{s3} = (1472.6 \times 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum H = 0 &\longrightarrow P_u = N_D + N_{T1} + N_{T2} - N_{T3} \\ &= 839.396 + 471.232 + 18.654 - 471.232 \\ &= 858.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_b = \phi P_u = 0.65 \times 858.05 = 557.732 \text{ kN} = 55773.2 \text{ kg}$$

$$\diamond \sum M \text{ terhadap } N_{T3} = 0$$

$$Z = d - \frac{1}{2} a = 237.5 - \frac{1}{2} \times 131.67 = 171.67 \text{ mm}$$

$$P_u (e + 87.5) = (N_D \times 171.67) + (N_{T1} \times 175) + (N_{T2} \times 87.5)$$

$$858.05(e + 87.5) = (839.396 \times 171.67) + (471.232 \times 175) + (18.654 \times 87.5)$$

$$e = 178.45 \text{ mm}$$

$$M_b = P_b \times e = (55773.2 \times 178.45) 10^{-3} = \mathbf{9952.73 \text{ kg.m}}$$

4. Dicoba ($c = 100$)

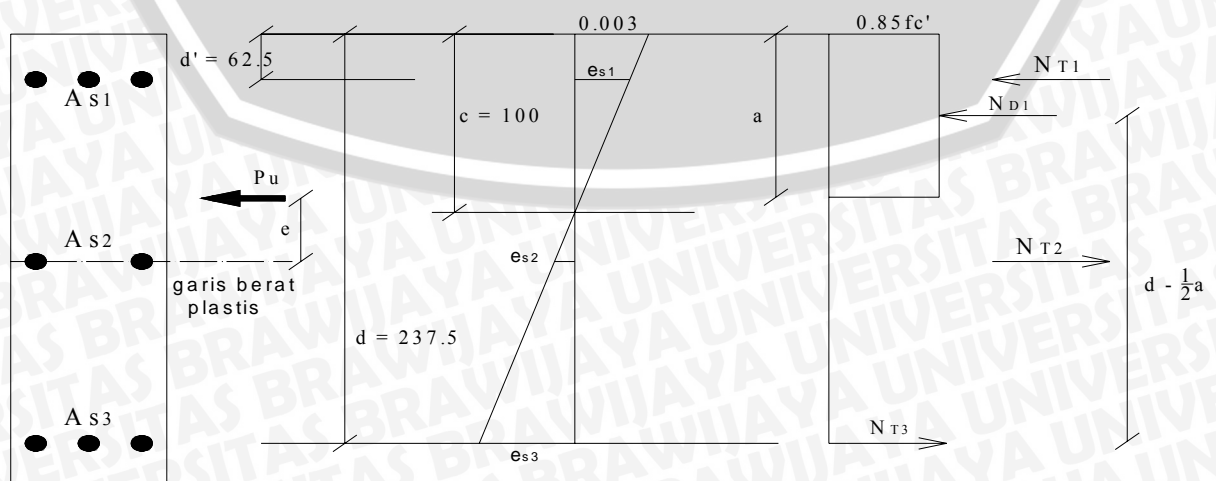
Asumsi : 1. Regangan beton maximum = 0.003

2. Apabila $\epsilon_s' > \epsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$

3. ϵ_s adalah tarik

4. Apabila $\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow f_s < f_y$

Diagram tegangan-regangan :



$$\varepsilon_{s1} = \frac{c-d'}{c} x 0.003 = \frac{100-62.5}{100} x 0.003 = 0.00112 < \varepsilon_y$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} x E_s = 0.00112 x 200000 = 225 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c-0.5h}{c} x 0.003 = \frac{100-0.5x300}{100} x 0.003 = -0.0015 \text{ (tarik)} < \varepsilon_y$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} x E_s = 0.0015 x 200000 = 300 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{c-d}{c} x 0.003 = \frac{100-237.5}{100} x 0.003 = -0.004 \text{ (tarik)} > \varepsilon_y$$

$$f_{s3} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

Gaya-gaya yang terjadi :

$$a = \beta_1 x c = 0.85 x 100 = 85 \text{ mm}$$

$$N_D = 0.85fc'(a x b) = (0.85x25)(85 x 300) 10^{-3} = 541.875 \text{ kN}$$

$$N_{T1} = A_{s1} x f_{s1} = (1472.6 x 225) 10^{-3} = 331.335 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = A_{s2} x f_{s2} = (981.8 x 300) 10^{-3} = 294.54 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = A_{s3} x f_{s3} = (1472.6 x 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum H = 0 &\longrightarrow Pu = N_D + N_{T1} - N_{T2} - N_{T3} \\ &= 541.875 + 331.335 - 294.54 - 471.232 \\ &= 107.438 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_b = \phi Pu = 0.65 x 107.438 = 69.835 \text{ kN} = \mathbf{6983.5 \text{ kg}}$$

$$\diamond \sum M \text{ terhadap } N_{T3} = 0$$

$$Z = d - \frac{1}{2} a = 237.5 - \frac{1}{2} x 85 = 195 \text{ mm}$$

$$Pu(e + 87.5) = (N_D x 195) + (N_{T1} x 175) - (N_{T2} x 87.5)$$

$$107.438(e + 87.5) = (541.875 x 195) + (331.335 x 175) - (294.54 x 87.5)$$

$$e = 1195.82 \text{ mm}$$

$$M_b = P_b x e = (6983.5 x 1195.82) 10^{-3} = \mathbf{8350.98 \text{ kg.m}}$$

5. Dicoba ($c = 120$)

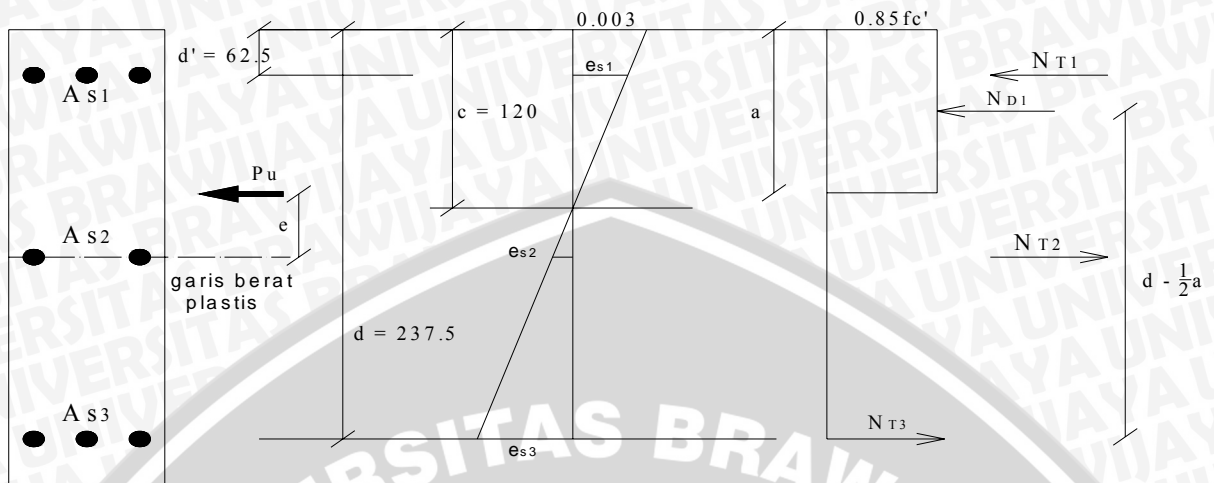
Asumsi : 1. Regangan beton maximum = 0.003

$$2. \text{Apabila } \varepsilon_s' > \varepsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$$

3. ε_s adalah tarik

$$4. \text{Apabila } \varepsilon_s' < \varepsilon_y \longrightarrow f_s < f_y$$

Diagram tegangan-regangan :



$$\varepsilon_{s1} = \frac{c-d'}{c} \times 0.003 = \frac{120-62.5}{120} \times 0.003 = 0.0014 < \varepsilon_y$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} \times E_s = 0.0014 \times 200000 = 287.5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c-0.5h}{c} \times 0.003 = \frac{120-0.5 \times 300}{120} \times 0.003 = -0.00075 \text{ (tarik)} < \varepsilon_y$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \times E_s = 0.00075 \times 200000 = 150 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{c-d}{c} \times 0.003 = \frac{120-237.5}{120} \times 0.003 = -0.0029 \text{ (tarik)} > \varepsilon_y$$

$$f_{s3} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

Gaya-gaya yang terjadi :

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 120 = 102 \text{ mm}$$

$$N_D = 0.85fc'(a \times b) = (102 \times 25)(85 \times 300) 10^{-3} = 650.25 \text{ kN}$$

$$N_{T1} = A_{s1} \times f_{s1} = (1472.6 \times 287.5) 10^{-3} = 423.373 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = A_{s2} \times f_{s2} = (981.8 \times 150) 10^{-3} = 147.232 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = A_{s3} \times f_{s3} = (1472.6 \times 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum H = 0 &\longrightarrow Pu = N_D + N_{T1} - N_{T2} - N_{T3} \\ &= 650.25 + 423.373 - 147.232 - 471.232 \\ &= 455.121 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_b = \phi Pu = 0.65 \times 455.121 = 295.828 \text{ kN} = \mathbf{29582.8 \text{ kg}}$$

$$\diamond \sum M \text{ terhadap } N_{T3} = 0$$

$$Z = d - \frac{1}{2} a = 237.5 - \frac{1}{2} \times 120 = 177.5 \text{ mm}$$

$$Pu(e + 87.5) = (N_D \times 177.5) + (N_{T1} \times 175) - (N_{T2} \times 87.5)$$

$$455.121 (e + 87.5) = (650.25 \times 177.5) + (423.373 \times 175) - (147.232 \times 87.5)$$

$$e = 313.44 \text{ mm}$$

$$M_b = P_b \times e = (29582.8 \times 313.44) 10^{-3} = \mathbf{9272.4 \text{ kg.m}}$$

6. Dicoba ($c = 180$)

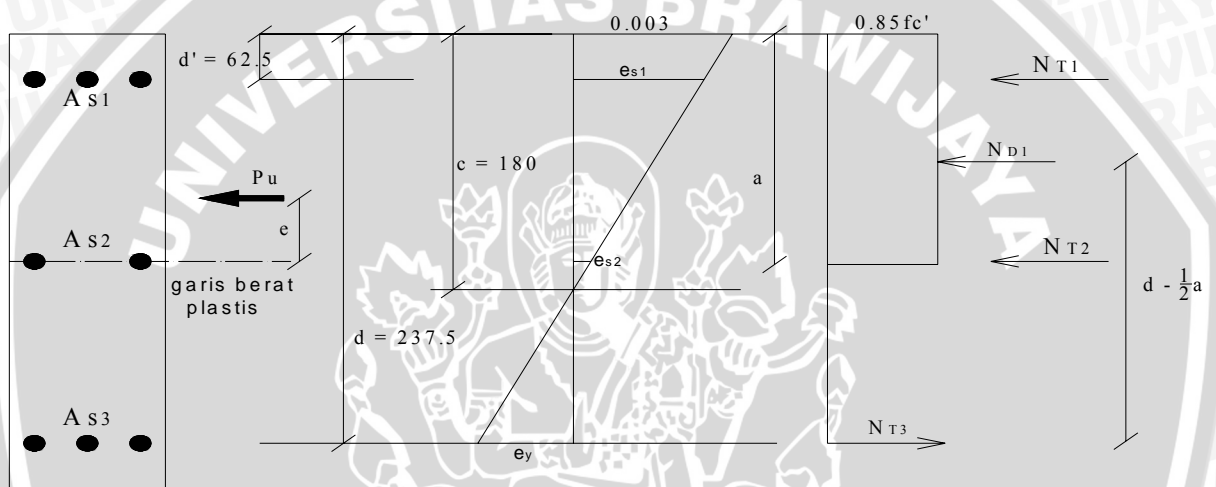
Asumsi : 1. Regangan beton maximum = 0.003

2. Apabila $\epsilon_s' > \epsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$

3. ϵ_s adalah tarik

4. Apabila $\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow f_s < f_y$

Diagram tegangan-regangan :



$$\epsilon_{s1} = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 = \frac{180 - 62.5}{180} \times 0.003 = 0.0019 > \epsilon_y$$

$$f_{s1} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{c - 0.5h}{c} \times 0.003 = \frac{180 - 0.5 \times 300}{180} \times 0.003 = 0.0005 < \epsilon_y$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \times E_s = 0.0005 \times 200000 = 100 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{c - d}{c} \times 0.003 = \frac{180 - 237.5}{180} \times 0.003 = -0.00096 \text{ (tarik)} < \epsilon_y$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \times E_s = 0.00096 \times 200000 = 191 \text{ MPa}$$

Gaya-gaya yang terjadi :

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 180 = 153 \text{ mm}$$

$$N_D = 0.85fc'(a \times b) = (102 \times 25)(153 \times 300) 10^{-3} = 975.375 \text{ kN}$$

$$N_{T1} = A_{s1} \times f_{s1} = (1472.6 \times 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = A_{s2} \times f_{s2} = (981.8 \times 100) 10^{-3} = 98.18 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = A_{s3} \times f_{s3} = (1472.6 \times 191) 10^{-3} = 329.781 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum H = 0 &\longrightarrow P_u = N_D + N_{T1} + N_{T2} - N_{T3} \\ &= 975.375 + 471.232 + 98.18 - 329.781 \\ &= 1215 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_b = \phi P_u = 0.65 \times 1215 = 789.754 \text{ kN} = \mathbf{78975.4 \text{ kg}}$$

$$\diamond \sum M \text{ terhadap } N_{T3} = 0$$

$$Z = d - \frac{1}{2} a = 237.5 - \frac{1}{2} \times 180 = 147.5 \text{ mm}$$

$$P_u (e + 87.5) = (N_D \times 147.5) + (N_{T1} \times 175) - (N_{T2} \times 87.5)$$

$$1215 (e + 87.5) = (975.375 \times 147.5) + (471.232 \times 175) + (98.18 \times 87.5)$$

$$e = 116.69 \text{ mm}$$

$$M_b = P_b \times e = (78975.4 \times 116.69) 10^{-3} = \mathbf{9215.7 \text{ kg.m}}$$

7. Dicoba ($c = 200$)

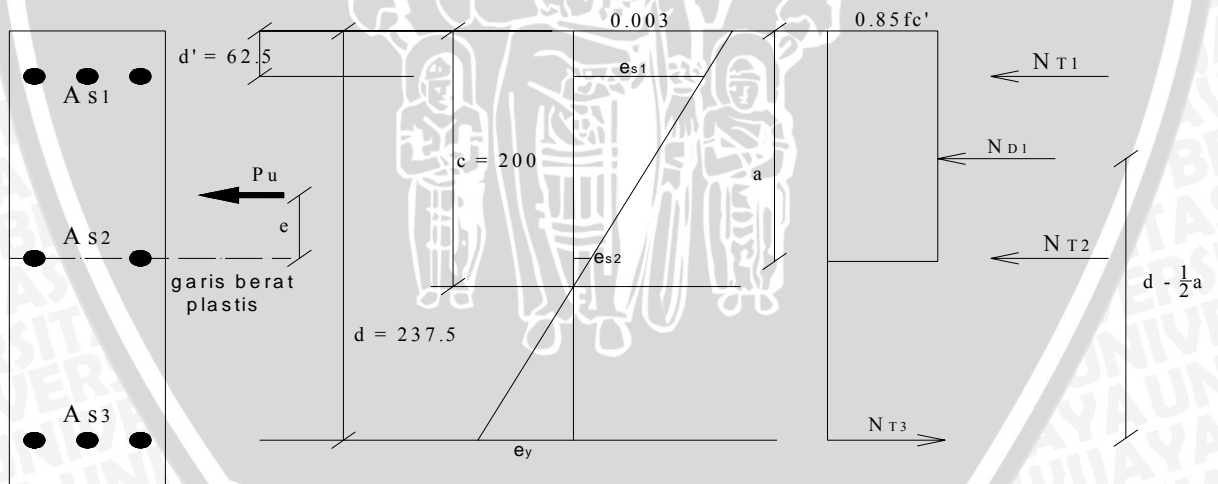
Asumsi : 1. Regangan beton maximum = 0.003

2. Apabila $\epsilon_s' > \epsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$

3. ϵ_s adalah tarik

4. Apabila $\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow f_s < f_y$

Diagram tegangan-regangan :



$$\epsilon_{s1} = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 = \frac{200 - 62.5}{200} \times 0.003 = 0.002 > \epsilon_y$$

$$f_{s1} = f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{c - 0.5h}{c} \times 0.003 = \frac{200 - 0.5 \times 300}{200} \times 0.003 = 0.00075 < \epsilon_y$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \times E_S = 0.00075 \times 200000 = 150 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{c-d}{c} \times 0.003 = \frac{200-237.5}{200} \times 0.003 = -0.00056 \text{ (tarik)} < \epsilon_y$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \times E_S = 0.00056 \times 200000 = 112.5 \text{ MPa}$$

Gaya-gaya yang terjadi :

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ mm}$$

$$N_D = 0.85 f_c' (a \times b) = (102 \times 25) (170 \times 300) 10^{-3} = 1083.75 \text{ kN}$$

$$N_{T1} = A_{s1} \times f_{s1} = (1472.6 \times 320) 10^{-3} = 471.232 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = A_{s2} \times f_{s2} = (981.8 \times 150) 10^{-3} = 147.27 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = A_{s3} \times f_{s3} = (1472.6 \times 112.5) 10^{-3} = 165.667 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum H = 0 \longrightarrow P_u &= N_D + N_{T1} + N_{T2} - N_{T3} \\ &= 1083.75 + 471.232 + 147.27 - 165.667 \\ &= 1536.585 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_b = \phi P_u = 0.65 \times 1536.585 = 998.78 \text{ kN} = \mathbf{99878 \text{ kg}}$$

$$\diamond \sum M \text{ terhadap } N_{T3} = 0$$

$$Z = d - \frac{1}{2} a = 237.5 - \frac{1}{2} \times 200 = 152.5 \text{ mm}$$

$$P_u (e + 87.5) = (N_D \times 152.5) + (N_{T1} \times 175) - (N_{T2} \times 87.5)$$

$$1536.585 (e + 87.5) = (1083.75 \times 152.5) + (471.232 \times 175) + (147.27 \times 87.5)$$

$$e = 82.11 \text{ mm}$$

$$M_b = P_b \times e = (99878 \times 82.11) 10^{-3} = \mathbf{8201.2 \text{ kg.m}}$$

8. Reduksi beton

$$\text{Kapasitas tarik} = 0.1 \times f_c' \times A_g = (0.1 \times 25 \times 30000) 10^{-3} = 225 \text{ kN} = 22500 \text{ kg}$$

Dari gambar didapatkan momen lentur murni = 6500 kg.m

Dengan proses reduksi beton dari bersifat kolom menjadi balok :

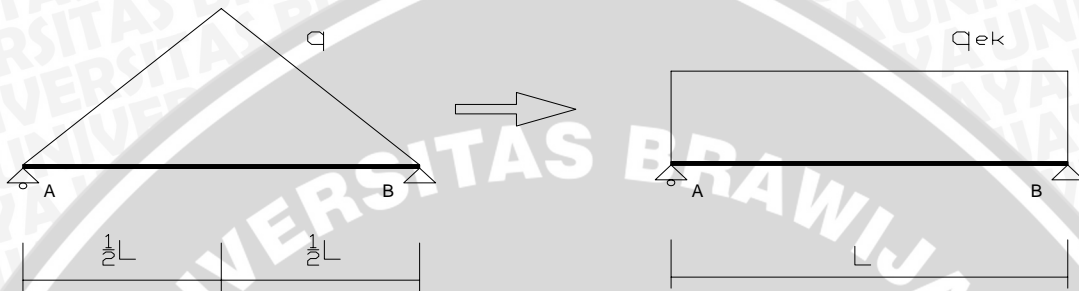
$$\text{Momen lentur murni} = \frac{6500 \times 0.8}{0.65} = 8000 \text{ kg.m}$$

PERHITUNGAN PEMBEBANAN PORTAL

1. Portal A

Faktor konversi beban merata adalah sebagai berikut :

a. Beban segitiga



$$M_{\max 1} = 1/12 q \cdot L^2$$

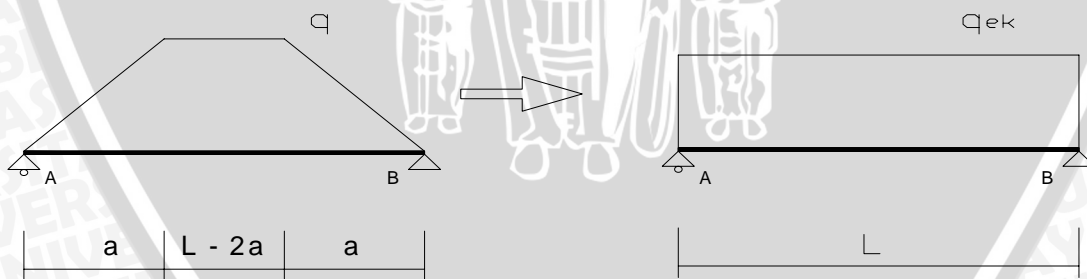
$$M_{\max 2} = 1/8 q_{ek} \cdot L^2$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1/12 q \cdot L^2 = 1/8 q_{ek} \cdot L^2$$

$$q_{ek} = 2/3 q$$

b. Beban Trapesium



$$M_{\max 1} = 1/24 q(3L^2 - 4a^2)$$

$$M_{\max 2} = 1/8 q_{ek} \cdot L^2$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1/24 q(3L^2 - 4a^2) = 1/8 q_{ek} \cdot L^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2)$$

1.1 Lantai 4

1.1.1 Bentang 1-2

a Beban mati

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat penutup} &= 4 \times 0.12 \times 2400 &= 1152 & \text{ kg/m} \\
 - \text{Berat balok (25/40)} &= 0.25 \times 0.4 \times 2400 &= 240 & \text{ kg/m} + \\
 \hline
 q_{DL} &= 1392 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg pada tiap-tiap titik}$$

b Beban hidup

$$q_{LL} = 0$$

1.1.2 Bentang 2-3

a Beban mati

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat penutup} &= 4 \times 0.12 \times 2400 &= 1152 & \text{ kg/m} \\
 - \text{Berat balok (25/40)} &= 0.25 \times 0.4 \times 2400 &= 240 & \text{ kg/m} + \\
 \hline
 q_{DL} &= 1392 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg pada tiap-tiap titik}$$

b Beban hidup

$$q_{LL} = 0$$

1.1.3 Bentang 3-4

a Beban mati

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat penutup} &= 4 \times 0.12 \times 2400 &= 1152 & \text{ kg/m} \\
 - \text{Berat balok (25/40)} &= 0.25 \times 0.4 \times 2400 &= 240 & \text{ kg/m} + \\
 \hline
 q_{DL} &= 1392 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg pada tiap-tiap titik}$$

b Beban hidup

$$q_{LL} = 0$$

1.2 Lantai 3

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{10^2} \right) (3 \cdot 10^2 - 4 \cdot 3^2) = \mathbf{0.88 q} \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = 2/3 q \text{ (segitiga)}$$

1.2.1 Bentang 1-2

a Beban mati

– Pelat lantai	= 0.88 x 0.12 x 3 x 2400	=	760.3	kg/m	
– Berat balok (40/80)	= 0.4 x 0.8 x 2400	=	768	kg/m +	
		<u>q_{DL}</u>	=	1528.3	kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	= 0.88 x 250 x 3	=	660	kg/m	
		<u>q_{LL}</u>	=	660	kg/m

1.2.2 Bentang 2-3

a Beban mati

– Pelat lantai	= 2/3 x 0.12 x 2 x 2400	=	384	kg/m	
– Berat balok (40/80)	= 0.4 x 0.8 x 2400	=	768	kg/m	
– Tangga luar (tebal pelat = 12 cm)					
a. Bordes	= 1/2 (3x4x0.12x2400)/4	=	432	kg/m	
b. Anak tangga	= 1/2 (1/2x1.5x2x4.45x0.15x2400)/4	=	300.4	kg/m	
	= 1/2 (1/2 x 24x1.5x2200)/(1/2 x 0.167x0.3)/4	=	124.7	kg/m+	
		<u>q_{DL}</u>	=	2009.1	kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 1.5 \times 2400 = 540 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	= 2/3 x 250 x 3	=	333.3	kg/m	
– Tangga luar (tebal pelat = 15 cm)					
a. Bordes	= 1/2 x 300 x 3	=	450	kg/m	
b. Anak tangga	= 1/2 x 300 x 1.5	=	225	kg/m	
		<u>q_{LL}</u>	=	1008.3	kg/m

1.2.3 Bentang 3-4

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$=$	760.3 kg/m
– Pelat kantilever	$= 2 \times 0.12 \times 2400$	$=$	576 kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$=$	$768 \text{ kg/m} +$
			$q_{DL} = 2104.3 \text{ kg/m}$

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai Pelat lantai	$= 0.88 \times 250 \times 3$	$=$	660 kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$=$	500 kg/m
			$q_{LL} = 1160 \text{ kg/m}$

1.2.4 Kantilever

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 0.12 \times 1 \times 2400$	$=$	192 kg/m
– Pelat kantilever	$= 2 \times 0.12 \times 2400$	$=$	576 kg/m
– Berat balok (30/50)	$= 0.3 \times 0.5 \times 2400$	$=$	$360 \text{ kg/m} +$
			$q_{DL} = 1128 \text{ kg/m}$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 250 \times 1$	$=$	166.7 kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$=$	$500 \text{ kg/m} +$
			$q_{LL} = 666.7 \text{ kg/m}$

1.3 Lantai 2

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{10^2} \right) (3 \cdot 10^2 - 4 \cdot 3^2) = \mathbf{0.88 \text{ q}} \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = \mathbf{2/3 \text{ q}} \text{ (segitiga)}$$

1.3.1 Bentang 1-2

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$=$	760.3 kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$=$	$768 \text{ kg/m} +$
			$q_{DL} = 1528.3 \text{ kg/m}$

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$



b Beban hidup

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat lantai} &= 0.88 \times 250 \times 3 &= 660 \text{ kg/m} \\
 q_{LL} &= 660 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

1.3.2 Bentang 2-3

a Beban mati

$$- \text{Pelat lantai} = 2/3 \times 0.12 \times 2 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}$$

$$- \text{Berat balok (40/80)} = 0.4 \times 0.8 \times 2400 = 768 \text{ kg/m}$$

- Tangga luar (tebal pelat = 12 cm)

$$a. \text{ Bordes} = 1/2 (3 \times 0.12 \times 2400) = 432 \text{ kg/m}$$

$$b. \text{ Anak tangga} = 1/2 (1.5 \times 2 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400) / 4 = 600.7 \text{ kg/m}$$

$$= 1/2 (24 \times 1.5 \times 2200) / (1/2 \times 0.167 \times 0.3) / 4 = 247 \text{ kg/m} +$$

$$q_{DL} = 2431.7 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 1.5 \times 2400 = 540 \text{ kg}$$

b Beban hidup

$$- \text{Pelat lantai} = 2/3 \times 250 \times 3 = 333.3 \text{ kg/m}$$

- Tangga luar (tebal pelat = 12 cm)

$$a. \text{ Bordes} = 1/2 \times 300 \times 3 = 450 \text{ kg/m}$$

$$b. \text{ Anak tangga} = 1/2 \times 2 \times 300 \times 1.5 = 450 \text{ kg/m}$$

$$q_{LL} = 1233.3 \text{ kg/m}$$

1.3.3 Bentang 3-4

a Beban mati

$$- \text{Pelat lantai} = 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400 = 760.3 \text{ kg/m}$$

$$- \text{Berat balok (40/80)} = 0.4 \times 0.8 \times 2400 = 768 \text{ kg/m} +$$

$$q_{DL} = 1528.3 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

$$- \text{Pelat lantai Pelat lantai} = 0.88 \times 250 \times 3 = 660 \text{ kg/m} +$$

$$q_{LL} = 1160 \text{ kg/m}$$



1.3.4 Kantilever

a Beban mati

– Pelat lantai	= $\frac{2}{3} \times 0.12 \times 1 \times 2400$	= 192	kg/m
– Pelat kantilever	= $2 \times 0.12 \times 2400$	= 576	kg/m
– Berat balok (30/50)	= $0.3 \times 0.5 \times 2400$	= 360	kg/m +
		<hr/>	
		q_{DL}	= 1128 kg/m

b Beban hidup

– Pelat lantai	= $\frac{2}{3} \times 250 \times 1$	= 166.7	kg/m
– Pelat kantilever	= 250×2	= 500	kg/m +
		<hr/>	
		q_{LL}	= 666.7 kg/m

1.4 Lantai 1

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{8^2} \right) (3 \times 8^2 - 4 \times 3^2) = 0.81 q \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = \frac{2}{3} q \text{ (segitiga)}$$

1.4.1 Bentang 1-2

a Beban mati

– Pelat lantai	= $0.81 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	= 699.8	kg/m
– Berat balok (40/80)	= $0.4 \times 0.8 \times 2400$	= 768	kg/m +
		<hr/>	
		q_{DL}	= 1467.8 kg/m

b Beban hidup

– Pelat lantai	= $0.81 \times 250 \times 3$	= 607.5	kg/m +
		<hr/>	
		q_{LL}	= 607.5 kg/m

1.4.2 Bentang 2-3

a Beban mati

– Pelat lantai	= $\frac{2}{3} \times 0.12 \times 2 \times 2400$	= 384	kg/m
– Berat balok (40/80)	= $0.4 \times 0.8 \times 2400$	= 768	kg/m
– Tangga luar (tebal pelat = 12 cm)			

a Bordes	= $\frac{1}{2} (3 \times 0.12 \times 2400)$	= 432	kg/m
----------	---	-------	------

b Anak tangga	= $\frac{1}{2} (1.5 \times 2 \times 4.45 \times 0.15 \times 2400) / 4$	= 600.7	kg/m
	= $\frac{1}{2} (24 \times 1.5 \times 2200) / (2 \times 0.167 \times 0.3) / 4$	= 247	kg/m +

		<hr/>	
		q_{DL}	= 2431.7 kg/m

b Beban hidup

- Pelat lantai = $\frac{2}{3} \times 250 \times 3 = 333.3 \text{ kg/m}$
- Tangga luar (tebal pelat = 12 cm)
 - a. Bordes = $\frac{1}{2} \times 300 \times 3 = 450 \text{ kg/m}$
 - b. Anak tangga = $\frac{1}{2} \times 2 \times 300 \times 1.5 = 450 \text{ kg/m}$

$q_{LL} = 1233.3 \text{ kg/m}$

1.4.2 Bentang 3-4

a Beban mati

- Pelat lantai = $0.81 \times 0.12 \times 3 \times 2400 = 699.8 \text{ kg/m}$
- Berat balok (40/80) = $0.4 \times 0.8 \times 2400 = 768 \text{ kg/m} +$

$q_{DL} = 1467.8 \text{ kg/m}$

b Beban hidup

- Pelat lantai = $0.81 \times 250 \times 3 = 607.5 \text{ kg/m} +$

$q_{LL} = 607.5 \text{ kg/m}$

2. Portal G

2.1 Lantai 4

2.1.1 Bentang 1-2

a Beban mati

- Pelat penutup = $4 \times 0.12 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m}$
- Berat balok (25/40) = $0.25 \times 0.4 \times 2400 = 240 \text{ kg/m} +$

$q_{DL} = 1392 \text{ kg/m}$

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg}$ pada tiap-tiap titik

b Beban hidup

$q_{LL} = 0$

2.1.2 Bentang 1-2

a Beban mati

- Pelat penutup = $4 \times 0.12 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m}$
- Berat balok (25/40) = $0.25 \times 0.4 \times 2400 = 240 \text{ kg/m} +$

$q_{DL} = 1392 \text{ kg/m}$

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg}$ pada tiap-tiap titik



b Beban hidup

$$q_{LL} = 0$$

2.1.3 Bentang 3-4

a. Beban mati

– Pelat penutup	$= 4 \times 0.12 \times 2400$	$= 1152$	kg/m
– Berat balok (25/40)	$= 0.25 \times 0.4 \times 2400$	$= 240$	kg/m +
		$q_{DL} = 1392$	kg/m

Beban terpusat hanya pada titik yang menjadi tumpuan atap :

$$P = 67578.7 / 18 = 3754.4 \text{ kg pada tiap-tiap titik}$$

b Beban hidup

$$q_{LL} = 0$$

2.2 Lantai 3

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{10^2} \right) (3 \times 10^2 - 4 \times 3^2) = 0.88 q \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = 2/3 q \text{ (segitiga)}$$

2.2.1 Bentang 1-2

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$= 760.3$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 0.12 \times 2 \times 2400$	$= 576$	kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$= 768$	kg/m +
		$q_{DL} = 2104.3$	kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 250 \times 3$	$= 660$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$= 500$	kg/m
		$q_{LL} = 1160$	kg/m

2.2.2 Bentang 2-3

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 0.12 \times 2 \times 2400$	$= 384$	kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$= 768$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 2 \times 0.12 \times 2400$	$= 576$	kg/m +
		$q_{DL} = 1728$	kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 1.5 \times 2400 = 540 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 250 \times 3$	$=$	333.3 kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$=$	$500 \text{ kg/m} +$
		$q_{LL} =$	833.3 kg/m

2.3.3 Bentang 3-4

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$=$	760.3 kg/m
– Pelat kantilever	$= 0.12 \times 2 \times 2400$	$=$	576 kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$=$	$768 \text{ kg/m} +$
		$q_{DL} =$	2104.3 kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}) :

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 250 \times 3$	$=$	660 kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$=$	500 kg/m
		$q_{LL} =$	1160 kg/m

2.2.4 Kantilever

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 0.12 \times 1 \times 2400$	$=$	192 kg/m
– Pelat kantilever	$= 2 \times 0.12 \times 2400$	$=$	576 kg/m
– Berat balok (30/50)	$= 0.3 \times 0.5 \times 2400$	$=$	$360 \text{ kg/m} +$
		$q_{DL} =$	1128 kg/m

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 250 \times 1$	$=$	166.7 kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$=$	$500 \text{ kg/m} +$
		$q_{LL} =$	666.7 kg/m

2.3 Lantai 2

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{10^2} \right) (3 \times 10^2 - 4 \times 3^2) = \mathbf{0.88 q} \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = \mathbf{2/3 q} \text{ (segitiga)}$$

2.3.1 Bentang 1-2

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$= 760.3$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 0.12 \times 2 \times 2400$	$= 576$	kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$= 768$	kg/m +
		<hr/>	
		q_{DL}	$= 2104.3$ kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}):

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 250 \times 3$	$= 660$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$= 500$	kg/m
		<hr/>	
		q_{LL}	$= 1160$ kg/m

2.3.2 Bentang 2-3

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 0.12 \times 2 \times 2400$	$= 384$	kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$= 768$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 2 \times 0.12 \times 2400$	$= 576$	kg/m +
		<hr/>	
		q_{DL}	$= 1728$ kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}):

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 1.5 \times 2400 = 540 \text{ kg}$$

b Beban hidup

– Pelat lantai	$= 2/3 \times 250 \times 3$	$= 333.3$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 250 \times 2$	$= 500$	kg/m +
		<hr/>	
		q_{LL}	$= 833.3$ kg/m

2.3.3 Bentang 3-4

a Beban mati

– Pelat lantai	$= 0.88 \times 0.12 \times 3 \times 2400$	$= 760.3$	kg/m
– Pelat kantilever	$= 0.12 \times 2 \times 2400$	$= 576$	kg/m
– Berat balok (40/80)	$= 0.4 \times 0.8 \times 2400$	$= 768$	kg/m +
		<hr/>	
		q_{DL}	$= 2104.3$ kg/m

Beban terpusat kantilever memanjang (30/50) (P_{DL}):

$$P_{DL} = 0.3 \times 0.5 \times 2 \times 2400 = 720 \text{ kg}$$

b. Beban hidup

– Pelat lantai	= 0.88 x 250 x 3	=	660	kg/m
– Pelat kantilever	= 250 x 2	=	500	kg/m
			<hr/>	
		q_{LL}	= 1160	kg/m

2.3.4 Kantilever

a. Beban mati

– Pelat lantai	= 2/3 x 0.12 x 1 x 2400	=	192	kg/m
– Pelat kantilever	= 2 x 0.12 x 2400	=	576	kg/m
– Berat balok (30/50)	= 0.3 x 0.5 x 2400	=	360	kg/m +
			<hr/>	
		q_{DL}	= 1128	kg/m

b. Beban hidup

– Pelat lantai	= 2/3 x 250 x 1	=	166.7	kg/m
– Pelat kantilever	= 250 x 2	=	500	kg/m +
			<hr/>	
		q_{LL}	= 666.7	kg/m

2.4 Lantai 2

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{L^2} \right) (3L^2 - 4a^2) = \frac{1}{3} \left(\frac{q}{8^2} \right) (3 \cdot 8^2 - 4 \cdot 3^2) = 0.81 q \text{ (trapesium)}$$

$$q_{ek} = 2/3 q \text{ (segitiga)}$$

2.4.1 Bentang 1-2

a. Beban mati

– Pelat lantai	= 0.81 x 0.12 x 3 x 2400	=	699.8	kg/m
– Berat balok (40/80)	= 0.4 x 0.8 x 2400	=	768	kg/m +
			<hr/>	
		q_{DL}	= 1467.8	kg/m

b. Beban hidup

– Pelat lantai	= 0.81 x 250 x 3	=	607.5	kg/m +
			<hr/>	
		q_{DL}	= 607.5	kg/m

2.4.2 Bentang 2-3

a. Beban mati

– Pelat lantai	= 2/3 x 0.12 x 2 x 2400	=	384	kg/m
– Berat balok (40/80)	= 0.4 x 0.8 x 2400	=	768	kg/m +
			<hr/>	
		q_{DL}	= 1152	kg/m



b Beban hidup

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pelat lantai} &= 2/3 \times 250 \times 2 &= 333 \text{ kg/m} + \\
 q_{DL} &= 333 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

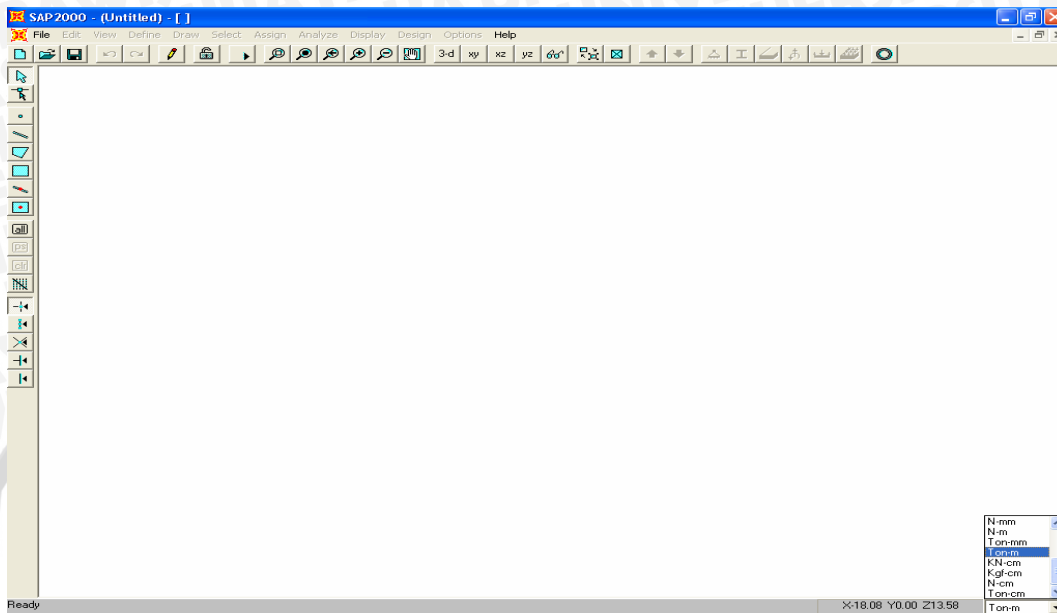
2.4.3 Bentang 3-4

Tidak terdapat pembebanan

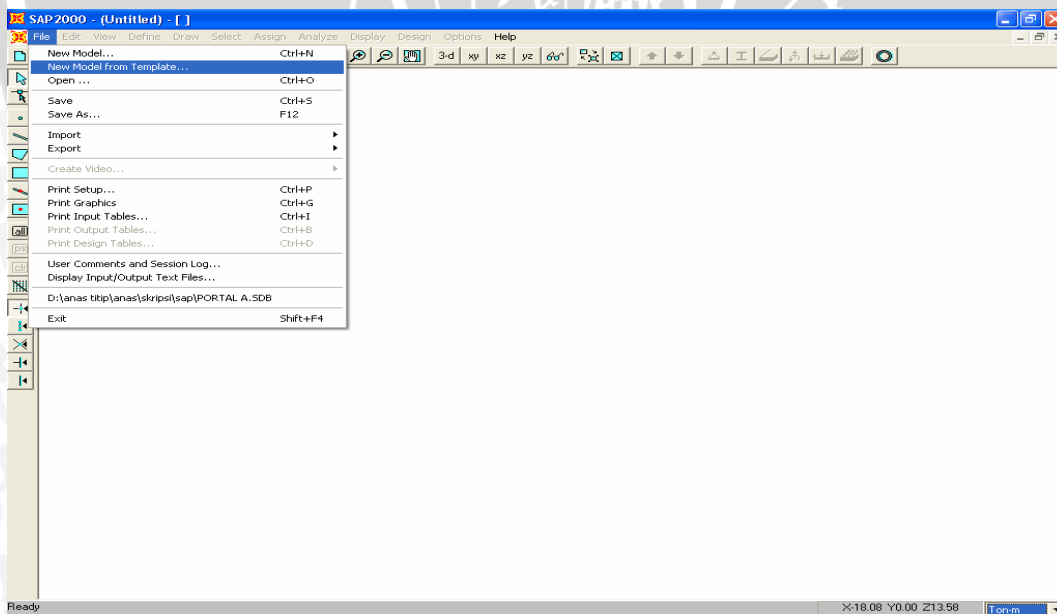


CONTOH PEMAKAIAN SAP 2000 UNTUK ANALISIS *PUSHOVER*

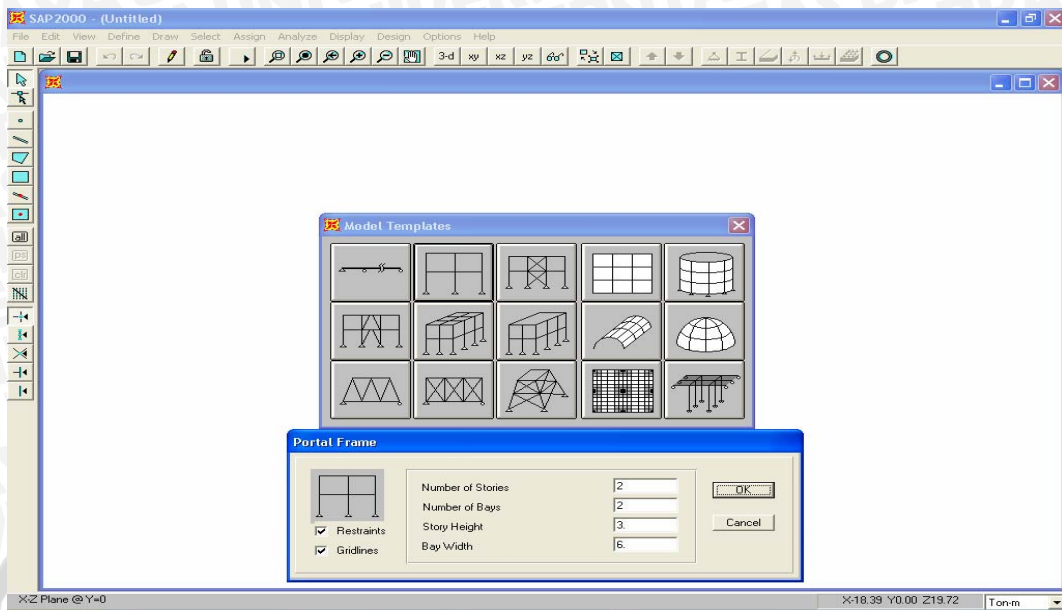
1. Pada layar kosong, terlebih dahulu tentukan satuan yang akan dipakai dalam analisis.



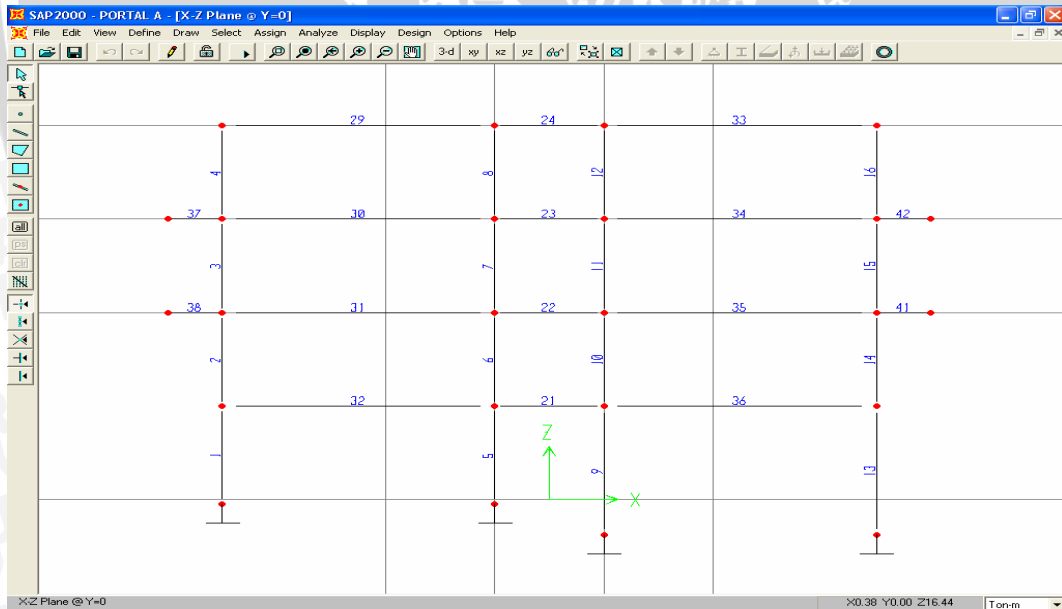
2. Pilih menu **file**, kemudian **new model from template**



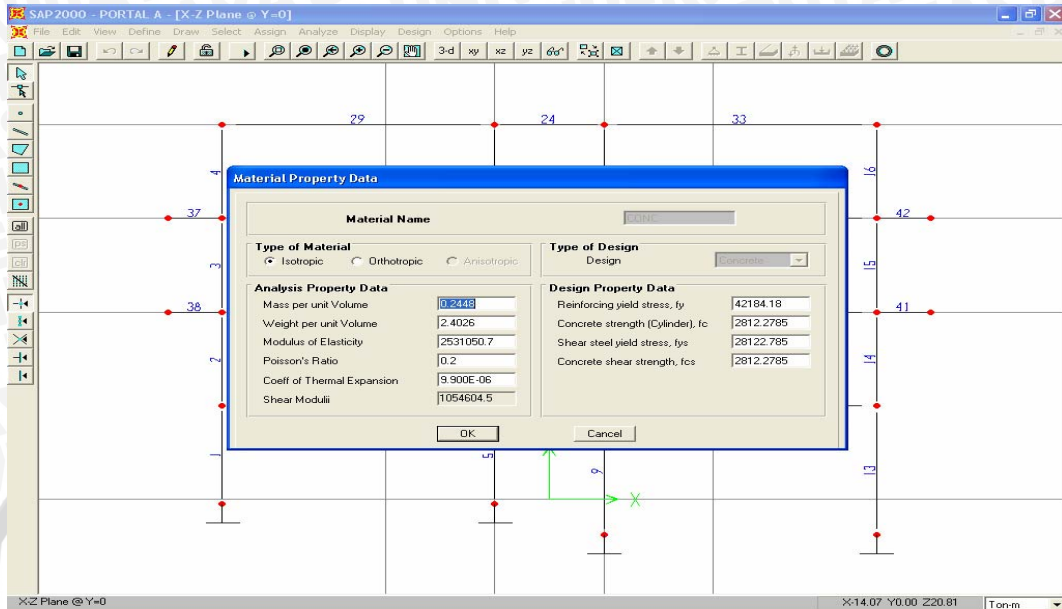
3. Pilih gambar portal 2D, kemudian isikan jumlah lantai, tinggi tiap lantai dan panjang bentang



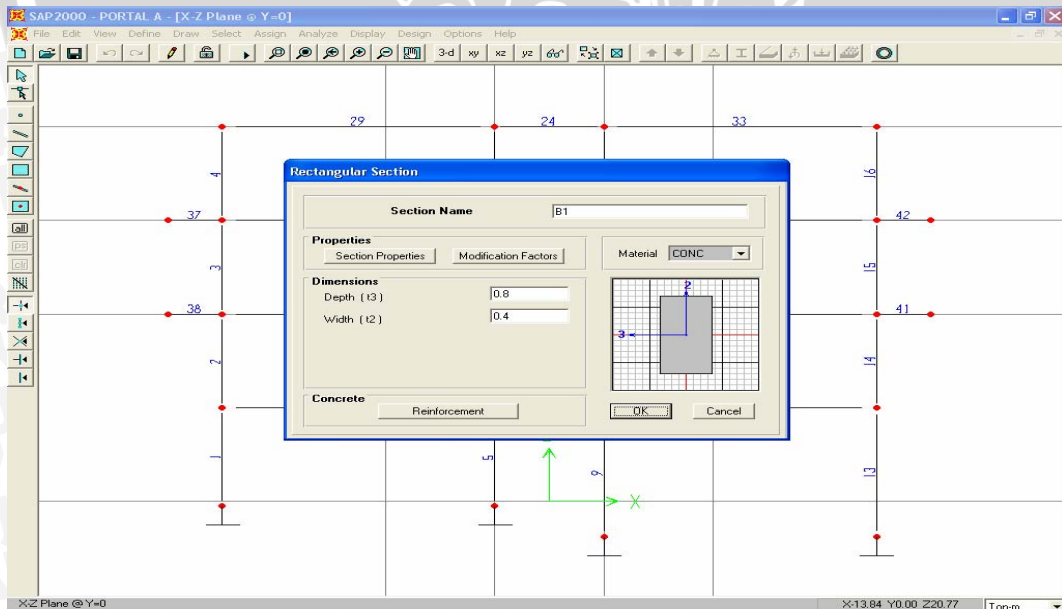
4. Hasil dari penggambaran 2 dimensi seperti berikut.



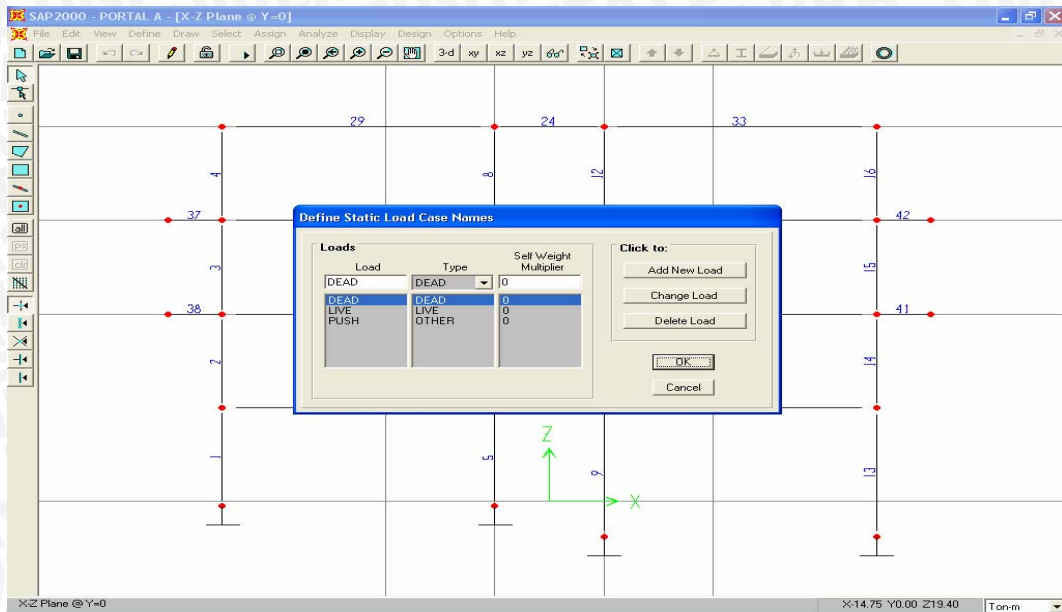
5. Pilih menu **Define, Materials...**Pilih Material **CONC** karena memakai beton bertulang, kemudian pilih **Modify/Show Material**. Kemudian isikan nilai-nilai material dari beton seperti Modulus Elastisitas, Poissan Ratio, Mutu beton, dll.



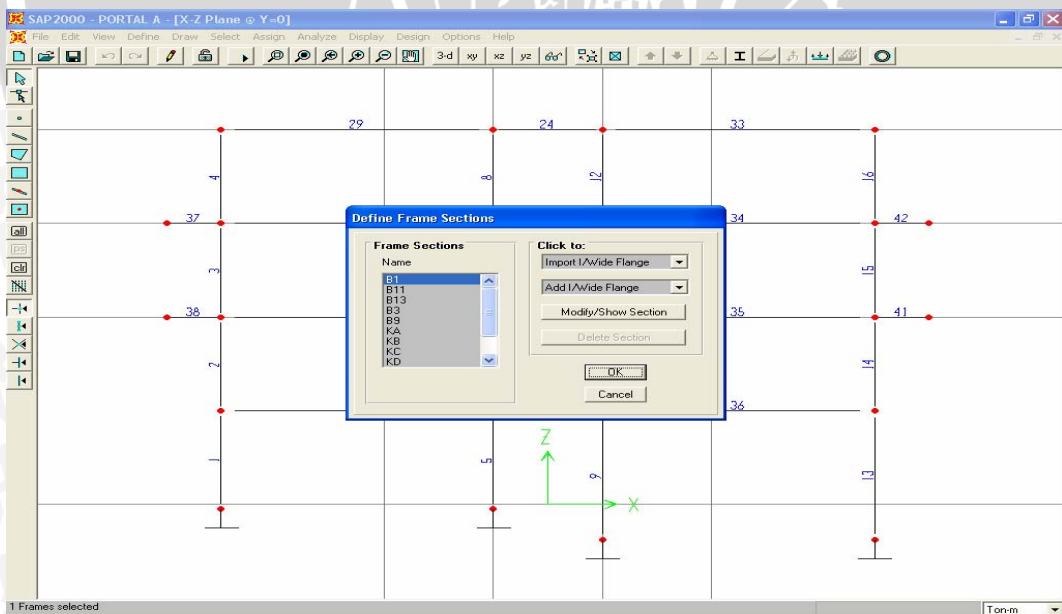
6. Pilih menu **Define, Frame Section...**Pilih **Add Rectangular**, kemudian isikan nama section, dimensi balok dan kolom yang dipakai.



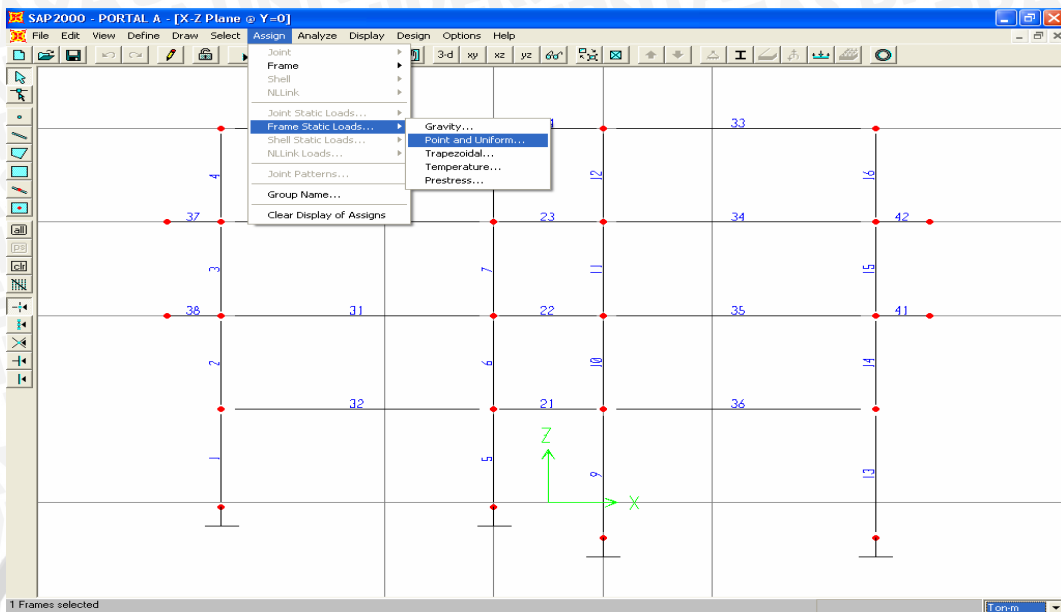
7. Pilih menu Define, **Static Load Cases**...isikan load case dari beban yang akan dipakai.



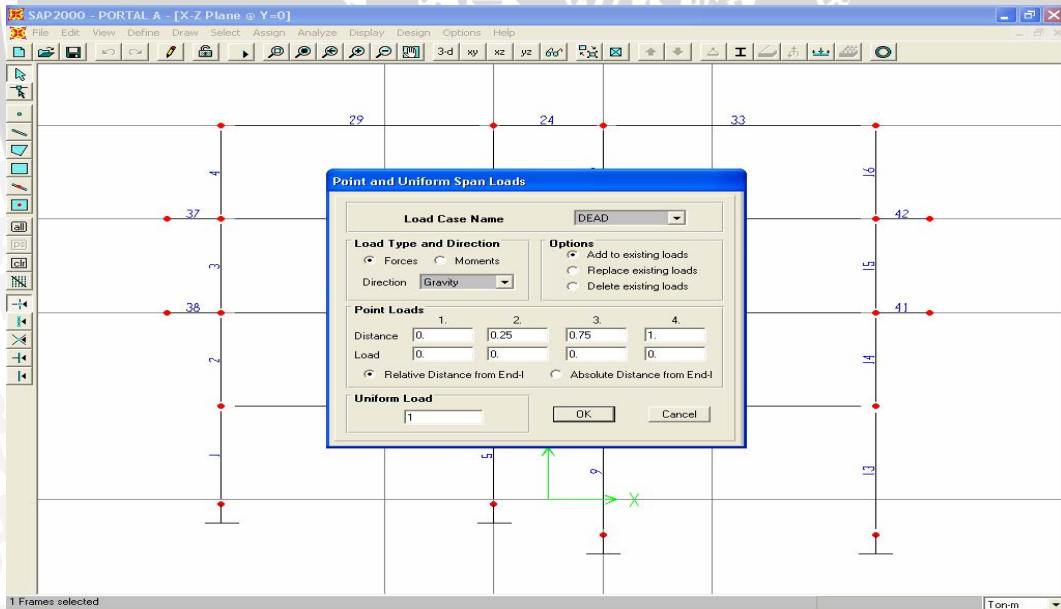
8. Kemudian pilih balok-balok yang akan di-assign sebagai frame section balok. Setelah itu pilih menu **Assign, Frame, Section** ... Lalu pilihlah Section Balok yang sudah didefinisikan sebelumnya. Begitu juga dengan Section Kolom.



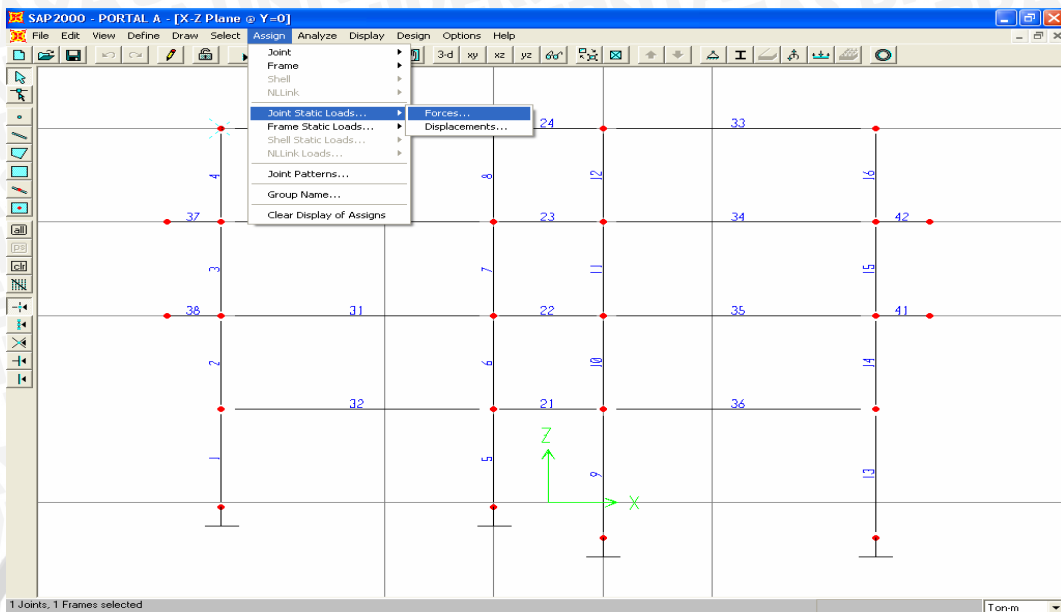
9. Kemudian untuk beban-beban Static Load, caranya pilihlah balok-balok yang dibebani kemudian pilih menu **Assign, Frame Static Loads..., Point and Uniform...**



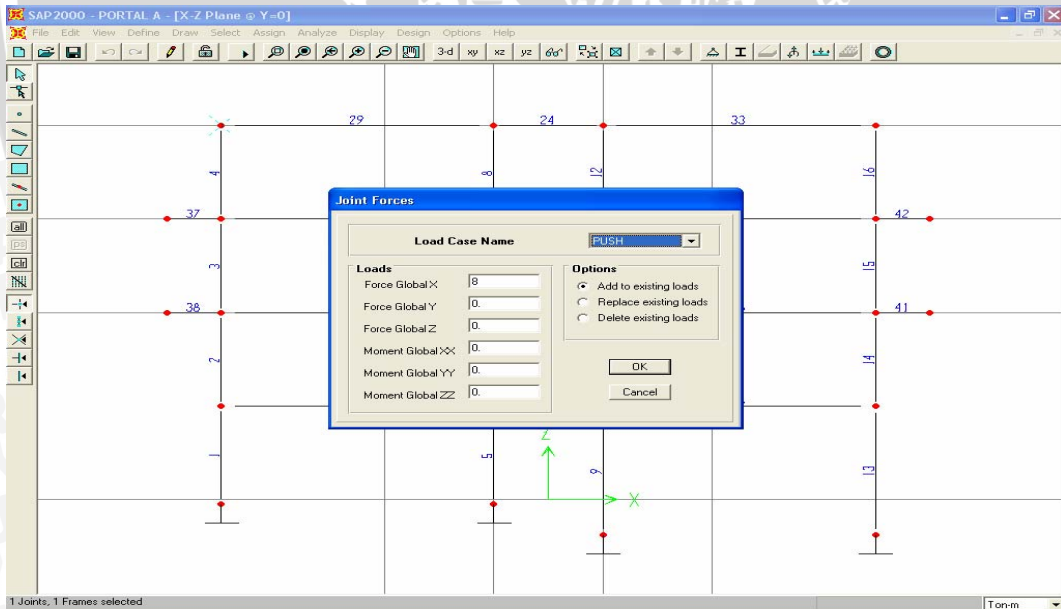
10. Isikan beban-bebanya, directionnya dan load casenya.



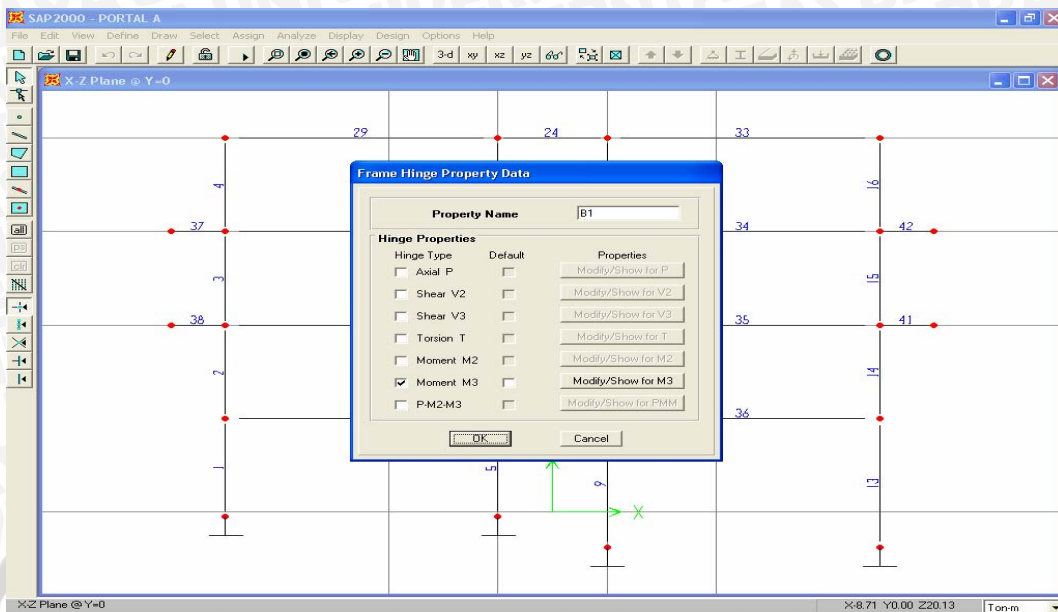
11. Kemudian untuk pembebanan Static Pushover, pilih joint tiap-tiap lantai dari lantai atas sampai lantai bawah, pilih menu **Assign, Joint Static Loads..., Force...**



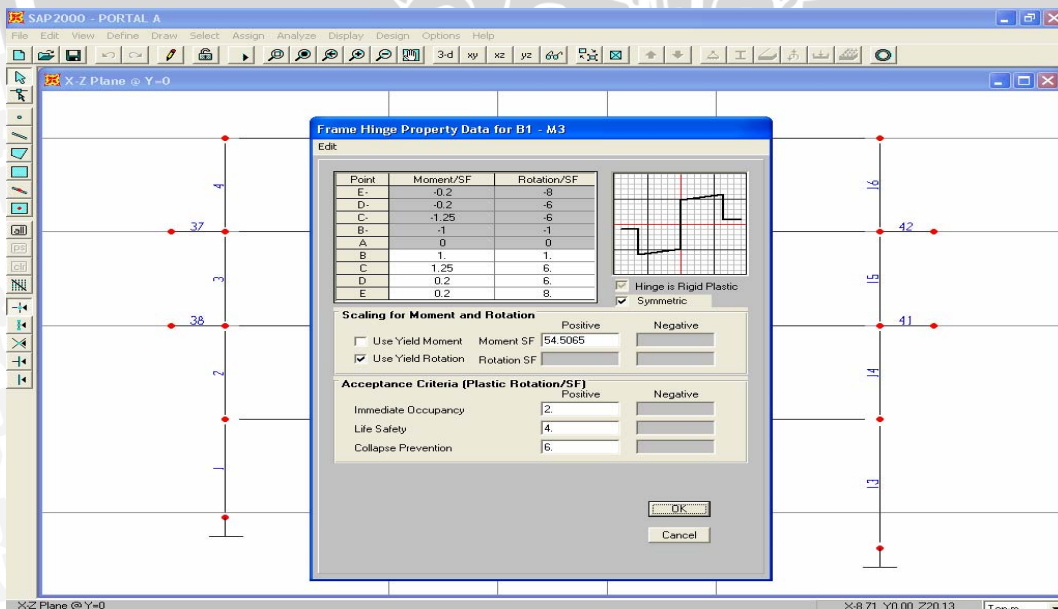
12. Isikan Load Case PUSH dan Force Global X.



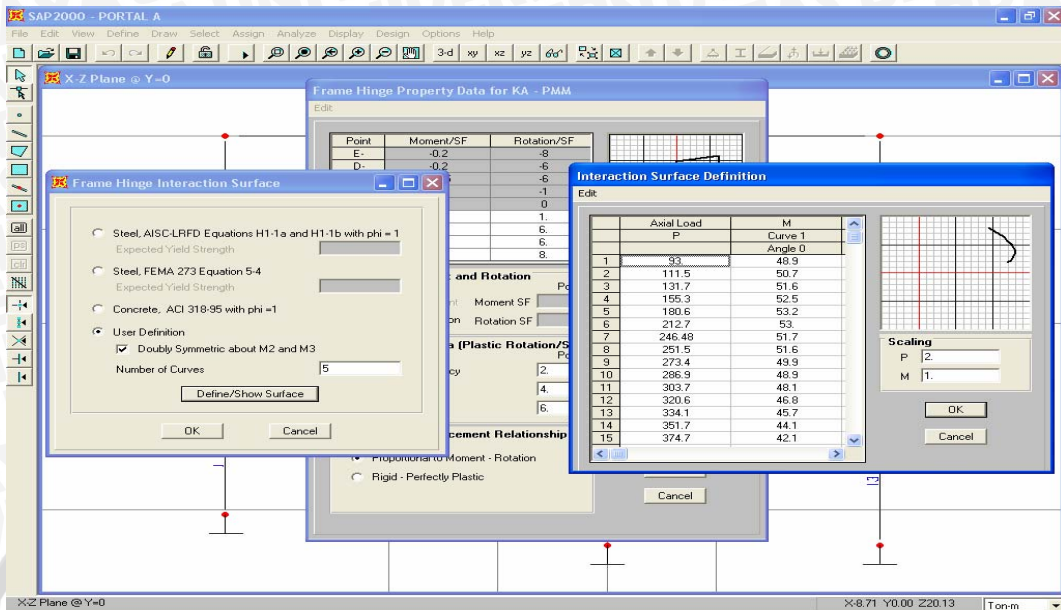
13. Setelah itu, pilih **Define, Hinge Properties..., Define New Property**. Akan keluar layer Frame Hinge Property Data.



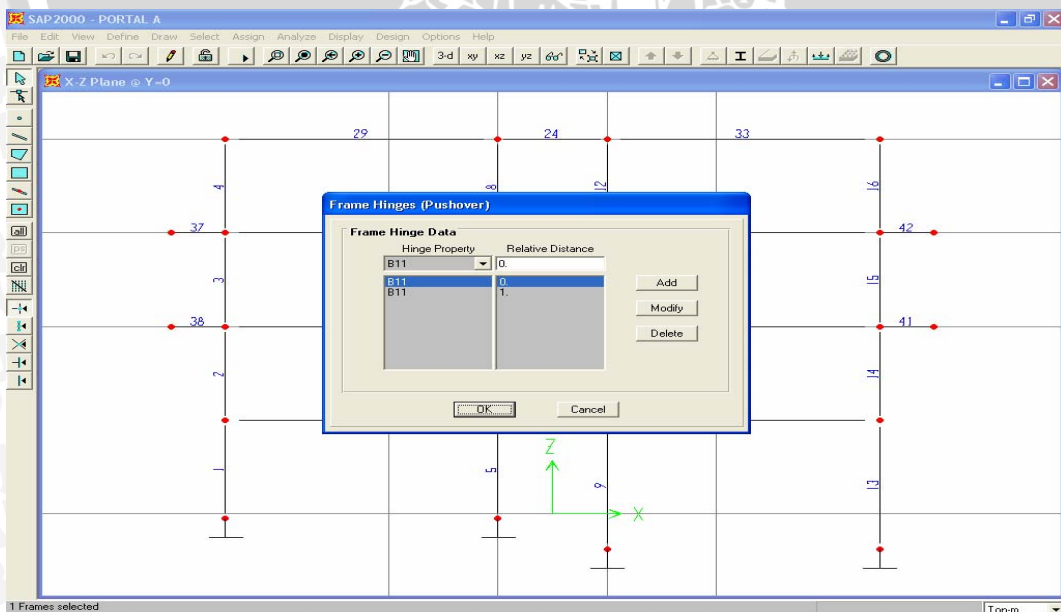
14. Setelah itu isikan Property Name, kemudian **Modify/Show for M3**. Akan keluar layar Frame Hinge Property Data for FH1 – M3. Isikan yield moment dan batas-batas kurva kapasitasnya.



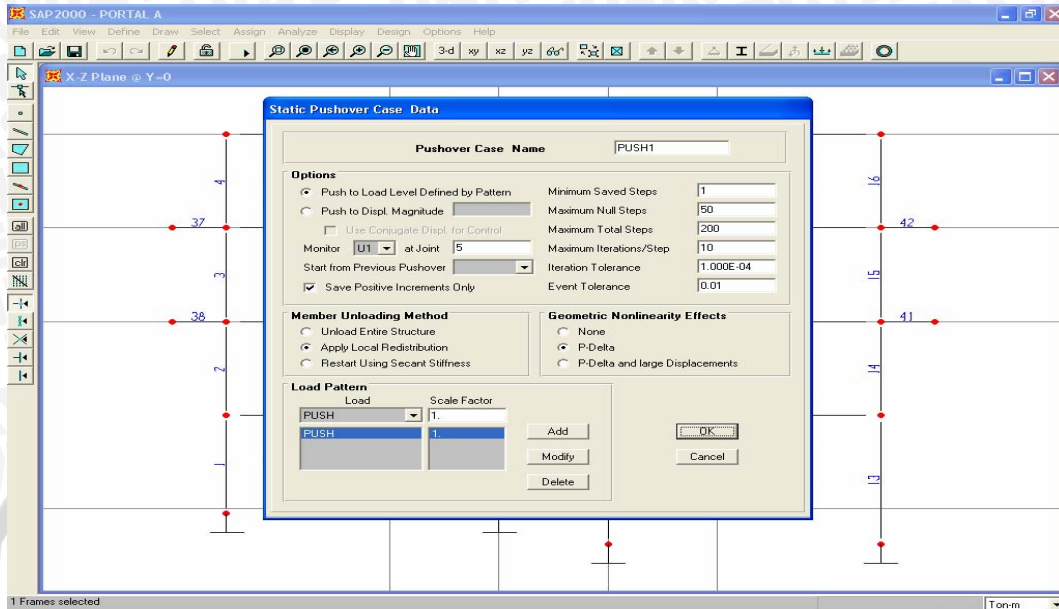
15. Kemudian untuk kolomnya, caranya sama hanya saja bukan M3, tetapi PMM, selain itu harus mengisi Interaction Surface dari kolom.



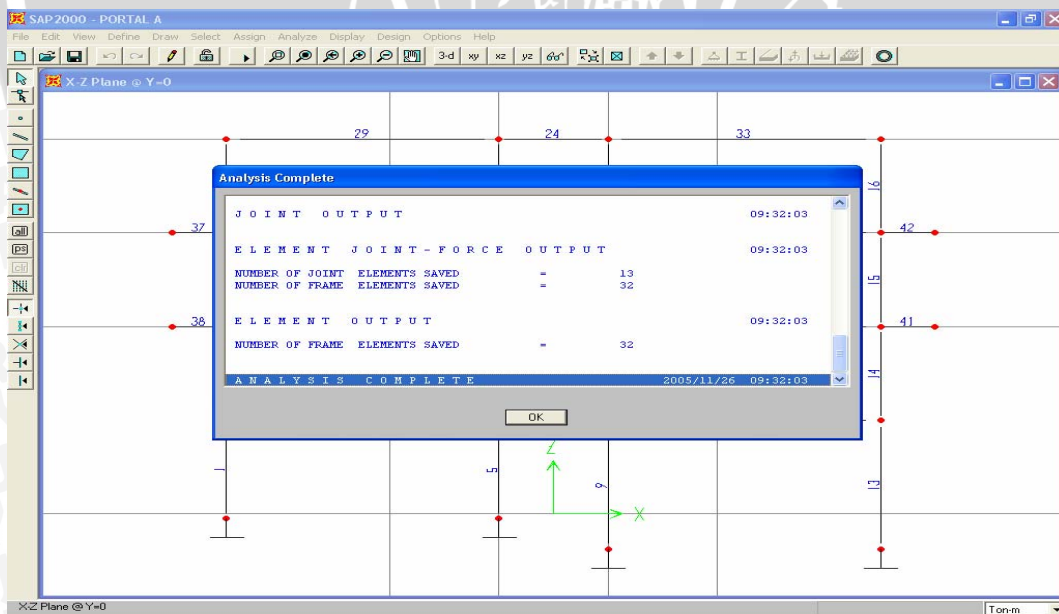
16. Kemudian untuk meng-assign hinge properties yang sudah ditentukan caranya dengan memilih balok-balok yang akan di-assign, pilih menu **Assign, Frame, Hinge(Pushover)**... Isikan Relative Distancenya 0 dan 1 untuk balok.



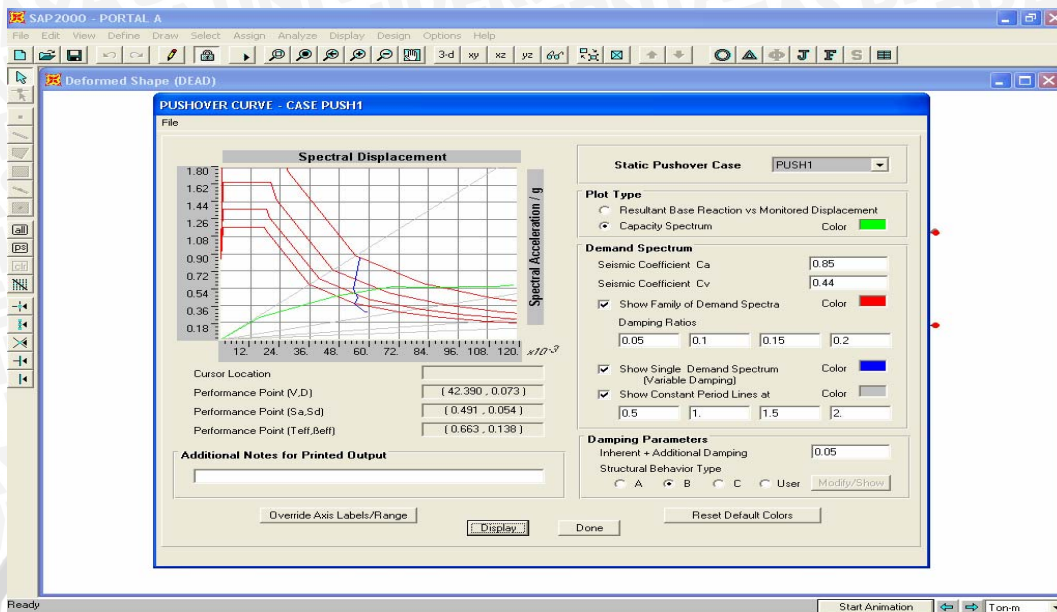
17. Kemudian untuk pembebanan Pushover, pilih menu **Define, Static Pushover Cases...**, **Add new Pushover**. Isikan Pushover Case Name, kemudian pilih Push to Load Level by Pattern, Control Joint dan Static Pushover Case-nya dengan Scale Factor-nya.



18. Kemudian Static Analysis harus dilakukan dulu sebelum Pushover Analysis.



19. Untuk menampilkan kurva kapasitas, pilih menu **Display, Show Static Pushover Curve...**



20. Untuk table hasil, pada layar **Pushover Curve**, pilih menu **File, Display Table...**

