



UNIVERSITAS INDONESIA

**VERIFIKASI PERILAKU DAN KINERJA SISTEM STRUKTUR
PENAHAN BEBAN LATERAL KOMBINASI SRPMK BETON
DAN RANGKA BRESING BAJA PRATEGANG**

TESIS

**BADIA MAHAR PRIGUNA
0906496320**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM PASCASARJANA TEKNIK SIPIL
DEPOK
JUNI 2011**

258/FT.01/TESIS/07/2011



UNIVERSITAS INDONESIA

**VERIFIKASI PERILAKU DAN KINERJA SISTEM STRUKTUR
PENAHAN BEBAN LATERAL KOMBINASI SRPMK BETON
DAN RANGKA BRESING BAJA PRATEGANG**

TESIS

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Magister

BADIA MAHAR PRIGUNA
0906496320

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI PASCASARJANA TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN STRUKTUR
DEPOK
JUNI 2011**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Tesis ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar.**

Nama : Badia Mahar Priguna

NPM : 0906496320

Tanda Tangan : 

Tanggal : 30 Juni 2011

HALAMAN PENGESAHAN

Tesis ini diajukan oleh :

Nama : Badia Mahar Priguna
NPM : 0906496320
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tesis : Verifikasi Perilaku dan Kinerja Sistem Struktur Penahan Beban Lateral Kombinasi SRPMK Beton dan Rangka Bresing Baja Prategang

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Magister Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Ir. Syahril A. Rahim, M. Eng



Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA



Penguji : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA



Penguji : Dr. Ing. Josia I. Rastandi, ST, MT



Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 30 Juni 2011

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas berkat dan rahmat-Nya, saya dapat menyelesaikan tesis ini. Penulisan tesis ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Magister Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan tesis ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan tesis ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Ir. Syahril A. Rahim, M. Eng., selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan tesis ini;
- (2) orang tua dan keluarga saya yang telah memberikan bantuan dukungan material dan moral;
- (3) Eka Ribka Br. Sinurat, SE, Ak. M. Ak., yang selalu menemani dan juga tetap setia memberikan dukungan moral, dan
- (3) sahabat yang telah banyak membantu saya dalam menyelesaikan tesis ini.

Akhir kata, saya berharap Tuhan Yang Maha Esa berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga skripsi ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu.

Depok, 30 Juni 2011

Penulis

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Badia Mahar Priguna

NPM : 0906496320

Program Studi : Pascasarjana Teknik Sipil

Departemen : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik

Jenis karya : Tesis

demikian pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

**VERIFIKASI PERILAKU DAN KINERJA SISTEM STRUKTUR
PENAHAN BEBAN LATERAL KOMBINASI SRPMK BETON DAN
RANGKA BRESING BAJA PRATEGANG**

berserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 30 Juni 2011

Yang menyatakan



(Badia Mahar Priguna)

ABSTRAK

Nama : Badia Mahar Priguna
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Verifikasi Perilaku dan Kinerja Sistem Struktur Penahan Beban Lateral Kombinasi SRPMK Beton dan Rangka Bresing Baja Prategang

Tesis ini membahas tentang perilaku dan kinerja dari bangunan tinggi fungsi perkantoran yang didisain sesuai peraturan yang berlaku di Indonesia menggunakan sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang. Sistem struktur didisain dalam dua model. Model yang mengaplikasikan *tension-only* pada komponen diagonal bresingnya (model TO) dan yang tidak (model non-TO). Selanjutnya, struktur bangunan dianalisa menggunakan metode *pushover* FEMA 356 untuk kemudian dianalisa perilaku dan kinerjanya. Dari hasil penelitian didapatkan bahwa model yang mengaplikasikan *tension-only* pada komponen diagonal bresingnya (model TO) menghasilkan dimensi komponen diagonal bresing yang lebih ekonomis dan gaya prategang yang jauh lebih kecil tanpa mengurangi kinerja dari struktur itu sendiri.

Kata kunci : SRPMK beton, rangka bresing prategang, *pushover*, FEMA 356, bangunan tinggi

ABSTRACT

Name : Badia Mahar Priguna
Study Program : Civil Engineering
Title : The Verification of Behavior and Performance of Lateral Load Resisting Structure System Combination of Concrete Special Sway Frame and Prestressing Steel Brace Frame

This thesis discusses about the behavior and the performance of a office high rise building that be designed according Indonesian code by using lateral load resisting structure system combination concrete sway special frame and prestressing steel brace frame. Structure system is designed in two models. Model that apply tension-only to the diagonal member of brace (TO model) and not (non-TO model). Furthermore, the building structure is been analysis by using FEMA 356 pushover to be analysing its behavior and performance. From the result of the research is obtained model that apply tension-only to the diagonal member of brace (TO model), produces more economical dimension of diagonal member of brace and smaller prestressing force without decreasing the performance of the structure.

Keywords : concrete sway special frame, prestressing steel brace frame, pushover, FEMA 356, high rise building

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	ii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR	iv
LEMBAR PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH	v
ABSTRAK	vi
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR NOTASI	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR GRAFIK.....	xv
DAFTAR LAMPIRAN	xvi

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Identifikasi Masalah	3
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Tujuan Penelitian.....	3
1.5 Manfaat Penelitian.....	4
1.6 Hipotesis	4
1.7 Batasan Masalah.....	4
1.8 Sistematika Penulisan.....	5

BAB II DASAR TEORI

2.1 Kriteria Disain	7
2.1.1 Beban.....	7
2.1.2 Kekuatan dan kestabilan.....	14
2.1.3 Kekakuan dan pembatasan simpangan.....	14
2.1.4 Kenyamanan manusia.....	16
2.1.5 Disain Kapasitas	16
2.2 Berbagai Macam Sistem Struktur pada Bangunan Tinggi	18
2.2.1 Sistem Lantai	18
2.2.2 Sistem Penahan Beban Lateral	19
2.3 Klasifikasi Sistem Struktur Penahan Beban Lateral Bangun Tinggi Berdasarkan Ketinggiannya	32
2.4 Daktilitas Struktur dan Faktor Reduksi Gempa	35
2.5 Disain Berbasis Kinerja.....	36
2.6 Konsep Analisa Beban Dorong	37
2.7 Analisa Beban Dorong FEMA 356	37
2.8 Kinerja Batas Ultimit Struktur SNI-1726-2002	39

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Deskripsi Bangunan dan Lokasi.....	41
3.2 Metodologi Disain.....	42
3.3 Analisa.....	44
3.3.1 Analisa Statik Beban Dorong FEMA 356.....	44

3.3.2	Pola Beban Dorong	45
3.4	Properti Sendi Plastis	47
3.5	Evaluasi	47
BAB IV PERMODELAN BEBAN DAN STRUKTUR		
4.1	Pembebanan	50
4.2	Kombinasi Pembebanan	53
4.3	Efek P- Δ	54
4.4	Permodelan Struktur	55
BAB V ANALISA DAN EVALUASI		
5.1	Kontrol Pembatasan Waktu Getar Fundamental	63
5.2	Kontrol Sistem Ganda	63
5.3	Kontrol Partisipasi Massa	64
5.4	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	67
5.5	Kontrol Simpangan Struktur terhadap Beban Gempa	69
5.6	Kontrol Ratio Momen Kolom Balok	73
5.7	Perhitungan Target Perpindahan berdasarkan FEMA 356	74
5.8	Analisa Kurva Bi-Linear	78
5.9	Distribusi Sendi Plastis	85
5.10	Kontrol Kinerja Batas Ultimit pada Target Perpindahan	94
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		
6.1	Kesimpulan	96
6.2	Saran	98
DAFTAR REFERENSI		100
LAMPIRAN		

DAFTAR NOTASI

A	=	beban atap
A	=	luas total komponen diagonal bresing (mm^2)
A_o	=	percepatan puncak muka tanah menurut tabel 5 SNI-1726-2002
A_g	=	luas kotor penampang (mm^2)
C_0	=	faktor modifikasi untuk mengkonversi <i>spectral displacement</i> struktur SDOF ekuivalen menjadi <i>roof displacement</i> struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 tabel 3 – 2
C_1	=	faktor midifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastic maksimum dengan peralihan respon elastic linier. Nilai $C_1 = 1$ untuk $T_e \geq T_s$ dan,
C_m	=	faktor massa efektif, table 3 - 1 FEMA 356
E	=	modulus elastisitas baja (MPa)
E	=	beban gempa
e_d	=	eksentrisitas rencana
e	=	eksentrisitas struktur
f_1	=	faktor kuat lebih bahan
f'_c	=	kuat tekan beton (MPa)
f_y	=	kuat leleh baja (MPa)
g	=	percepatan gravitasi 9.81 m/det^2
I	=	faktor keutamaan menurut tabel 1 SNI-1726-2002
k	=	kekakuan komponen diagonal bresing (N/mm)
L_0	=	panjang awal komponen diagonal bresing (mm)
M	=	momen
M_c	=	momen pada muka join yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada joint
M_g	=	momen pada muka join yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok yang merangka pada joint
n	=	jumlah tingkat
P	=	gaya aksial
p	=	tekanan tiup
R	=	beban hujan
R	=	faktor reduksi gempa
R_m	=	faktor reduksi gempa maksimum
S_a	=	respon spektrum percepatan pada waktu getar alami fundamental efektif dan ratio redaman pada arah yang ditinjau
T_1	=	periode getar fundamental atau ragam getar pertama
T_e	=	waktur getar alami efektif
T_s	=	waktu getar karakteristik respon spektrum
V	=	kecepatan angin (m/s)
V	=	gaya geser
V_n	=	gaya geser nominal
V_m	=	gaya geser di ambang keruntuhan
V_y	=	gaya geser pada saat pelelehan pertama
V_e	=	gaya geser rencana

V_1	=	gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam yang pertama saja
V_t	=	gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan
W	=	berat efektif seismik
W	=	beban angin
μ	=	duktilitas
μ_m	=	duktilitas maksimum
δ_y	=	simpangan struktur pada saat pelepasan pertama
δ_m	=	simpangan struktur di ambang keruntuhan
δ_1	=	target peralihan.
α	=	ratio kekakuan pasca leleh dimana dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya peralihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear
α	=	koefisien thermal baja
ξ	=	faktor pengali pada kontrol kinerja batas ultimit struktur gedung
ξ	=	koefisien pembatas waktu getar alami Fundamental struktur gedung
ΔT	=	selisih temperatur ($^{\circ}\text{C}$)
ΔL	=	pertambahan panjang (mm)

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur	17
Gambar 2.2	Deformasi portal kaku.....	19
Gambar 2.3	Kuantitas baja terhadap ketinggian dari sistem portal	20
Gambar 2.4	Penentuan gaya geser rencana pada balok	22
Gambar 2.5	Penentuan gaya geser rencana pada kolom.....	23
Gambar 2.6	Penentuan efek kekangan pada sambungan balok-kolom.....	24
Gambar 2.7	(a) Berbagai macam tipe bresing; (b) Portal bresing dalam skala besar	25
Gambar 2.8	Putaran histeresis (a) CBF dan (b) EBF.....	26
Gambar 2.9	Perilaku interaksi bresing dan portal.....	27
Gambar 2.10	Fenomena shear lag pada portal <i>tube</i> bagian sayap	30
Gambar 2.11	<i>tube-in-tube</i>	30
Gambar 2.12	(a) Sistem bundled tube yang mengurangi efek <i>shear lag</i> ; (b) Modular <i>tubes</i>	31
Gambar 2.13	(a) <i>steel-braced tube</i> ; (b) <i>concrete-braced tube</i>	32
Gambar 2.14	Premi terhadap ketinggian.....	33
Gambar 2.15	Klasifikasi sistem struktur menurut Fazlur Khan (atas : struktur baja, bawah : struktur beton).....	33
Gambar 2.16	Struktur Interior.....	34
Gambar 2.17	Struktur Eksterior	34
Gambar 2.18	Diagram beban-simpangan struktur gedung (SNI-1726-2002) ..	36
Gambar 2.19	Perilaku pasca leleh struktur (FEMA 356)	39
Gambar 3.1	Denah bangunan tinggi fungsi perkantoran	42
Gambar 3.2	Pola beban dorong ragam getar tinggi	46
Gambar 3.3	Pola beban dorong merata.....	46
Gambar 3.4	Taraf kinerja sendi plastis yang terintegrasi pada ETABS	48
Gambar 3.5	Diagram alir tahapan penelitian	49
Gambar 4.1	Respon Spektrum Gempa Rencana Wilayah Jakarta.....	51

Gambar 4.2	Disain penulangan balok SRPMK beton.....	57
Gambar 4.3	Disain penulangan balok bresing	58
Gambar 4.4	Disain penulangan kolom bresing	60
Gambar 4.5	Disain penulangan kolom SRPMK beton	61
Gambar 5.1	Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model non-TO	85
Gambar 5.2	Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model non-TO.	86
Gambar 5.3	Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model TO	87
Gambar 5.4	Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model TO	88
Gambar 5.5	Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model non-TO	90
Gambar 5.6	Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model non-TO.	91
Gambar 5.7	Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model TO	92
Gambar 5.8	Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model TO	93

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Beban Hidup pada Lantai Gedung	9
Tabel 2.2	Koefisien Reduksi Beban Hidup.....	11
Tabel 2.3	Koefisien Beban Hidup Kumulatif.....	12
Tabel 2.4	Koefisien ξ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur Gedung.....	15
Tabel 4.1	Varian dimensi bresing dan gaya prategang yang digunakan pada model non-TO	55
Tabel 4.2	Varian dimensi bresing dan gaya prategang yang digunakan pada model TO	55
Tabel 4.3	Penulangan balok SRPMK beton.....	56
Tabel 4.4	Disain penulangan kolom SRPMK beton	59
Tabel 4.5	Disain penulangan kolom bresing.....	59
Tabel 5.1	Kontrol distribusi gaya geser sistem ganda pada model non-TO	63
Tabel 5.2	Kontrol distribusi gaya geser sistem ganda pada model TO.....	64
Tabel 5.3	Pastisipasi massa pada analisa modal pada model non-TO	65
Tabel 5.4	Pastisipasi massa pada analisa modal pada model TO.....	65
Tabel 5.5	Rangkuman perhitungan target perpindahan berdasarkan FEMA 356.....	75
Tabel 5.6	Perhitungan duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual sumbu X kedua model	81
Tabel 5.7	Perhitungan duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual sumbu Y kedua model	84

DAFTAR GRAFIK

Grafik 5.1	Kontrol nilai akhir respon spektrum model non-TO.....	67
Grafik 5.2	Kontrol nilai akhir respon spektrum model TO.....	68
Grafik 5.3	Kontrol kinerja batas layan model non-TO.....	69
Grafik 5.4	Kontrol kinerja batas ultimit model non-TO.....	70
Grafik 5.5	Kontrol kinerja batas layan model TO.....	71
Grafik 5.6	Kontrol kinerja batas ultimit model TO.....	72
Grafik 5.7	Kontrol ratio momen kolom-balok pada kedua model	73
Grafik 5.8	Kurva bi-linear pola beban merata sumbu X model non-TO.....	78
Grafik 5.9	Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu X model non-TO	78
Grafik 5.10	Kurva bi-linear pola beban merata sumbu X model TO.....	79
Grafik 5.11	Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu X model TO	79
Grafik 5.12	Diagram gaya geser sumbu X bangunan.....	80
Grafik 5.13	Kurva bi-linear pola beban merata sumbu Y model non-TO.....	81
Grafik 5.14	Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu Y model non-TO	82
Grafik 5.15	Kurva bi-linear pola beban merata sumbu Y model TO.....	82
Grafik 5.16	Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu Y model TO	83
Grafik 5.17	Diagram gaya geser sumbu Y bangunan.....	83
Grafik 5.18	Kontrol kinerja batas ultimit pada target perpindahan	94
Grafik 5.19	Kontrol kinerja batas ultimit pada target perpindahan.....	95

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Denah Struktur Bangunan
- Lampiran 2 Disain Penulangan Balok
- Lampiran 3 Gambar Potongan As-A
- Lampiran 4 Gambar Potongan As-D
- Lampiran 5 Gambar Potongan As-F
- Lampiran 6 Gambar Disain Penulangan Kolom K-3
- Lampiran 7 Gambar Disain Penulangan Kolom K-5
- Lampiran 8 Output Pushover Curve model non-TO sumbu X
- Lampiran 9 Output Pushover Curve model non-TO sumbu Y
- Lampiran 10 Output Pushover Curve model TO sumbu X
- Lampiran 11 Output Pushover Curve model TO sumbu Y
- Lampiran 12 Tabel nilai C_0 dan C_1 FEMA 356
- Lampiran 13 Kontrol Kapasitas Kuat Tekan Balok Bresing
- Lampiran 14 Perhitungan kelangsingan bresing model TO

BAB I PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG MASALAH

Seiring dengan berkembang pesatnya pertumbuhan jumlah penduduk, demikian juga dengan lahan kosong yang tersedia. Hal inilah yang menjadi penyebab semakin maraknya berdiri bangunan-bangunan tinggi guna memberikan pelayanan yang maksimal bagi penggunanya.

Istilah “bangunan tinggi” digunakan bukanlah disebabkan karena jumlah tingkatnya atau tinggi bangunannya. Suatu bangunan dikatakan tinggi jika dalam disain dan analisa strukturnya sangat dipengaruhi oleh pengaruh beban lateral seperti beban angin dan beban gempa atau bahkan keduanya tergantung beban mana yang dominan.

Sistem struktur pada bangunan tinggi terdiri dari sistem penahan beban gravitasi, sistem penahan beban lateral, sistem sambungan, sistem lantai dan sistem dissipasi energi. Salah satu faktor yang sangat mempengaruhi segi ekonomis pada bangunan tinggi adalah sistem penahan lateralnya. Fazlur Khan [1] pada tahun 1969 menyadari untuk pertama kali bahwa suatu bangunan menjadi lebih tinggi, maka akan mengalami yang disebut dengan istilah “*premium for height*”. Persentase sistem struktur penahan gaya gravitasi tetap konstan berkisar 10-20% dari harga bangunan. Sedangkan sistem struktur penahan gaya lateral meningkat drastis dengan semakin tinggi bangunannya.

Mir. M. Ali & Kyoung Sun Moon [1], pada tahun 2007 dalam penelitiannya menampilkan data yang menyatakan bahwa sebagian besar bangunan tinggi hingga tahun 2006 digunakan sebagai fungsi komersial (disewakan sebagai perkantoran) dan hunian (apartemen). Sedangkan sebagian kecil lainnya digunakan sebagai hotel dan gabungan. Di Indonesia sendiri berdasarkan data dari CTBUH [5], hingga Desember 2009, tercatat bahwa dari 50 bangunan tinggi (tinggi bangunan diatas 117 m) yang tersebar di Jakarta dan Tangerang, 50% diantaranya berfungsi sebagai hunian (apartemen), 38% berfungsi sebagai perkantoran dan sisanya berfungsi sebagai hotel dan gabungan.

Fungsi dari bangunan tinggi akan sangat mempengaruhi kecenderungan sistem struktur penahan beban lateral yang akan digunakan. Penelitian Aysin SEV & Aydan ÖZGEN [18], tahun 2009, menyatakan bahwa kecenderungan bangunan-bangunan tinggi sebagai fungsi komersial (perkantoran) yang ada saat ini menggunakan subsistem mega-kolom bersama *central core* dengan *outrigger* dan sistem *tube-in-tube* tanpa *outrigger* sebagai sistem penahan lateralnya. Hal ini tak terlepas dari bentuk bangunan tinggi perkantoran yang cenderung berbentuk persegi serta kebutuhan fungsi bangunan tadi yang membutuhkan jarak ruangan yang luas sebagai produk untuk disewakan.

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton merupakan salah satu sistem struktur penahan beban lateral yang sangat sesuai digunakan di Indonesia yang merupakan daerah rawan gempa. Performa sistem ini juga telah banyak diteliti serta menghasilkan perilaku yang sangat memuaskan karena sangat daktail dibandingkan jenis portal kaku lainnya, seperti yang tercantum pada SNI-1726-2002, dimana duktilitas sistem ini merupakan salah satu yang tertinggi.

Portal kaku pada umumnya atau SRPMK beton pada khususnya hanya akan efisien pada bangunan dengan jumlah tingkat maksimal 30. Hal ini karena semakin tinggi bangunan maka aspek kekakuan menjadi lebih dominan daripada kekuatan untuk menjaga simpangan dalam nilai yang diijinkan. Oleh karena itu, sistem ini kerap kali, terutama di Indonesia, dikombinasikan dengan dinding geser untuk menambah kekakuannya guna membatasi simpangan struktur tanpa menghasilkan dimensi komponen portal yang sangat besar.

Selain dikombinasikan dengan dinding geser, SRPMK beton juga dapat dikombinasikan dengan rangka bresing. Interaksi antara portal kaku-dinding geser sama dengan interaksi portal kaku-rangka bresing. Keuntungan rangka bresing dibanding dinding geser adalah penggunaan material yang lebih sedikit sehingga menciptakan struktur yang lebih ringan dan ekonomis.

Rangka bresing terdiri dari tipe konsentris dan eksentris. Bresing konsentris memiliki kekakuan yang lebih tinggi akan tetapi duktilitas yang rendah akibat pengaruh *buckling*. Oleh karena, itu untuk mengeliminasi kelemahan ini, penggunaan material komposit beton-baja atau baja prategang pada komponen diagonalnya kerap digunakan. Akan tetapi, penggunaan baja prategang memiliki

keunggulan yaitu dapat menghindari adanya *center node* dan penggunaan material yang lebih sedikit sehingga menjadi lebih ringan.

1.2 IDENTIFIKASI MASALAH

Sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK baja dan rangka bresing prategang telah digunakan dan didisain terhadap beban gempa kuat dengan mengaplikasikan mekanisme keruntuhan “*beam side sway*” pada bangunan tinggi perkantoran di Jepang. Penggunaan kombinasi sistem ini tentu saja karena telah melalui proses penelitian dengan membandingkan beberapa kombinasi sistem struktur penahan beban lateral lainnya sehingga didapatkan kombinasi yang paling optimum dalam hal perilaku dan ekonomis. Lalu bagaimana jika yang digunakan adalah kombinasi SRPMK beton dan bresing prategang?

1.3 RUMUSAN MASALAH

Untuk menjawab identifikasi masalah diatas, maka dirumuskanlah dua pertanyaan dibawah ini :

1. Bagaimana disain struktur bangunan yang menggunakan kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang sebagai sistem struktur penahan beban lateral?
2. Perencanaan berbasis kinerja telah menjadi dasar untuk mendisain suatu struktur bangunan. Di Indonesia, hal ini ditandai dengan akan bergantinya peraturan perencanaan ketahanan gempa. Lalu bagaimanakah dengan kinerja sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang itu sendiri? Apakah sistem ini memiliki prospek untuk dapat digunakan di masa perencanaan berbasis kinerja?

1.4 TUJUAN PENELITIAN

Tujuan dari penelitian ini adalah :

1. Mendisain sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang pada bangunan tinggi sesuai peraturan yang berlaku di Indonesia.
2. Menganalisa perilaku dan kinerja sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang ketika menerima gempa kuat pada kedua bangunan tinggi.

1.5 MANFAAT PENELITIAN

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah :

1. Memberikan pengetahuan tambahan mengenai perilaku dan kinerja salah satu disain sistem struktur penahan beban lateral ketika menerima beban gempa kuat.
2. Sebagai salah satu referensi dalam memilih dan merencanakan sistem struktur penahan beban lateral bangunan tinggi yang sesuai dengan kebutuhan.

1.6 HIPOTESIS

Untuk menciptakan mekanisme keruntuhan yang aman guna meningkatkan kapasitas tahan gempa gedung, maka komponen diagonal bresing harus didisain tetap bekerja dalam kondisi elastis sedangkan sendi-sendi plastis terbentuk pada SRPMK beton ketika menerima gempa kuat.

1.7 BATASAN MASALAH

Adapun batasan masalah dari penelitian yang dilakukan adalah :

1. Sistem struktur penahan beban lateral yang digunakan adalah kombinasi SRPMK dan rangka bresing baja prategang.
2. Lokasi dan denah bangunan tinggi perkantoran yang akan dijadikan objek dalam penelitian ini terlampir pada bab 3.
3. Bangunan dimodelkan sebagai struktur 3D
4. Beban gempa diasumsikan lebih dominan dibandingkan beban angin
5. Interaksi tanah dan bangunan tidak diperhitungkan

6. Modelisasi dan analisa menggunakan software ETABS

7. Peraturan yang digunakan :

- Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG) 1987
- SNI 03-1726-2002 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung
- SNI 03-2847-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
- SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung

1.8 SISTEMATIKA PENULISAN

Proposal penelitian atau tesis ini terdiri dari tiga bab dari total lima bab yang direncanakan, dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu :

1. BAB I. PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang permasalahan, identifikasi dan rumusan permasalahan, tujuan dilakukannya penelitian, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan thesis.

2. BAB II. DASAR TEORI

Bab ini menguraikan teori-teori dari sistem struktur pada bangunan tinggi, metode analisa yang akan digunakan serta ketentuan-ketentuan dalam disain yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

3. BAB III. METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini menguraikan tentang kerangka pikir penelitian berupa deskripsi objek bangunan serta metodologi proses disain dan analisa.

4. BAB IV. PERMODELAN BEBAN DAN STRUKTUR

Bab ini menguraikan beban-beban yang harus dipikul, serta disain dari komponen-komponen struktur bangunan serta asumsi-asumsi yang digunakan dalam permodelannya.

5. BAB V. ANALISA DAN EVALUASI

Bab ini menguraikan berbagai macam analisa dan evaluasi dari permodelan struktur pada bab sebelumnya. Kontrol terhadap berbagai batasan yang sesuai dengan peraturan yang berlaku hingga mengevaluasi perilaku dan kinerja struktur.

6. BAB VI. KESIMPULAN

Bab ini menguraikan kesimpulan yang didapat dari penelitian yang dilakukan, baik dari proses disain hingga proses analisa dan evaluasi.

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Kriteria disain

Bangunan tinggi utamanya didisain untuk memenuhi kebutuhan akan hunian, komersial atau dalam beberapa kasus kombinasi antara keduanya. Kebutuhan disain yang paling dominan adalah ketentuan denah internal yang tepat pada bangunan. Hal yang tak kalah pentingnya adalah kualitas estetika dari eksterior bangunan untuk memenuhi keinginan dari klien. Oleh karena itu, kriteria disain yang paling utama adalah aspek arsitektural, dan itulah batasan untuk memilih aspek struktural yang tepat. Hanya pada bangunan tinggi tertentu saja kebutuhan struktural menjadi pertimbangan yang paling penting.

Ketika denah fungsional telah ditetapkan, maka sistem struktur dapat ditentukan untuk dapat menyesuaikan dengan denah yang telah ditetapkan tanpa melupakan efisiensi dan keekonomisannya. Kriteria struktur yang paling vital adalah kekuatan cadangan yang cukup terhadap keruntuhan, kekakuan lateral yang memadai dan performa yang efisien selama umur layan bangunan. Keseluruhan struktur atau bagian manapun dari struktur juga harus dipertimbangkan untuk mengalami runtuh ketika mencapai salah satu kondisi batasnya. Dua tipe kondisi batas fundamental yang harus dipertimbangkan adalah kondisi batas ultimit dan kondisi batas layan. Berikut ini adalah kriteria-kriteria penting pada disain bangunan tinggi :

2.1.1 Beban

Beban yang dipikul oleh bangunan tinggi dapat dikategorikan menjadi tiga yaitu beban gravitasi, beban lateral dan beban khusus. Beban gravitasi terdiri dari beban mati dan beban hidup, beban lateral sendiri terdiri dari beban gempa dan angin.

1. Beban Gravitasi

a. Beban mati

Menurut Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG), beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang terpisah dari gedung. Apabila beban mati memberikan pengaruh yang menguntungkan terhadap kekuatan struktur maka beban mati tersebut harus dikalikan dengan koefisien 0,9.

b. Beban hidup

Menurut Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG), beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap ke dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh butiran air. Ke dalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

Beban hidup lantai gedung dapat dilihat pada Tabel 2 PPPuRdG. Ke dalam beban tersebut sudah termasuk kelengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruang yang bersangkutan, dan juga dinding-dinding pemisah ringan dengan berat tidak lebih dari 100 kg/m^2 . Tidak termasuk lemari-lemari arsip dan perpustakaan, alat-alat dan mesin. Sedangkan beban hidup pada atap gedung yang dapat dicapai orang adalah 100 kg/m^2 .

Tabel 2.1 Beban Hidup pada Lantai Gedung

a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m ²
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m ²
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250 kg/m ²
d. Lantai olah raga	400 kg/m ²
e. Lantai ruang dansa	500 kg/m ²
f. Lantai dan balkon dalam ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti mesjid, gereja, ruang pameran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400 kg/m ²
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500 kg/m ²
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m ²
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	500 kg/m ²
j. Lantai ruang perlengkapan dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m ²
k. Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban yang ditentukan tersendiri dengan minimum	400 kg/m ²
l. Lantai gedung parkir bertingkat :	

<ul style="list-style-type: none"> • Untuk lantai bawah • Untuk lantai tingkat lainnya 	<p>800 kg/m²</p> <p>400 kg/m²</p>
m. Balkon-balkon yang menjorok bebas ke luar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan dengan minimum	300 kg/m ²

Selanjutnya reduksi pada beban hidup diatur sebagai berikut

1. Peluang untuk tercapainya suatu persentase tertentu dari beban hidup yang membebani struktur pemikul suatu gedung selama umur gedung tersebut tergantung pada :
 - Bagian struktur yang ditinjau
 - Penggunaan gedung
 - Tujuan beban tersebut ditinjau
2. Koefisien reduksi beban hidup untuk perencanaan balok induk dan portal, dapat dilihat pada Tabel 4 PPPuRdG 1987.
3. Koefisien reduksi beban hidup untuk perencanaan unsur-unsur vertikal (kolom, dinding geser) dan pondasi yang memikul beberapa lantai tingkat.

Untuk memperhitungkan peluang terjadinya beban hidup yang berubah-ubah, maka untuk perhitungan gaya normal (gaya aksial) di dalam unsur-unsur struktur vertikal (kolom, dinding) serta beban pada pondasinya, jumlah kumulatif beban hidup terbagi rata yang ditentukan dalam pasal 2.1.2 yang bekerja pada lantai-lantai tingkat yang dipikulnya, dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi yang nilainya bergantung pada jumlah lantai yang dipikul dan besarnya faktor reduksi tersebut dicantumkan pada Tabel 5 PPPuRdG 1987.

Tabel 2.2 Koefisien Reduksi Beban Hidup

Penggunaan gedung	Koefisien reduksi beban hidup	
	Untuk perencanaan balok induk dan portal	Untuk peninjauan gempa
PERUMAHAN/PENGHUNIAN : Rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit	0,75	0,3
PENDIDIKAN : Sekolah, ruang kuliah	0,9	0,5
PERTEMUAN UMUM : Mesjid, gereja, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pagelaran	0,9	0,5
KANTOR : Kantor, bank	0,6	0,3
PERDAGANGAN : Toko, toserba, pasar	0,8	0,8
INDUSTRI : Pabrik, bengkel	1,0	0,9
TEMPAT KENDARAAN : Garasi, gedung parkir	0,9	0,5
GANG DAN TANGGA : <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan/penghunian • Pendidikan, kantor • Pertemuan umum, perdagangan, penyimpanan, industri, tempat kendaraan 	0,75 0,75 0,90	0,3 0,5 0,5

Tabel 2.3 Koefisien Beban Hidup Kumulatif

Jumlah lantai yang dipikul	Koefisien reduksi yang dikalikan kepada beban hidup kumulatif
1	1,0
2	1,0
3	0,9
4	0,8
5	0,7
6	0,6
7	0,5
8 dan lebih	0,4

2. Beban Angin

Menurut Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG), beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m^2 .

Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2 , kecuali tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2 . Sedangkan untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu di mana terdapat kecepatan-kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari yang ditentukan diatas, maka tekanan tiup (p) harus dihitung dengan rumus :

$$p = \frac{V^2}{16} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Dimana V adalah kecepatan angin dalam m/det., yang harus ditentukan oleh instansi berwenang.

Koefisien angin yang digunakan dalam bangunan tinggi dalam hal ini diasumsikan sebagai dinding yang berdiri bebas maka koefisien angin untuk bidang di pihak angin adalah $+0,9$ dan untuk bidang di belakang angin adalah $-0,4$ (jumlahnya $1,3$).

3. Beban Gempa

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPURdG), beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Beban gempa pada gedung di Indonesia diatur sepenuhnya pada Standar Nasional Indonesia (SNI) 03-1726-2002 mengenai Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung yang kemudian akan segera diperbaharui dengan SNI XXXX-2010. Pembaharuan mendasar dari standar yang baru adalah penggunaan analisa *performance based design* dari yang sebelumnya adalah *strength based design*.

4. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sesuai dengan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung Indonesia SNI 03-2847-2002, yaitu :

- $U = 1,4 D$
- $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$
- $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$
- $U = 0,9 D \pm 1,6 W$

$$\blacktriangleright U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \text{ atau } U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

dimana,

D	=	beban mati
L	=	beban hidup
A	=	beban atap
R	=	beban hujan
W	=	beban angin
E	=	beban gempa

2.1.2 Kekuatan dan kestabilan

Kekuatan yang dimaksudkan disini adalah struktur bangunan harus mampu untuk bertahan dan tetap stabil ketika menerima beban paling buruk yang mungkin muncul selama umur bangunan, termasuk selama masa konstruksi. Kekuatan struktur sangat erat kaitannya dengan sifat dari material penyusunnya. Oleh karena itu, untuk memastikan kekuatan struktur maka tegangan-tegangan yang diterima pada elemen-elemen struktur harus dibatasi sesuai dengan sifat dari material penyusunnya.

Sedangkan yang dimaksudkan dengan kestabilan adalah bahwa struktur tetap aman dari fenomena tekuk dan pengaruh efek *P-delta*. Untuk mengantisipasinya maka penggunaan nilai faktor keamanan harus digunakan. Selain itu, perhatian lebih juga harus diberikan pada bagian-bagian struktur yang dapat menyebabkan keruntuhan keseluruhan struktur.

2.1.3 Kekakuan dan pembatasan simpangan

Ketentuan terhadap kekakuan lateral yang memadai merupakan pertimbangan utama dalam disain bangunan tinggi untuk beberapa alasan penting. Pada kondisi batas ultimit, deformasi lateral harus dibatasi untuk mencegah efek *P-delta* akibat beban gravitasi menjadi sangat besar dan menyebabkan keruntuhan serta mencegah benturan berbahaya antar-gedung

atau antar bagian struktur gedung yang dipisah. Sedangkan pada kondisi batas layan, defleksi harus dibatasi, pertama agar komponen-komponen nonstruktural seperti *elevator* dan pintu dapat berfungsi dengan sempurna, kedua adalah untuk menghindari adanya retak yang berlebihan dan konsekuensi kehilangan kekakuan, ketiga struktur harus cukup kaku untuk mencegah getaran dinamik menjadi cukup besar yang dapat mengakibatkan ketidaknyamanan pada penghuni.

Di Indonesia, ketentuan yang mengatur tentang kekakuan dan pembatasan *drift* termuat di SNI 03-1726-2002 mengenai Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung. Berikut ini beberapa aturan terkait kekakuan dan pembatasan *drift* menurut SNI 03-1726-2002.

a. Pembatasan waktu getar alami fundamental

Nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ξ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan:

$$T_1 < \xi n$$

Dimana koefisien ξ ditetapkan menurut Tabel 8 SNI 03-1726-2002.

Tabel 2.4 Koefisien ξ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur Gedung

Wilayah Gempa	ξ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

b. Kinerja batas layan struktur gedung

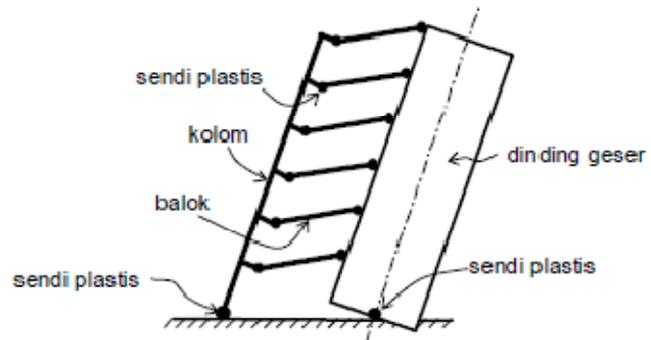
Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam hal simpangan struktur antar-tingkat tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm bergantung yang mana nilainya terkecil.

2.1.4 Kenyamanan manusia

Ketika bangunan tinggi berdeformasi lateral atau torsional akibat aksi angin yang berubah-ubah, menghasilkan getaran bangunan yang dapat mengakibatkan berbagai respon dari penghuni bangunan, mulai dari ketidaknyamanan ringan hingga rasa muak yang akut. Di Indonesia memang belum ada peraturan resmi yang mengatur mengenai kriteria ini, namun para insinyur dapat menggunakan data dari penelitian-penelitian yang telah dipublikasikan, misalnya untuk bangunan apartemen harus dibatasi antara 10 sampai 25 milli-g. (Daryl Boggs, 1995)

2.1.5 Disain kapasitas

Disain kapasitas adalah suatu konsep atau metode dalam merancang kemampuan berdeformasi dari bagian kritis struktur bangunan berdasarkan perilaku histeresis dari struktur sebagai respon terhadap beban gempa. Duktilitas struktur merupakan ciri utama dalam konsep disain kapasitas, yang diekspresikan sebagai faktor duktilitas. Faktor ini merupakan ratio antara deformasi struktur akibat gempa rencana mendekati runtuh terhadap titik leleh pertama. Berdasarkan SNI 03-1726-2002, untuk dapat mencapai tingkat duktilitas yang diharapkan maka ditetapkan suatu persyaratan yang disebut “kolom kuat balok lemah”. Hal ini berarti, bahwa akibat Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme suatu struktur gedung adalah seperti ditunjukkan dalam gambar 2.1.



Gambar 2.1 . Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur

2.2 Berbagai macam sistem struktur pada bangunan tinggi

2.2.1 Sistem lantai

Pemilihan sistem lantai yang tepat adalah sebuah faktor penting dalam keekonomisan suatu bangunan secara keseluruhan. Beberapa faktor yang mempengaruhi pemilihan sistem lantai adalah aspek arsitektural. Faktor lain yang mempengaruhi pemilihan dari sistem lantai adalah hubungannya terhadap performa struktur, apakah sistem lantai ikut berpartisipasi dalam sistem penahan beban lateral dan terhadap proses konstruksinya.

a. Beton Bertulang

- Pelat satu arah
- Pelat dua arah
- *Flat plates*
- *Flat slab*
- *Waffle System*
- *One-way concrete ribbed slabs*
- *Band beam system*
- *Skip joist system*
- *Haunch girder dan joist system*

b. Frame Baja (*Steel Framing*)

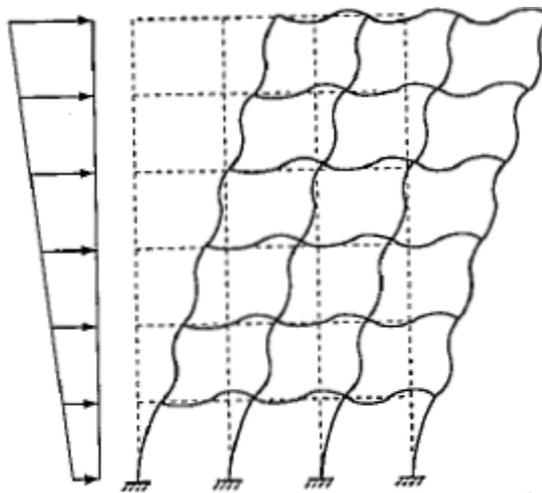
Sistem lantai frame baja dikarakteristikan dengan slab beton bertulang yang didukung diatas suatu *framework* baja yang terdiri dari joists dan balok yang mentransfer beban gravitasi kepada kolom. Komponen pelat biasanya menggunakan bentang satu arah dengan pelat beton bertulang dengan ketebalan 4-7 inchi, atau dengan sebuah beton diatas *deck* pelat baja dengan variasi bentuk dan ketebalan minimum 2.5 inchi atau juga dengan sebuah pelat dari unit

precast yang diletakkan diatas balok baja dan ditutup dengan *topping* beton tipis.

2.2.2 Sistem penahan beban lateral

a. Struktur *Rigid-Frame* (Struktur Portal Kaku)

Struktur portal kaku terdiri dari kolom dan balok yang digabungkan dengan sambungan tahan momen. Kekakuan lateral dari portal kaku cenderung tergantung dari kekakuan lentur dari kolom, balok dan sambungannya (gambar 2.2).



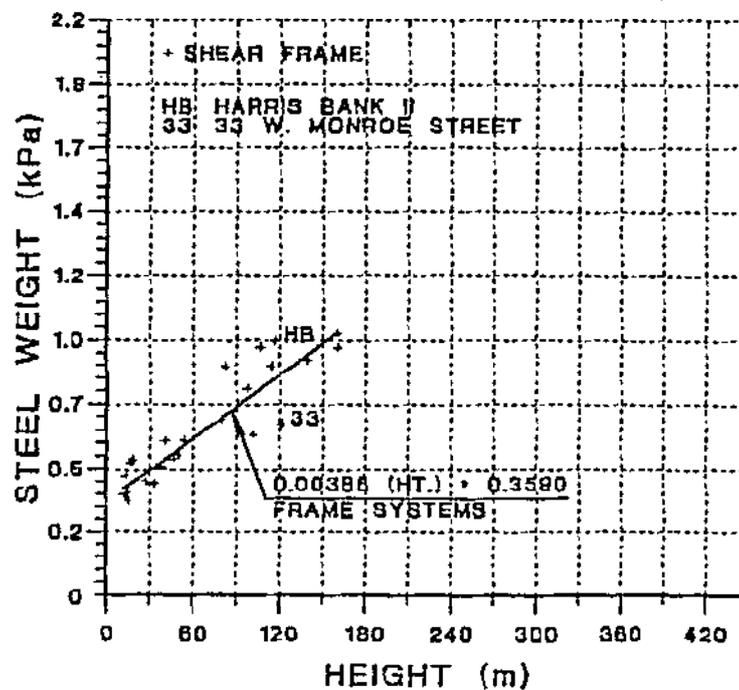
Gambar 2.2 Deformasi portal kaku

Keunggulan :

- Adanya bukaan segiempat pada susunannya, yang mana memberikan keleluasaan dan kemudahan dalam perencanaan arsitektural.
- Efisien hingga 20-30 tingkat
- Sistem disipasi energi yang baik

Kekurangan :

- Ukuran balok dan kolom serta harga material menjadi sangat mahal pada bangunan dengan ketinggian lebih dari 30 tingkat, seperti yang ditampilkan pada grafik kuantitas baja terhadap ketinggian di bawah. Hal ini disebabkan karena semakin tinggi bangunan maka aspek kekakuan menjadi lebih dominan daripada kekuatan untuk menjaga simpangan dalam nilai yang diijinkan.



Gambar 2.3 Kuantitas baja terhadap ketinggian dari sistem portal

Di Indonesia portal kaku terbagi atas 2 jenis struktur, yaitu portal kaku baja dan portal kaku beton. Sedangkan portal kaku beton, menurut SNI-03-2847-2002, dapat dikelompokkan atas :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

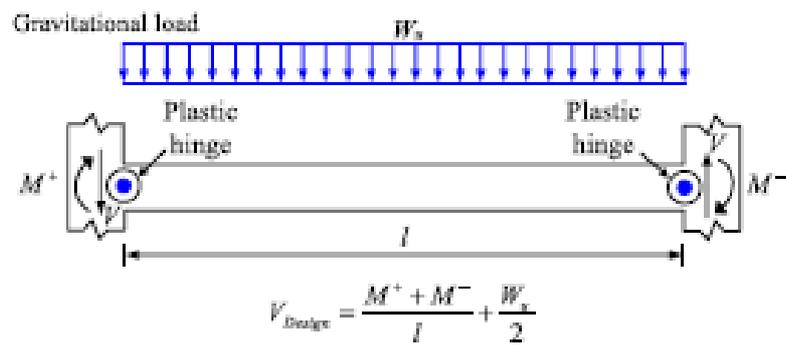
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
 3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK didisain untuk memiliki daktilitas yang lebih tinggi dan dapat berdeformasi inelastik pada saat menerima beban gempa. Daktilitas ini dapat tercapai dengan melakukan perincian terutama pada daerah sambungannya.

Beberapa ketentuan penting yang perlu diperhatikan dalam disain SRPMK beton menurut SNI-03-2847-2002 agar terciptanya mekanisme keruntuhan “*beam side sway*” melalui kriteria “kolom kuat balok lemah” adalah sebagai berikut,

Disain balok :

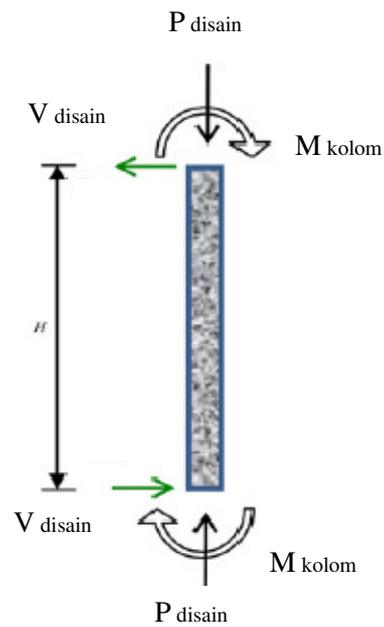
1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0.1A_g f'_c$.
2. Bentang bersih struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0.3
4. Gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari $A_g f'_c / 20$.
5. Untuk menghindari keruntuhan geser prematur, maka gaya geser rencana harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.



Gambar 2.4 Penentuan gaya geser rencana pada balok

Disain kolom :

1. Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm
2. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus tidak kurang dari 0.4.
3. Kuat lentur kolom harus memenuhi $\sum M_c \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_g$
4. Untuk menghindari keruntuhan geser prematur, gaya geser rencana harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur.

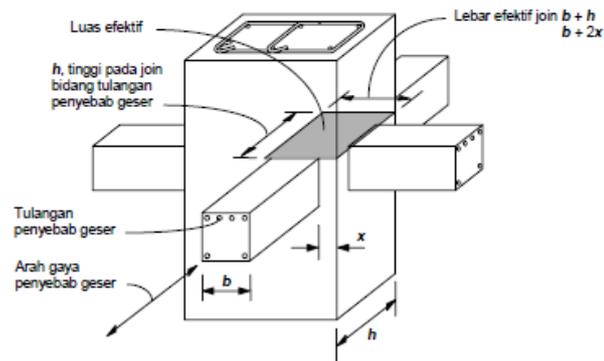


Gambar 2.5 Penentuan gaya geser rencana pada kolom

Disain sambungan :

Secara garis besar, sambungan didisain mampu memikul beban geser tergantung pada,

1. Berapa banyak bidang muka yang diperhitungkan sebagai pengekang
2. Gaya geser yang disebabkan oleh tulangan longitudinal balok dan pelat, dengan menganggap bahwa semua tulangan meleleh dan menghasilkan tegangan sebesar 1.25 tegangan lelehnya.



Gambar 2.6 Penentuan efek kekangan pada sambungan balok-kolom

b. Struktur Portal Bresing (*Braced Frame*)

Bresing adalah suatu sistem kantilever truss vertikal yang memikul beban lateral melalui kekakuan aksial portal. Berdasarkan karakteristik duktilitasnya, bresing dapat dikategorikan menjadi dua group, yaitu *concentric braced frames* (CBF) dan *eccentric braced frame* (EBF). CBF memiliki kekakuan yang cukup besar tetapi duktilitas yang rendah. Sedangkan EBF unggul pada duktilitas yang tinggi dengan kekakuan yang lebih rendah (gambar 2.8).

Keunggulan :

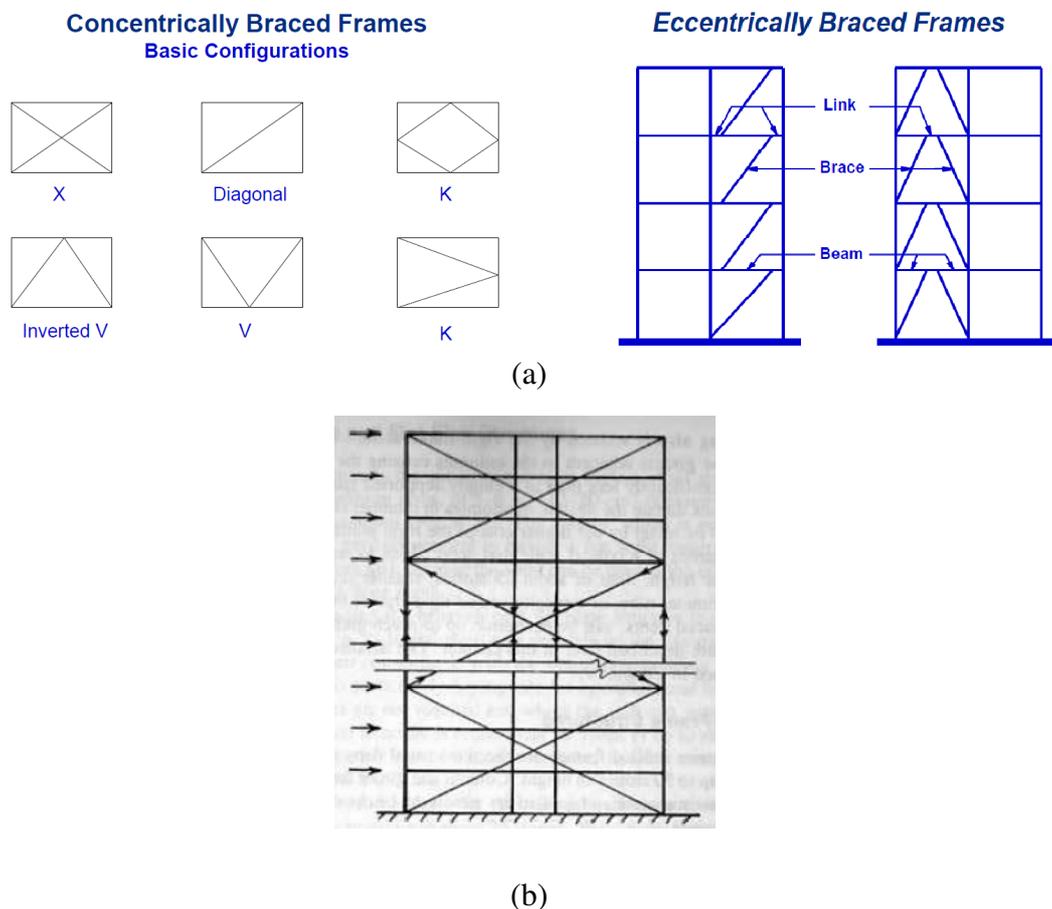
- Dapat menghasilkan struktur dengan kekakuan yang sangat tinggi dengan tambahan material yang sedikit dan tetap menjaga ukuran komponen portal dalam ukuran minimum ketika menerima beban lateral.
- Efektif pada bangunan dengan ketinggian berapa pun.

Kekurangan :

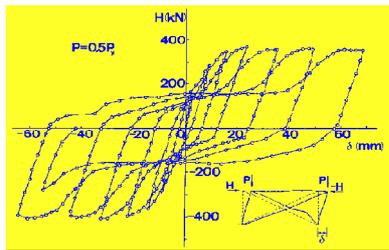
- Kerugian yang paling utama adalah komponen diagonal sistem ini menghalangi perencanaan bagian dalam dan lokasi dari jendela dan pintu. Untuk alasan ini, bresing

biasanya cenderung diletakkan disekitar dinding dan garis partisi dan terutama disekeliling elevator, tangga dan tangga service. Selain itu, di masa belakangan ini, pengaku eksternal dengan skala yang lebih besar, memanjang melewati beberapa tingkat dan bentang (gambar 2.7b), telah digunakan untuk menghasilkan tidak hanya struktur yang sangat efisien tetapi juga menghasilkan bangunan yang menarik secara estetis

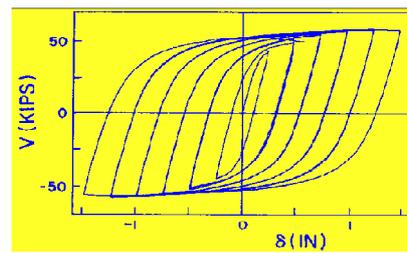
- Koneksi diagonal pada bresing yang cukup mahal untuk dibuat dan direksi.



Gambar 2.7 (a) Berbagai macam tipe bresing; (b) Portal bresing dalam skala besar



(a)

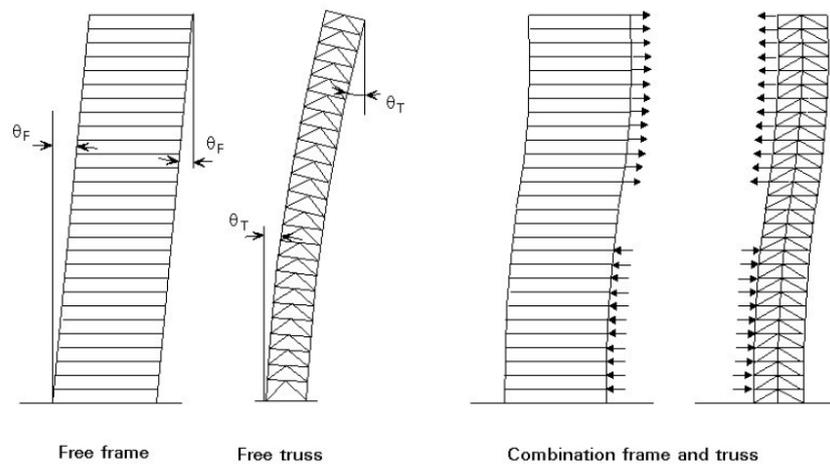


(b)

Gambar 2.8 Putaran histeresis (a) CBF dan (b) EBF

- Interaksi bresing dan portal

Ketika menerima beban lateral, bresing berdeformasi layaknya sebuah kantilever, sedangkan portal kaku berdeformasi geser. Bresing diperkuat oleh portal pada bagian atas bangunan, akan tetapi pada bagian yang lebih rendah, bresinglah yang memperkuat portal seperti yang terlihat pada gambar 2.9.



Gambar 2.9 Perilaku interaksi bresing dan portal

c. Struktur Dinding Geser

Pada struktur dinding geser, seluruh bagian dinding bekerja untuk menahan beban lateral yang bekerja pada bangunan. Perilaku struktur ini menyerupai kantilever vertikal dalam bentuk dinding-dinding sebidang yang terpisah dan dinding-dinding tidak sebidang yang terhubung dan tersambung di sekitar elevator, tangga dan tangga darurat.

Walaupun dinding geser lebih tepat menggunakan konstruksi beton, kadang juga dapat menggunakan pelat baja yang berat, dengan bentuk pelat vertikal atau balok kotak

sebagai bagian dari struktur portal baja. Struktur ini sering didesain pada lokasi dengan gaya geser yang ekstrem, seperti pada dasar tangga elevator. Di Cina, penggunaan dinding geser pelat baja menjadi solusi struktural yang paling efisien pada bangunan tinggi (Neville Mathias, et al.).

Keunggulan :

- Dinding beton yang menerus vertikal dapat berfungsi arsitektural yaitu sebagai partisi, sebagai penyerap bunyi dan pengisolasi api antar ruangan dan bersifat struktural yaitu menahan beban gravitasi dan beban lateral.
- Proses konstruksi yang sangat kompetitif.
- Efisien pada bangunan hingga 35 tingkat

Kekurangan :

- Pada bangunan dengan ketinggian lebih dari 35 tingkat, sistem ini menjadi sangat tidak efisien. Karena dinding geser berperilaku layaknya kantilever, yang mana simpangan pada puncak bangunan akan sangat besar, maka menyebabkan ketebalan dinding dan penggunaan tulangan baja pada lantai bawah akan menjadi sangat signifikan guna mengontrol simpangan masih di dalam batas yang diijinkan.

d. Struktur *Framed-Tube*

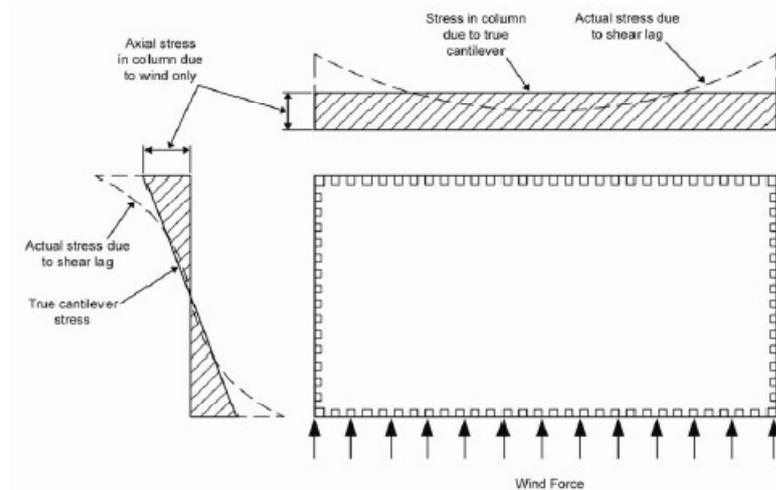
Struktur penahan lateral *framed-tube* terdiri dari portal-portal penahan momen yang sangat kaku yang membentuk pipa disekitar perimeter bangunan. Portal ini terdiri kolom-kolom berjarak dekat dan disambung dengan balok tinggi. Walaupun *tube* memikul semua beban lateral, beban gravitasi tetap dibagi diantara *tube* dan kolom interior atau dinding.

Keunggulan :

- Sangat cocok digunakan pada kedua jenis konstruksi baik beton atau pun baja.
- Efisien digunakan pada bangunan dengan ketinggian diatas 40 tingkat.
- Konstruksi bangunan sangat cepat.
- Ekonomis pada eksterior bangunan, dimana jendela dapat diletakkan diantara kolom dan balok tinggi tanpa harus menggunakan kerangka tambahan.

Kekurangan :

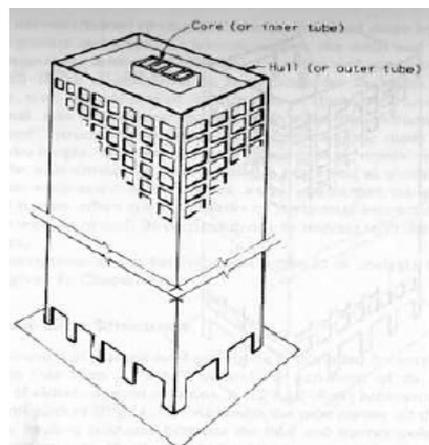
- Jarak kolom yang berdekatan disepanjang tinggi struktur biasanya akan bermasalah pada tingkat dimana terdapat pintu masuk berada. Kolom biasanya digabung atau diakhiri dengan balok transfer pada beberapa tingkat diatas pintu masuk berada, sehingga hanya beberapa kolom lebih besar dan berjarak jauh yang menerus hingga ke lantai dasar.
- *Shear lag*.
Shear lag adalah fenomena dimana tegangan aksial aktual yang diterima portal pada bagian sayap *tube* tidak sesuai dengan yang diperhitungkan. Portal pada bagian tengah sayap *tube* menerima tegangan yang lebih kecil, sedangkan bagian sudut menerima tegangan yang lebih besar (gambar 2.10).



Gambar 2.10 Fenomena shear lag pada portal *tube* bagian sayap

- *Tube in Tube*

Struktur *tube in tube* atau *hull-core* adalah salah satu variasi dari portal *tube* yang terdiri dari portal *tube* bagian luar atau yang disebut dengan *hull*, dan portal *tube* bagian dalam pada *service core* (gambar 2.11).



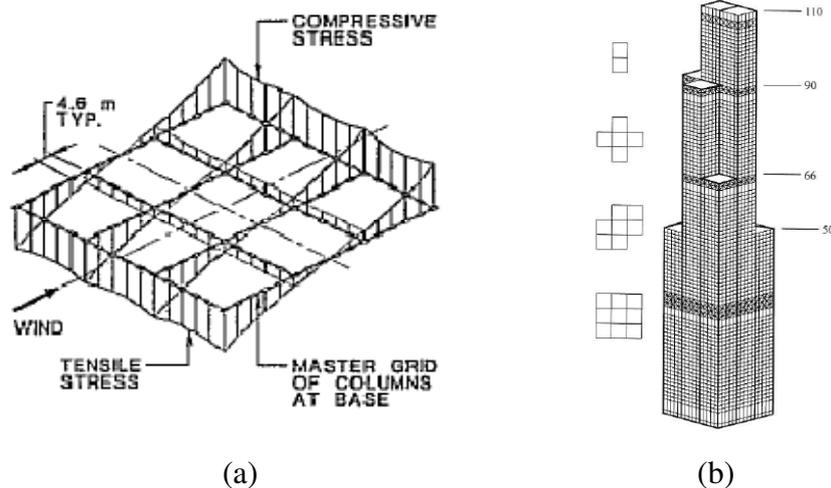
Gambar 2.11 *tube-in-tube*

- *Bundled Tube*

Struktur *bundled tube* adalah varian dari portal *tube* dimana beberapa kelompok individual *tube* yang digabung menjadi satu kesatuan.

Keunggulan :

- Merupakan sistem struktur yang efisien pada kasus-kasus bangunan yang memiliki denah tidak linier secara vertikal.
- Jarak antar kolom pada perimeter yang lebih besar.
- Mengurangi efek *shear lag*.



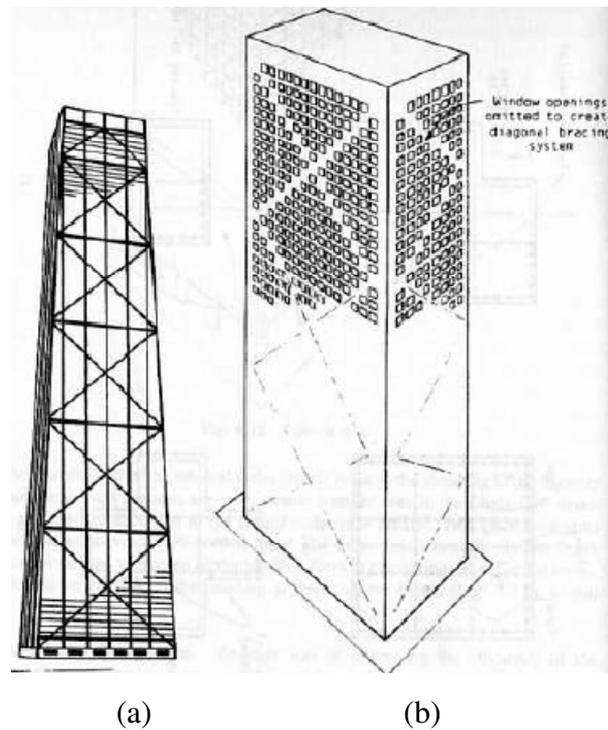
Gambar 2.12 (a) Sistem bundled tube yang mengurangi efek *shear lag*; (b) Modular tubes

- *Braced-Tube*

Struktur *braced-tube* adalah salah satu cara lainnya untuk meningkatkan efisiensi dari portal *tube* dengan menambahkan pengaku diagonal pada permukaan *tube*. Pada *tube* baja, pengaku melintang pada permukaan portal kaku, sedangkan pada struktur beton, pengaku terbentuk dari kelompok-kelompok diagonal beton berukuran jendela.

Karena pengaku diagonal disambung ke kolom pada setiap pertemuan, hampir menghilangkan efek dari *shear lag* secara sempurna pada portal bagian sayap dan badan. Hasilnya, struktur berperilaku lebih mirip portal pengaku ketika menerima beban lateral. Konsekuensinya, jarak antar

kolom dapat menjadi lebih besar dan ketinggian dari balok tinggi pun berkurang, sehingga dapat memuat ukuran jendela yang lebih besar dibandingkan dengan struktur *tube* konvensional.

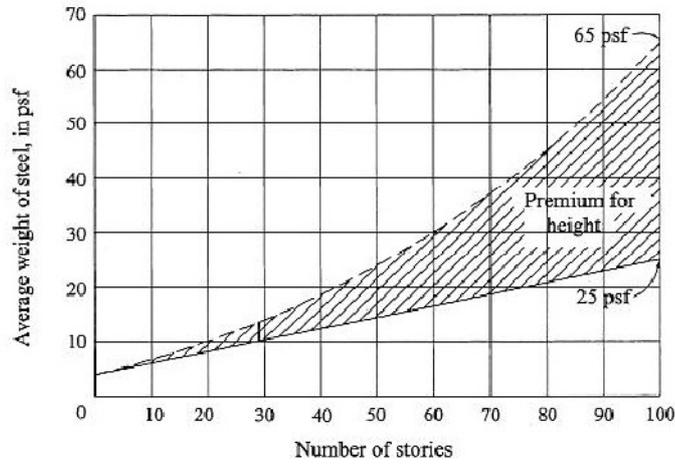


Gambar 2.13 (a) *steel-braced tube*; (b) *concrete-braced tube*

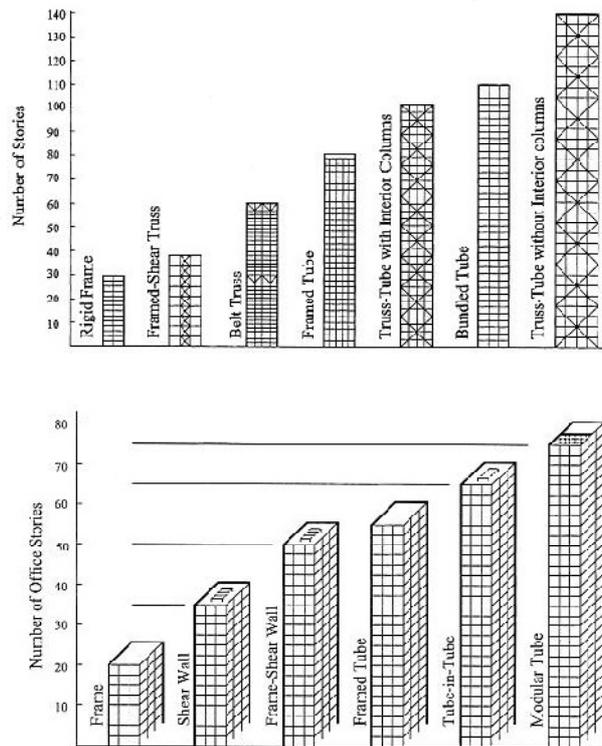
2.3 Klasifikasi sistem struktur penahan beban lateral bangunan tinggi berdasarkan ketinggiannya.

Berdasarkan penelitiannya, Khan membuktikan bahwa dengan bertambahnya ketinggian menjadi diatas 10 lantai, simpangan antar tingkat mulai mengendalikan disain, kekakuan daripada kekuatan menjadi faktor dominan, dan premi ketinggian meningkat cepat dengan bertambahnya jumlah tingkat seperti yang ditampilkan oleh gambar 2.14. Berdasarkan alasan inilah maka pada tahun 1969 Fazlur Khan mengklasifikasikan sistem struktur untuk bangunan tinggi berdasarkan tingginya dalam suatu diagram

yang kemudian dimodifikasi kembali pada tahun 1972 dan 1973 menjadi sistem struktur baja dan beton seperti yang terlihat pada gambar 2.15.

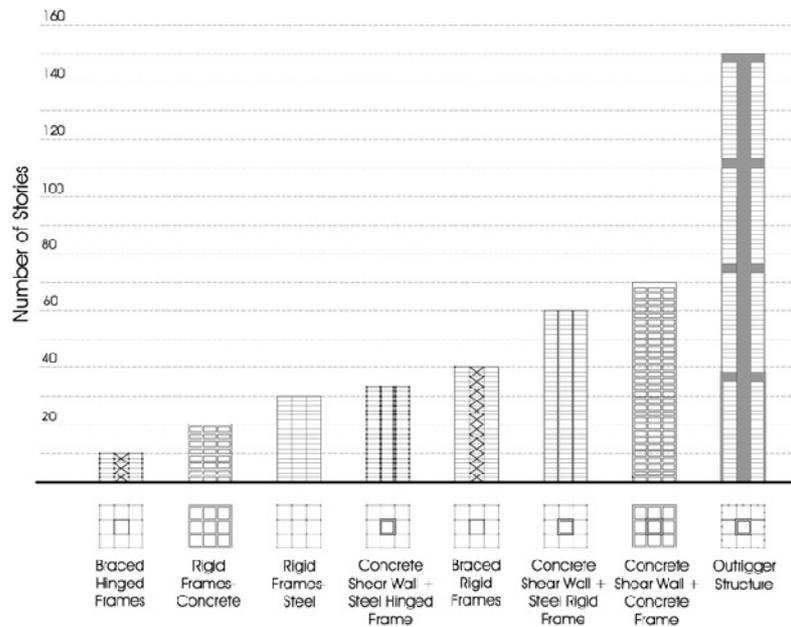


Gambar 2.14 Premi terhadap ketinggian

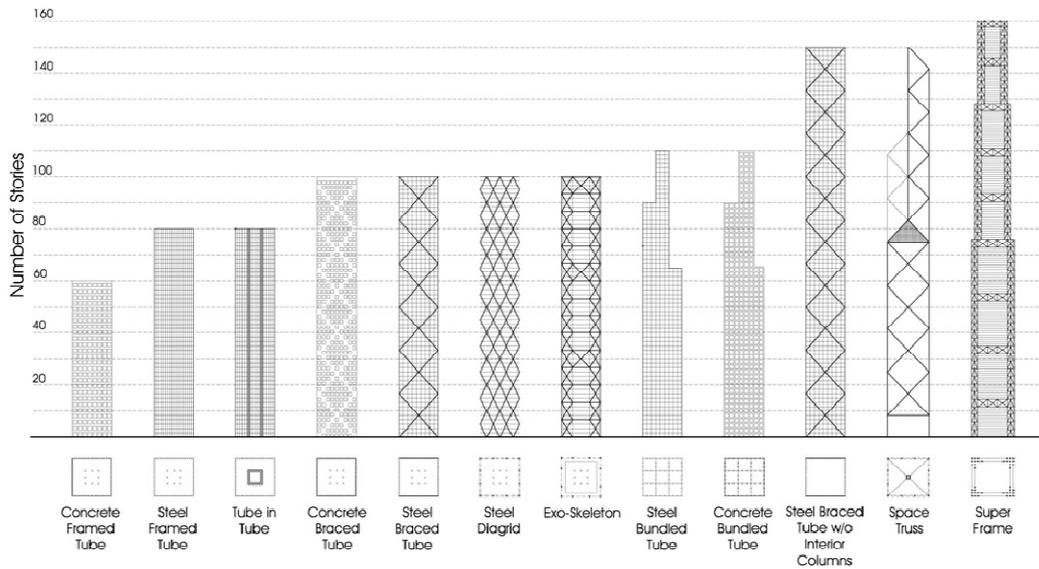


Gambar 2.15 Klasifikasi sistem struktur menurut Fazlur Khan (atas : struktur baja, bawah : struktur beton)

Kemudian pada tahun 2007, M. Ali dan Moon membuat klasifikasi baru dari sistem penahan lateral menjadi dua kategori besar yaitu struktur interior dan struktur eksterior. Klasifikasi ini dibuat berdasarkan distribusi komponen-komponen sistem penahan beban lateral utama pada bangunan. Gambar 2.16-17 menunjukkan konsep dari tiap sistem secara diagram.



Gambar 2.16 Struktur Interior



Gambar 2.17 Struktur Eksterior

2.4 Daktilitas struktur dan faktor reduksi gempa

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur bangunan untuk berdeformasi inelastik secara berulang-ulang akibat beban gempa yang menyebabkan pelepasan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tetap berdiri walaupun sudah berada di ambang keruntuhan.

Dengan kata lain daktilitas struktur gedung (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa kuat pada saat mencapai di ambang keruntuhan (δ_m) terhadap simpangan struktur gedung pada saat pelepasan pertama (δ_y). Daktilitas yang tersedia pada struktur dapat dinyatakan dengan persamaan berikut :

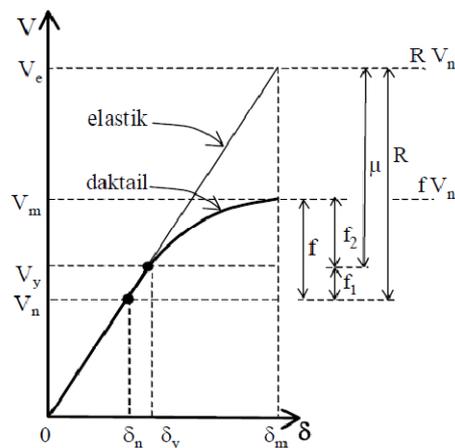
$$1 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

dimana $\mu = 1$ merupakan daktilitas untuk struktur gedung dalam kondisi elastik, dan μ_m adalah daktilitas maksimum yang dimiliki oleh struktur gedung.

Setiap struktur gedung mempunyai faktor kuat lebih beban dan bahan yang terbentuk oleh kekuatan terpasang dari unsur-unsur struktur yang direncanakan melalui Perencanaan Kuat dan Beban Terfaktor. Berdasarkan SNI-1726-2002 nilai faktor kuat lebih bahan dan beban ini ditetapkan sebesar $f_1 = 1.6$. Dengan adanya faktor kuat lebih beban dan bahan ini, maka pengaruh beban rencana dapat direduksi menjadi beban gempa nominal dengan suatu faktor reduksi gempa (R) dengan persamaan :

$$1.6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m$$

sehingga untuk struktur yang berperilaku elastis ($\mu = 1$) didapatkan $R = 1.6$, sedangkan untuk struktur dengan duktilitas maksimum, $\mu = 5.3$, didapatkan $R_m = 8.5$.



Gambar 2.18 Diagram beban-simpangan struktur gedung (SNI-1726-2002)

2.5 Disain berbasis kinerja

Dalam perencanaan berbasis kekuatan seperti diatur dalam SNI 03-1726-2002, kinerja struktur tidak menjadi sasaran perencanaan, maka kinerja struktur terhadap beban gempa besar sangat bervariasi. Pengamatan terhadap gempa besar yang terjadi menunjukkan perencanaan berdasarkan kekuatan telah berhasil mengurangi korban manusia menjadi sangat kecil, karena struktur tidak runtuh. Tetapi keadaan kerusakan struktur dapat sedemikian rupa sehingga gedung tersebut tidak dapat diperbaiki, dengan demikian bisnis juga berhenti, paling tidak sampai didapatkan bangunan pengganti sementara dan pulihnya infrastruktur. Hal ini memakan biaya langsung maupun tak langsung yang sangat besar.

Perencanaan berbasis kinerja dilain pihak menggunakan kinerja struktur sebagai sasaran perencanaan. Perencanaan berbasis kinerja mensyaratkan taraf kinerja yang diinginkan untuk suatu taraf beban gempa dengan periode ulang tertentu. Beberapa kriteria kinerja dapat kita jumpai pada SEAOC, FEMA 356 dan NEHRP.

2.6 Konsep analisa beban dorong

Analisa beban dorong atau yang disebut juga sebagai analisa statik nonlinier merupakan metode yang sangat sederhana untuk memprediksi perilaku inelastik suatu struktur bangunan. Analisa beban dorong mempunyai banyak variasi dari yang sangat sederhana hingga yang termasuk kompleks. Pada dasarnya, struktur yang sedang dianalisis didorong dengan beban lateral statis hingga mencapai instabilitas, kemudian Titik Kinerja ditetapkan menggunakan kurva-kurva *demand* tertentu.

Untuk bangunan yang relatif rendah dan sederhana, distribusi gaya lateral yang biasa digunakan adalah didasarkan pada pola ragam fundamental. Pada bangunan yang lebih tinggi dan kompleks maka pola ragam yang lebih tinggi perlu diperhitungkan.

2.7 Analisa beban dorong FEMA 356

➤ Pola beban dorong

Untuk analisa, setidaknya digunakan dua pola distribusi beban lateral secara vertikal.

Pola beban dorong pertama dipilih dari salah satu ketentuan-ketentuan berikut :

1. Distribusi beban lateral sesuai dengan analisa statik ekuivalen. Pola beban dorong ini dapat digunakan jika 75% dari total massa berpartisipasi pada pola ragam fundamental dalam arah yang ditinjau.
2. Distribusi beban lateral sesuai dengan bentuk dari beban lateral pada pola ragam getar fundamental bangunan dalam arah yang ditinjau. Pola beban dorong ini dapat digunakan jika 75% dari total massa berpartisipasi pada pola ragam fundamental dalam arah yang ditinjau.

3. Distribusi beban lateral sesuai dengan distribusi perhitungan gaya geser dengan mengkombinasikan respon modal dari analisa respon spektrum bangunan, setidaknya mencapai partisipasi 90% dari massa total bangunan. Pola beban dorong ini digunakan jika periode pola ragam fundamental bangunan melebihi 1 detik.

Pola beban dorong kedua dipilih dari salah satu ketentuan-ketentuan berikut :

1. Distribusi seragam dari beban lateral yang sesuai dengan total massa pada tiap tingkat.
2. Distribusi beban yang dapat berubah-ubah sesuai dengan perubahan pada struktur. Perubahan distribusi beban harus dimodifikasi dari distribusi beban aslinya menggunakan sebuah prosedur yang mempertimbangkan sifat dari struktur meleleh.

➤ Koefisien perpindahan

Pada metoda koefisien perpindahan FEMA 356 perhitungan dilakukan dengan memodifikasi respons elastik linier sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor modifikasi C_0, C_1, C_2 dan C_3 sehingga dapat dihitung target peralihannya dengan menetapkan dahulu waktu getar efektif (T_e) untuk memperhitungkan kondisi inelastik struktur gedung.

$$\delta_1 = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

Dimana :

δ_1 = target peralihan.

T_e = Waktur getar alami efektif

C_0 = Faktor modifikasi untuk mengkonversi *spectral displacement* struktur SDOF ekuivalen menjadi *roof displacement* struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 tabel 3 – 2.

C_1 = Faktor midifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastic maksimum dengan peralihan respon elastic linier. Nilai $C_1 = 1$ untuk $T_e \geq T_s$ dan,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

R = Ratio kekuatan dihitung dengan persamaan,

$$R = \frac{S_a W}{V_y} C_m$$

S_a = Respon spektrum percepatan pada waktu getar alami fundamental efektif dan ratio redaman pada arah yang ditinjau

V_y = Gaya geser dasar pada saat leleh

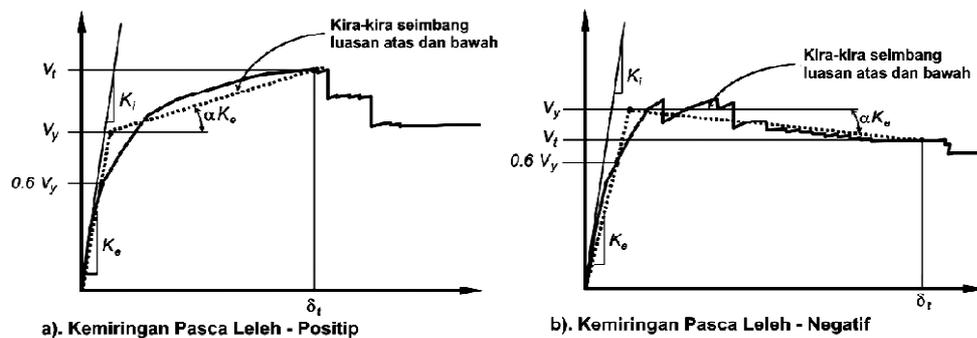
W = Berat efektif seismic

C_m = faktor massa efektif, table 3 - 1 FEMA 356

α = raito kekakuan pasca leleh dimana dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya peralihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear

T_s = waktu getar karateristik respon spektrum

g = percepatan gravitasi 9.81 m/det²



Gambar 2.19 Perilaku pasca leleh struktur (FEMA 356)

2.8 Kinerja batas ultimit struktur SNI 03-1726-2002

Simpangan antar-tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

- Untuk struktur gedung beraturan : $\xi = 0,7 R$
- Untuk struktur gedung tidak beraturan : $\xi = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}}$

di mana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditentukan berikut :

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8V_1}{V_t} \geq 1$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

Metodologi pada penelitian ini terdiri dari dua tahapan, yaitu proses disain dan proses analisa. Denah yang telah ditentukan akan didisain menggunakan sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang. Disain struktur kemudian akan dianalisa perilaku dan kinerjanya menggunakan analisa beban dorong.

3.1 Deskripsi bangunan dan lokasi

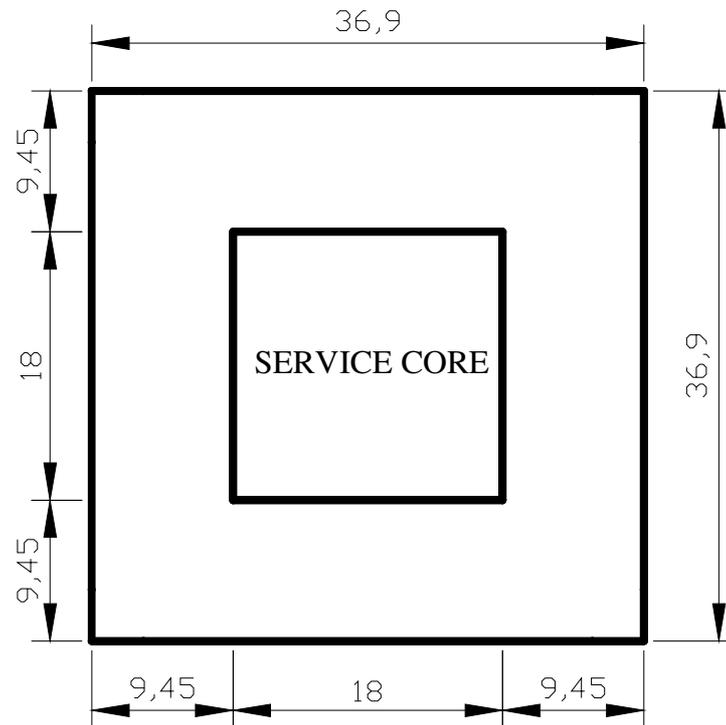
Bangunan yang akan dijadikan objek penelitian adalah bangunan dengan fungsi perkantoran. Fungsi ini dipilih sesuai dengan apa yang telah dipaparkan pada poin 1.1 sebelumnya, yaitu karena berdasarkan data dari CTBUH, hingga Desember 2009, dari 50 bangunan tinggi yang tersebar di Jakarta dan Tangerang, 38% diantaranya berfungsi sebagai perkantoran.

Deskripsi bangunan :

Pemilihan bentuk bangunan seperti yang terlihat pada gambar 3.1 adalah karena 7 dari 10 bangunan perkantoran tertinggi di dunia yang terdaftar pada CTBUH [18] hingga November 2008 berasal dari bentuk persegi. Sev, A., & Ozgen, A [18] menyatakan bahwa hal ini karena bentuk persegi memberikan kekakuan yang sama pada tiap arah terhadap beban lateral.

Jumlah tingkat	:	47
Tinggi tingkat tipikal	:	3.5 m
Tinggi tingkat dasar	:	6 m
Lokasi	:	Jakarta
Jenis tanah	:	tanah lunak

Denah bangunan :



Gambar 3.1 Denah bangunan tinggi fungsi perkantoran

3.2 Metodologi disain

Proses ini adalah mendisain struktur yang efisien (aman dan ekonomis) ketika menerima gempa kuat menggunakan sistem struktur penahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang. Hal ini dapat tercapai dengan mengaplikasikan mekanisme keruntuhan yang aman dan dianjurkan oleh SNI-1726-2002, yaitu “beam side sway mechanism”. Mekanisme ini tercipta dengan menerapkan kriteria “kolom kuat balok lemah”, dimana sendi-sendi plastis hanya dapat terbentuk pada ujung-ujung balok dan kaki-kaki kolom dan kaki rangka bresing.

3.2.1 Disain bresing

Baja prategang pada komponen diagonal rangka bresing digunakan untuk meminimalisir efek *buckling*. Diharapkan ketika

menerima beban siklik gempa kuat, komponen diagonal bresing yang tertekan tetap dalam kondisi tarik sedangkan pada komponen tariknya, didisain tetap dalam kondisi elastis. Hal ini sangat penting, agar dapat menciptakan mekanisme keruntuhan yang diharapkan seperti yang telah dipaparkan diatas.

Untuk memberikan kekakuan yang tinggi, maka tipe bresing yang digunakan adalah rangka bresing konsentris tipe X. Hal ini karena tipe ini merupakan tipe bresing dengan kekakuan yang paling tinggi dibanding tipe lainnya. Untuk mengeliminasi *center node* pada X dan eksentrisitas pada kolom maka penggunaan pasangan baja prategang pada komponen diagonalnya lebih diutamakan.

Bresing prategang dimodelkan dalam dua tipe. Yang pertama adalah komponen diagonal bresing yang menerima gaya tekan, tetap dalam kondisi tertarik ketika menerima gempa kuat (selanjutnya disebut sebagai **model non-TO**). Dan yang kedua adalah komponen diagonal bresing dimodelkan sebagai komponen yang hanya dapat memikul gaya aksial tarik (selanjutnya disebut **model TO**). Pada model ini ketika gaya aksial tekan yang diterima oleh komponen diagonal bresing akibat gempa kuat lebih besar dibandingkan gaya prategangnya, maka komponen diagonal bresing tersebut menjadi tidak berfungsi.

Komponen diagonal bresing dimodelkan dengan menggunakan luas gabungan dari total bresing yang digunakan. Gaya prategang diberikan dengan memberikan beban temperatur susut.

$$k = \frac{EA}{L_0}$$

$$\Delta L = L_0 \alpha \Delta T$$

$$F_{prategang} = k \Delta L$$

Dimana,

k	=	kekakuan komponen diagonal bresing (N/mm)
E	=	modulus elastisitas baja (MPa)
A	=	luas total komponen diagonal bresing (mm ²)
L_0	=	panjang awal komponen diagonal bresing (mm)
α	=	koefisien thermal baja
ΔT	=	selisih temperatur (°C)
ΔL	=	pertambahan panjang (mm)

3.2.2 Disain SRPMK

Tipe portal kaku yang akan digunakan pada penelitian ini adalah SRPMK beton. Pada SRPMK akan didisain mengalami sendi-sendi plastis sebagai sistem disipasi energi gempa dengan menerapkan ratio kapasitas momen kolom-balok $\geq 1,2$.

3.3 Analisa

Proses ini adalah menganalisa struktur yang telah didisain sebelumnya. Struktur akan dianalisa menggunakan analisa statik beban dorong untuk memverifikasi apakah perilaku bangunan sudah sesuai dengan yang diharapkan dalam proses disain dan mendapatkan gambaran mengenai kinerja sistem struktur ketika menerima beban gempa kuat, agar dapat memberikan gambaran perspektif mengenai prospek sistem struktur panahan beban lateral kombinasi SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang.

3.3.1 Analisa Statik Beban Dorong FEMA 356

Analisis statik beban dorong adalah suatu analisis nonlinier statik untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan dari suatu titik acuan tercapai.

Tujuan analisis beban dorong adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana, yaitu memperoleh μ aktual dan R aktual struktur, memperlihatkan kurva kapasitas dan memperlihatkan skema kelelahan (distribusi sendi plastis) yang terjadi.

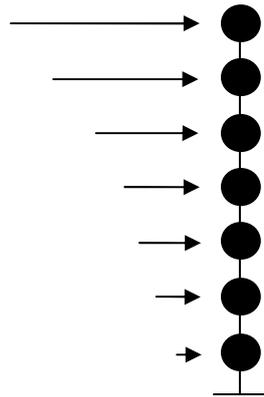
Prosedur yang digunakan untuk analisa ini adalah berdasarkan FEMA 356. Adapun tahapan dalam analisa beban dorong adalah :

1. Menentukan beban gravitasi yang bekerja. Beban mati yang tidak diskalakan atau = 1, beban hidup yang direduksi sebesar 0,3 dan beban gaya prategang tanpa skala.
2. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur.
3. Menentukan berbagai pola distribusi gaya lateral yang akan digunakan sebagai beban pada analisa.
4. Menentukan estimasi besarnya target perpindahan.
5. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan.

3.3.2 Pola beban dorong

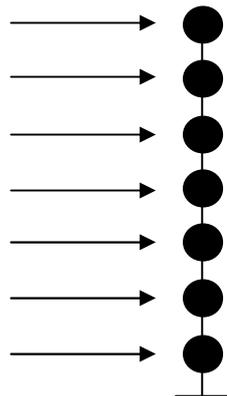
Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragma lantai. Berdasarkan FEMA 356, untuk keseluruhan analisis sedikitnya dua pola beban lateral yang harus diberikan pada struktur bangunan ini yaitu :

- a. Pola pertama adalah distribusi sesuai proporsi kombinasi pola ragam getar dari analisa respon spektrum bangunan, hingga tercapai paling sedikit 90% partisipasi massa total bangunan (yang kemudian akan disingkat menjadi “pola beban ragam getar tinggi”).



Gambar 3.2 Pola beban dorong ragam getar tinggi

- b. Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada rantai (yang kemudian akan disingkat menjadi “pola beban merata”).



Gambar 3.3 Pola beban dorong merata

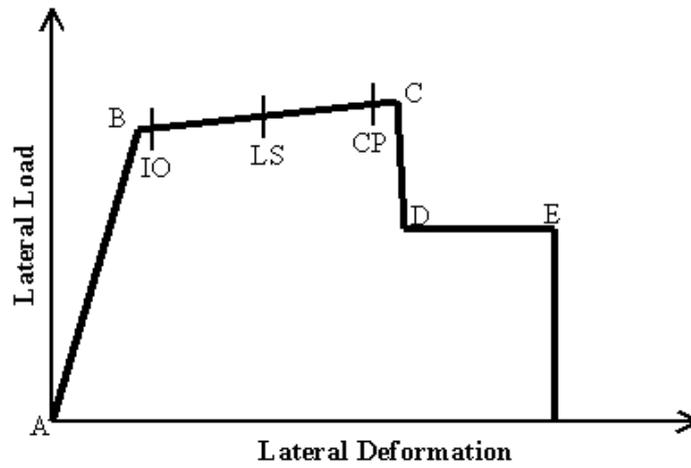
3.4 Properti Sendi Plastis

Sendi plastis dimodelkan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* atau momen-rotasi yang ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok, kolom dan bresing. Permodelan sendi adalah rigid dimana tidak memiliki efek pada perilaku linier.

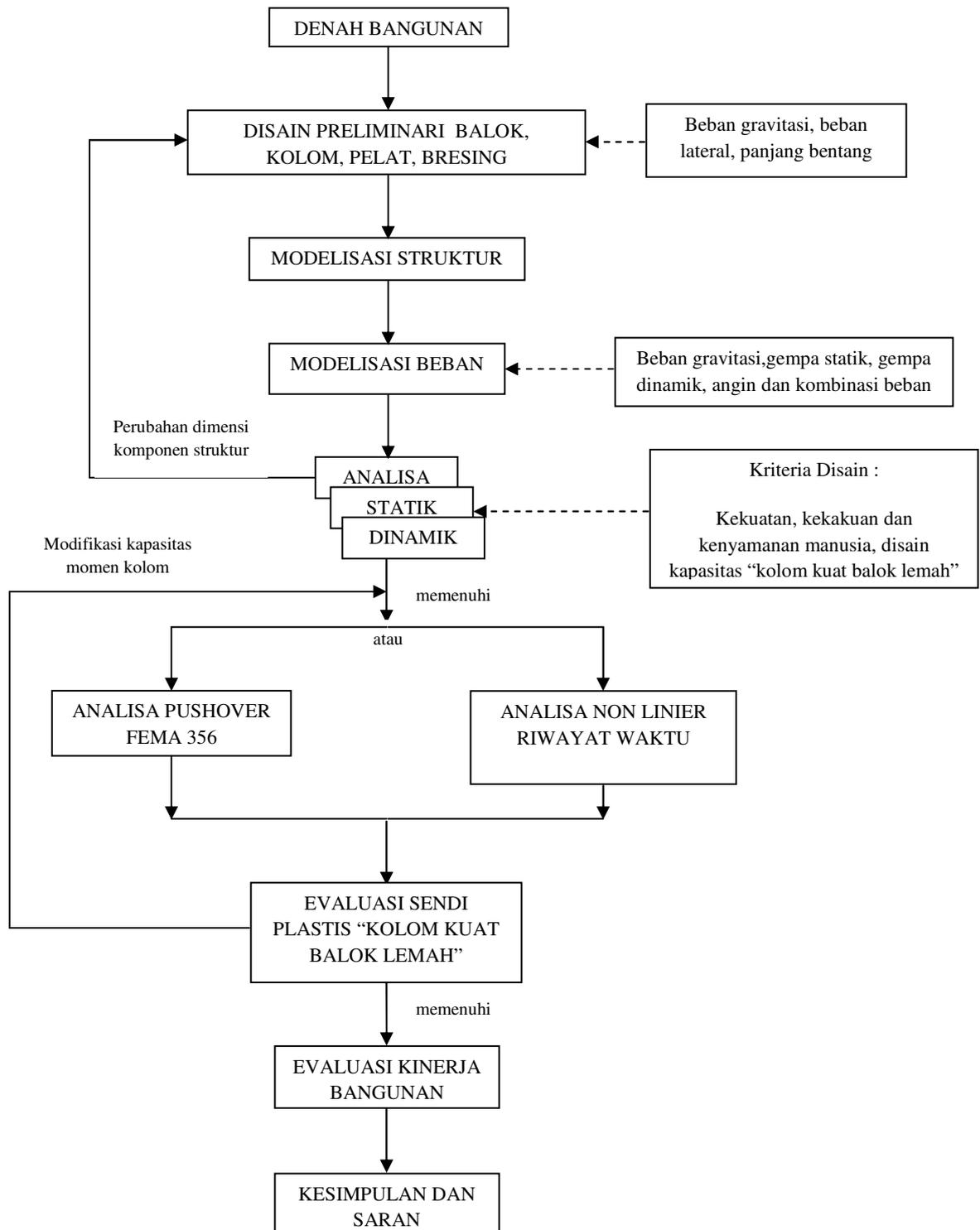
Pada penelitian ini, elemen kolom menggunakan tipe sendi default-PMM, dengan pertimbangan bahwa elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen. Sedangkan untuk elemen balok menggunakan tipe sendi default-M3, dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3). Pada bresing digunakan sendi plastis tipe default-P, dengan mempertimbangkan bahwa bresing hanya menerima gaya aksial. Sendi plastis diletakkan pada kedua ujung balok dan kolom serta pada tengah bentang komponen diagonal bresing.

3.5 Evaluasi

Struktur yang telah didisain dan dianalisa kemudian akan dievaluasi perilaku dan kinerjanya. Proses evaluasi yang akan dilakukan meliputi mendapatkan disain kolom dan balok agar terciptanya sendi-sendi plastis pada SRPMK beton dan dimensi komponen diagonal bresing baja prategang yang digunakan agar tetap dalam kondisi elastis sehingga terciptanya mekanisme keruntuhan "*beam side sway*". Kemudian struktur juga akan dievaluasi kinerjanya ketika menerima gempa kuat.



Gambar 3.4 Taraf kinerja sendi plastis yang terintegrasi pada ETABS



Gambar 3.5 Diagram alir tahapan penelitian

BAB IV
PERMODELAN BEBAN DAN STRUKTUR

4.1 Pembebanan

Beban Mati

- Tegel+spesi : 45 kg/m²
- Plumbing : 10 kg/m²
- Ducting AC : 20 kg/m²
- Plafon + penggantung : 18 kg/m²

Beban hidup

- Beban hidup pada lantai gedung tipikal
 - o Beban hidup perkantoran : 250 kg/m²
 - o Partisi dianggap dapat dipindah : 100 kg/m²
- Beban hidup pada atap gedung : 100 kg/m²

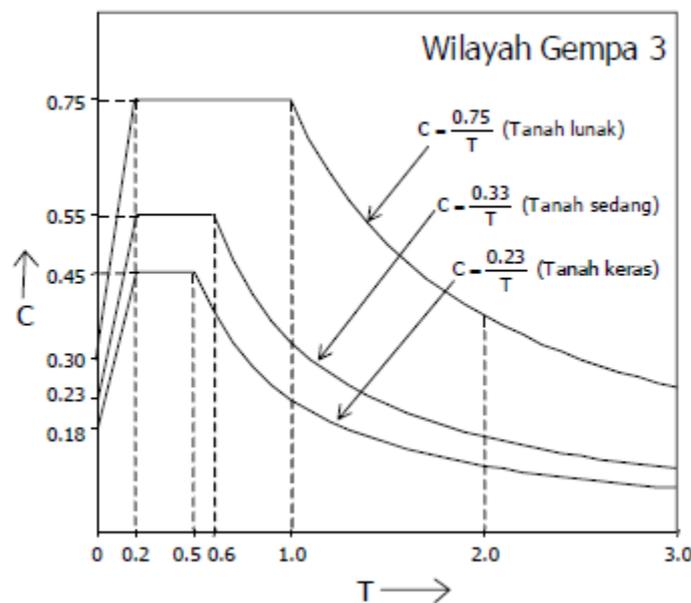
Beban lift

Beban lift dimodelkan dengan memberikan beban terpusat searah gravitasi di puncak pada kolom.

- Jumlah lift : 3 lift pada masing-masing baris (total 6 lift)
- Beban mati : 500 kg/lift
- Beban hidup : 1500 kg/lift (15 orang @100 kg)

Beban Gempa

Lokasi bangunan: : Wilayah gempa 3 (Jakarta)
 Jenis tanah : Tanah lunak
 Sistem penahan beban lateral: SRPMK beton dikombinasikan dengan rangka bresing konsentrik khusus.
 Faktor reduksi gempa (R) : 7,5
 Faktor keutamaan (I) : 1 (Perkantoran)



Gambar 4.1 Respon Spektrum Gempa Rencana Wilayah Jakarta

Permodelan beban gempa dinamik :

- Analisa modal
 Analisa modal yang digunakan adalah metode CQC. Walaupun berdasarkan SNI 03-1726-2002 mengijinkan penggunaan metode SRSS pada bangunan tidak beraturan yang memiliki waktu getar berjauhan ($>15\%$), akan tetapi penjumlahan gaya geser dasar dari metode CQC

lebih mendekati gaya geser sebenarnya daripada yang dihasilkan oleh metode SRSS.

- *Directional Combination*

Pada analisis struktur ini digunakan metode SRSS atau *Orthogonal Scale Factor* = 0, sehingga hasil beban gempa yang dihasilkan suatu arah sumbu koordinat tidak tergantung hasil beban gempa dari arah sumbu lain. Karena Respon Khusus (R) untuk memberikan perpindahan, gaya atau tegangan akan sama dengan :

$$R = \max (\bar{R}_1 + \bar{R}_2 + \bar{R}_3) \text{ dengan,}$$

$$\bar{R}_1 = R_1 + (\text{Faktor Skala} \times (R_2 + R_3))$$

$$\bar{R}_2 = R_2 + (\text{Faktor Skala} \times (R_1 + R_3))$$

$$\bar{R}_3 = R_3 + (\text{Faktor Skala} \times (R_1 + R_2))$$

dimana,

R_1, R_2, R_3 ialah nilai kombinasi modal masing-masing arah sumbu koordinat

- Arah sumbu X

Faktor skala yang digunakan adalah : $\frac{I}{R} g \rightarrow \frac{1}{7,5} (9810) = 1308$

Arah utama pembebanan (sumbu X) : $100\% \times 1308 = 1308$

Arah tegak lurus arah utama pembebanan (sumbu Y)
: $30\% \times 1308 = 392,4$

Eksentrisitas rencana

Untuk $0 < e \leq 0,3b$:

$$e_d = 1,5e + 0,05b = 1,5(0) + 0,05b$$

Atau

$$e_d = e - 0,05b = 1,5(0) - 0,05b$$

Eksentrisitas gempa dinamik arah X : $0,05(36,9) = 1,845 \text{ m}$

Eksentrisitas gempa dinamik arah Y : $0,05(36,9) = 1,845 \text{ m}$

- Arah sumbu Y

Faktor skala yang digunakan adalah : $\frac{I}{R} g \rightarrow \frac{1}{7,5} (9810) = 1308$

Arah utama pembebanan (sumbu Y) : $100\% \times 1308 = 1308$

Arah tegak lurus arah utama pembebanan (sumbu X)

: $30\% \times 1308 = 392,4$

Eksentrisitas rencana

Untuk $0 < e \leq 0,3b$:

$$e_d = 1,5e + 0,05b = 1,5(0) + 0,05b$$

Atau

$$e_d = e - 0,05b = 1,5(0) - 0,05b$$

Eksentrisitas gempa dinamik arah X : $0,05(36,9) = 1,845 \text{ m}$

Eksentrisitas gempa dinamik arah Y : $0,05(36,9) = 1,845 \text{ m}$

4.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk disain adalah kombinasi 1, 2, 11, 12, 13 dan 14. Sedangkan kombinasi pembebanan 3 -10 digunakan untuk melakukan pengecekan terhadap komponen diagonal bresing agar tetap dalam kondisi tarik ketika terjadi gempa rencana. Beban “Gempa Dinamik Statik” yang terdapat pada kombinasi 3-10 didapat dari gaya geser tingkat pada beban gempa dinamik “Respon Spektrum” yang diaplikasikan sebagai beban gempa statik.

Kombinasi 1 : 1,4 Beban Mati + 1 Gaya Prategang

Kombinasi 2 : 1,2 Beban Mati + 1,6 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang

Kombinasi 3 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang + 1 Gempa Dinamik Statik X + 0,3 Gempa Dinamik Statik Y

- Kombinasi 4 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang - 1 Gempa Dinamik Statik X - 0,3 Gempa Dinamik Statik Y
- Kombinasi 5 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang + 1 Gempa Dinamik Statik Y - 0,3 Gempa Dinamik Statik X
- Kombinasi 6 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang - 1 Gempa Dinamik Statik Y - 0,3 Gempa Dinamik Statik X
- Kombinasi 7 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang +1 Gempa Dinamik Statik X + 0,3 Gempa Dinamik Statik Y
- Kombinasi 8 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang -1 Gempa Dinamik Statik X - 0,3 Gempa Dinamik Statik Y
- Kombinasi 9 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang +1 Gempa Dinamik Statik Y + 0,3 Gempa Dinamik Statik X
- Kombinasi 10 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang -1 Gempa Dinamik Statik Y - 0,3 Gempa Dinamik Statik X
- Kombinasi 11 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang + 1 Dinamik Respon Spektrum X
- Kombinasi 12 : 1,2 Beban Mati + 1 Beban Hidup + 1 Gaya Prategang + 1 Dinamik Respon Spektrum Y
- Kombinasi 13 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang + 1 Dinamik Respon Spektrum X
- Kombinasi 14 : 0,9 Beban Mati + 1 Gaya Prategang + 1 Dinamik Respon Spektrum Y

4.3 Efek P-Δ

Karena struktur bangunan lebih dari 10 tingkat atau 40 m, maka efek P-Δ diperhitungkan dalam analisa. Efek P-Δ dianalisa dengan 3 kali iterasi

berdasarkan kombinasi beban yang digunakan, yaitu beban mati, beban hidup yang telah direduksi dan beban gaya prategang.

4.4 Permodelan Struktur

- Bresing Prategang

Seperti yang telah dipaparkan pada bab 3.2.1 komponen diagonal bresing dimodelkan dalam dua tipe. Yang pertama adalah komponen diagonal bresing tetap dalam kondisi tertarik ketika menerima gempa kuat (**model non-TO**). Dan yang kedua adalah komponen diagonal bresing dimodelkan sebagai komponen yang hanya dapat memikul gaya aksial tarik (**model TO**).

Tabel 4.1 Varian dimensi bresing dan gaya prategang yang digunakan pada model non-TO

Tingkat ke-	Ø Bresing	F_{pu}	Gaya Prategang
1	4x Ø85 mm	1050 MPa	11746 KN
2-7	4x Ø85 mm	1050 MPa	11872 KN
8-18	4x Ø75 mm	1050 MPa	9254 KN
19-29	4x Ø65 mm	1050 MPa	5356 KN
30-39	4x Ø47 mm	1050 MPa	2349 KN
40-47	4x Ø40 mm	1050 MPa	1898 KN

Tabel 4.2 Varian dimensi bresing dan gaya prategang yang digunakan pada model TO

Tingkat ke-	Ø Bresing	F_{pu}	Gaya Prategang
1	4x Ø75 mm	1050 MPa	3060 KN
2-7	4x Ø75 mm	1050 MPa	3085 KN

8-18	4x Ø65 mm	1050 MPa	2320 KN
19-29	4x Ø57 mm	1050 MPa	1784 KN
30-39	4x Ø47 mm	1050 MPa	1214 KN
40-47	4x Ø40 mm	1050 MPa	878 KN

- Balok

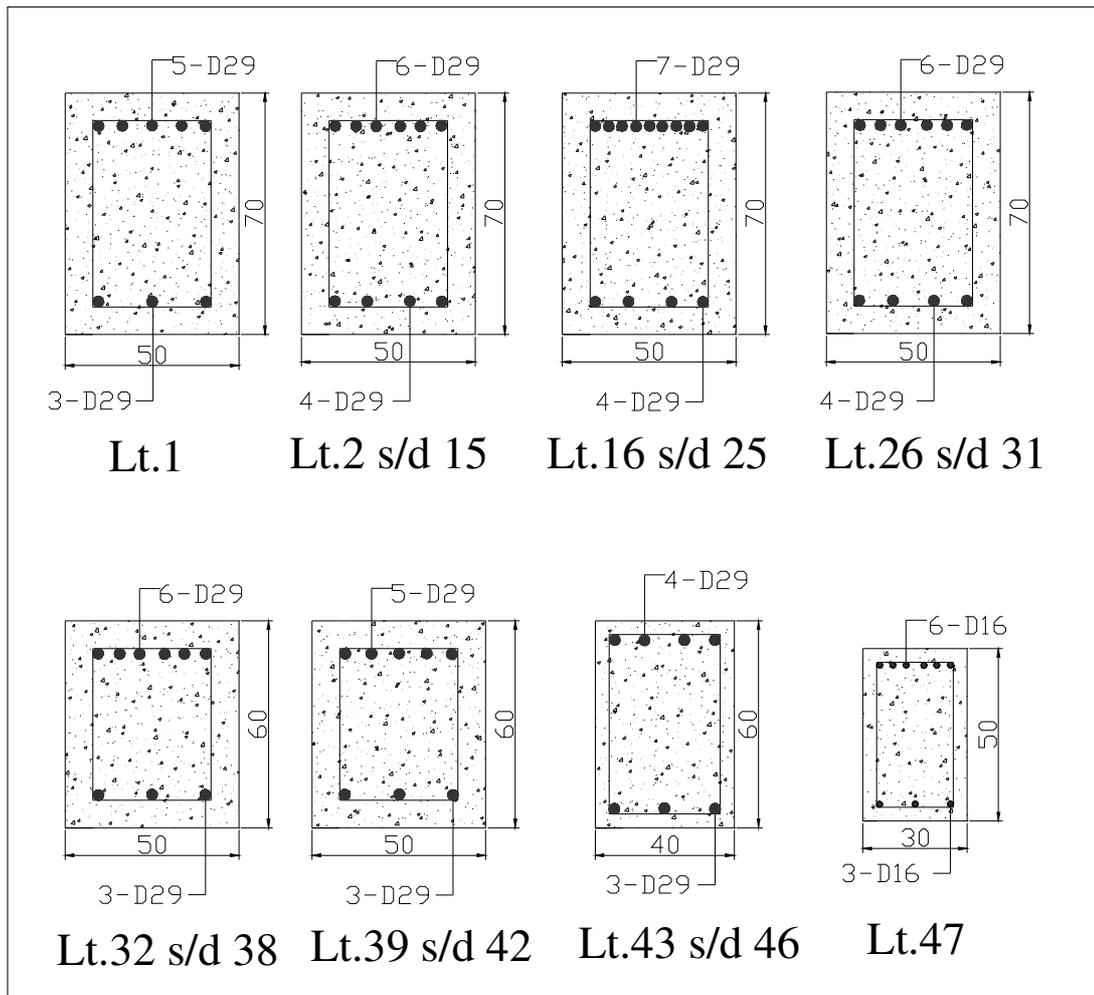
Balok dimodelkan sebagai balok kotak. Faktor modifikasi momen inersia penampang yang digunakan adalah 0,25 untuk torsi dan 0,7 untuk lentur sumbu kuat. Tidak ada perbedaan signifikan pada dimensi balok pada model TO dan non-TO. Dimensi balok untuk sistem SRPMK beton yang didapat adalah bervariasi dari 0,7 x 0,5 m pada tingkat terbawah hingga 0,5 x 0,3 m pada tingkat teratas. Sedangkan balok pada rangka bresingnya berukuran 0,7 x 0,5 m merata dari tingkat terbawah hingga paling atas dengan menggunakan disain penulangan 10-D19 pada sisi atas dan 6-D19 pada sisi bawah.

Tabel 4.3 Disain penulangan balok SRPMK beton

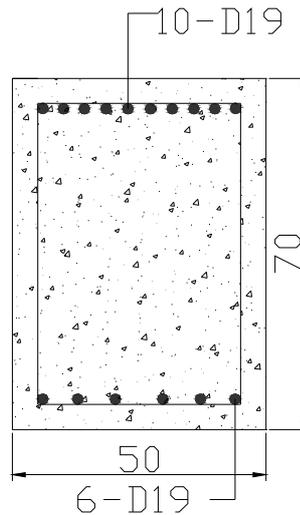
Tingkat ke-	Dimensi Balok (m)	Ø Tulangan	Tulangan Aktual (mm ²)		Σ Tulangan Aktual	
			Atas	Bawah	Atas	Bawah
1	0,7 x 0,5	D29	3212	1927,2	5	3
2-15	0,7 x 0,5	D29	3654,4	2569,6	6	4
16-25	0,7 x 0,5	D29	4496,8	2569,6	7	4
26-31	0,7 x 0,5	D29	3854,4	2569,6	6	4
32-38	0,6 x 0,5	D29	3864,4	1927,2	6	3
39-42	0,6 x 0,5	D29	3212	1927,2	5	3
43-46	0,6 x 0,4	D29	2569,6	1927,2	4	3

47	0,5 x 0,3	D16	1719	859,5	6	3
----	-----------	-----	------	-------	---	---

Sedangkan untuk perincian tulangan yang digunakan pada tipe balok lainnya dapat dilihat pada lampiran.



Gambar 4.2 Disain penulangan balok SRPMK



Gambar 4.3 Disain penulangan balok bresing

- Pelat

Karena balok dimodelkan sebagai balok kotak, maka pelat dimodelkan sebagai *shell* dengan ketebalan sebesar 150 mm. Pelat didisain sebagai pelat satu arah diatas dua tumpuan sederhana dengan panjang bentang = 3000 mm. Karena pelat mempunyai kekakuan yang cukup besar searah bidang lantai dan keberadaan bukaan pada tiap lantai kurang dari 50% dari jumlah total seluruh luas lantai bangunan, maka keberadaan pelat dapat dianggap sebagai diafragma yang dapat menyalurkan beban gempa pada struktur utama.

- Kolom

Faktor modifikasi momen inersia penampang yang digunakan adalah 0,7 untuk lentur sumbu kuat dan lemah. Tidak ada perbedaan signifikan pada dimensi balok pada model TO dan non-TO. Dimensi kolom untuk sistem SRPMK beton yang didapat adalah bervariasi dari 1 x 1 m pada tingkat terbawah hingga 0,6 x 0,6 m pada tingkat teratas.

Sedangkan kolom pada rangka bresingnya berukuran 1,4 x 1,4 m pada tingkat terbawah hingga 1 x 1 m pada tingkat teratas.

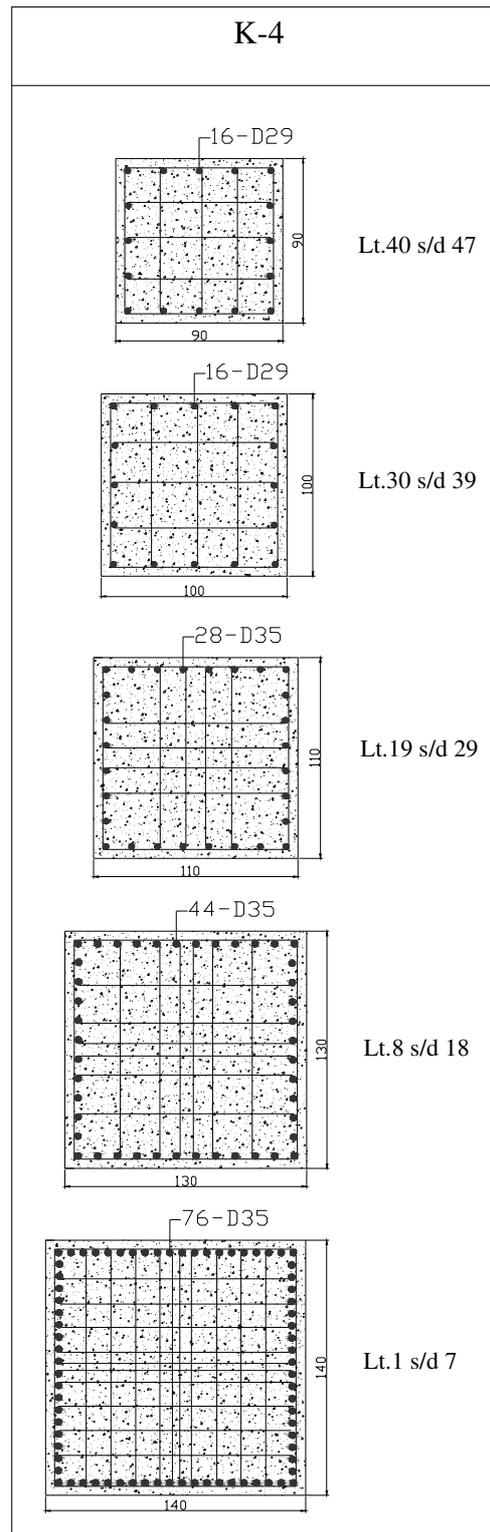
Tabel 4.4 Disain penulangan kolom SRPMK beton

Tipe	Tingkat ke-	Dimensi (m)	% Min.	∅	∑ Aktual	% Aktual
K-1 Sudut	1-7	1 x 1	1	D29	28	1,79
K-1 Sudut	8-18	0,9 x 0,9	1,62	D29	28	2,22
K-1 Sudut	19-29	0,8 x 0,8	1	D29	12	1,2
K-1 Sudut	30-39	0,7 x 0,7	1	D29	8	1,04
K-1 Sudut	40-47	0,6 x 0,6	1	D29	8	1,42
K-1	1-7	1 x 1	1,78	D29	36	2,3
K-1	8-18	0,9 x 0,9	2,21	D29	36	2,8
K-1	19-29	0,8 x 0,8	3	D29	36	3,6
K-1	30-39	0,7 x 0,7	1	D29	8	1,04
K-1	40-47	0,6 x 0,6	1	D29	8	1,42

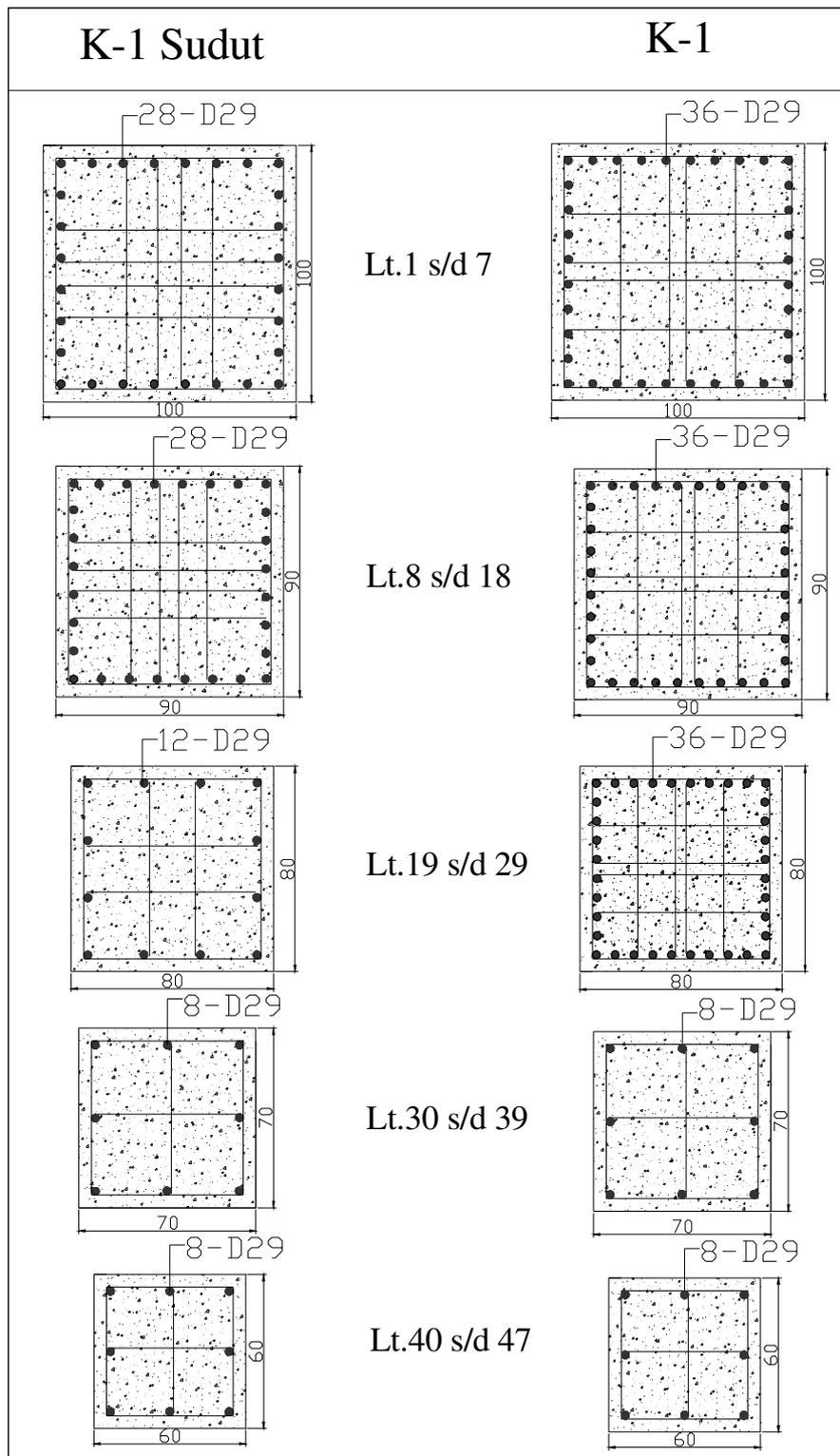
Tabel 4.5 Disain penulangan kolom bresing

Tipe	Tingkat ke-	Dimensi (m)	∅	∑ Aktual	% Aktual
K-4	1-7	1,4 x 1,4	D29	76	3,7
K-4	8-18	1,3 x 1,3	D29	44	2,5
K-4	19-29	1,2 x 1,2	D29	28	2,2
K-4	30-39	1,1 x 1,1	D29	16	1
K-4	40-47	1,0 x 1,0	D29	16	1,26

Sedangkan untuk perincian tulangan yang digunakan pada tipe kolom lainnya dapat dilihat pada lampiran.



Gambar 4.4 Disain penulangan kolom bresing



Gambar 4.5 Disain penulangan kolom SRPMK beton

- *Rigid Zone*

Pada konstruksi beton, sering dijumpai ukuran kolom yang relatif besar dibandingkan dengan panjang as ke as yang menghubungkannya. Jika ukuran sambungan yang cukup besar diabaikan, dapat menghasilkan kesalahan yang signifikan. Maka untuk ukuran sambungan yang cukup besar, pengaruhnya harus diperhitungkan dalam analisis karena pada daerah sambungan mempunyai kekakuan yang relatif besar. Maka dalam permodelan ini digunakan nilai *rigid offset* sebesar 0,6, dimana nilai ini tidak terlalu fleksibel dan juga tidak terlalu kaku dengan asumsi adanya retak.

BAB V

ANALISA DAN EVALUASI

5.1 Kontrol Pembatasan Waktu Getar Fundamental

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 5.6 : bahwa untuk mencegah struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar fundamental (T_1) $< \xi n$ ($0,18 \times 47 = 8,46$ detik).

$$T_{1 \text{ model non-TO}} = 6,71 < 8,46 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$T_{1 \text{ model TO}} = 6,75 < 8,46 \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.2 Kontrol Sistem Ganda

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 5.2.3 : bahwa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

Tabel 5.1 Kontrol distribusi gaya geser sistem ganda pada model non-TO

No.	Kombinasi	Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		Vx		Vy	
		SRPMK	Bresing	SRPMK	Bresing
1	Kombinasi 11	27,95	59,89	31,04	57,38
2	Kombinasi 12	31,05	57,36	27,86	59,96
3	Kombinasi 13	27,95	59,89	31,04	57,38
4	Kombinasi 14	31,05	57,36	27,86	59,96

Tabel 5.2 Kontrol distribusi gaya geser sistem ganda pada model TO

No.	Kombinasi	Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		V _x		V _y	
		SRPMK	Bresing	SRPMK	Bresing
1	Kombinasi 11	29,7	57,4	33	54,7
2	Kombinasi 12	33	54,7	30	57,4
3	Kombinasi 13	30	57,4	33	54,7
4	Kombinasi 14	33	54,7	30	57,4

Dari hasil diatas dapat dilihat bahwa persentase dari gaya geser yang mampu dipikul SRPMK beton untuk kedua model pada semua kombinasi pembebanan gempa nilainya selalu lebih besar dari 25.

Berdasarkan tabel 3 SNI 03-1726-2002 : bahwa ketika suatu sistem struktur dikatakan sistem ganda maka rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral.

Untuk memenuhi syarat diatas, maka struktur SRPMK dianalisa bekerja sendiri (komponen diagonal bresing dicabut), dengan tidak menggunakan gempa respon spektrum secara penuh, tetapi yang telah direduksi sesuai persentase gaya geser yang dipikul oleh SRPMK beton itu sendiri seperti yang terlihat pada tabel 5.1.

5.3 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1 : bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%.

Tabel 5.3 Partisipasi massa pada analisa modal pada model non-TO

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	6,709819	71,6099	0	0	71,6099	0	0
2	6,63471	0	71,7899	0	71,6099	71,7899	0
3	5,352876	0	0	0	71,6099	71,7899	75,9774
4	2,249506	14,0808	0	0	85,6906	71,7899	75,9774
5	2,229422	0	13,9802	0	85,6906	85,7701	75,9774
6	1,983442	0	0	0	85,6906	85,7701	86,8094
7	1,243777	5,0226	0	0	90,7132	85,7701	86,8094
8	1,234851	0	4,9914	0	90,7132	90,7615	86,8094
9	1,173095	0	0	0	90,7132	90,7615	91,3993
10	0,861368	2,4422	0	0	93,1554	90,7615	91,3993
11	0,855664	0	2,4321	0	93,1554	93,1936	91,3993
12	0,832848	0	0	0	93,1554	93,1936	93,597
13	0,650299	1,8899	0	0	95,0453	93,1936	93,597
14	0,646532	0	1,8794	0	95,0453	95,073	93,5971
15	0,637794	0	0,0001	0	95,0453	95,0731	95,3876
16	0,520338	0,995	0	0	96,0403	95,0731	95,3876
17	0,517266	0	0,9899	0	96,0403	96,063	95,3876
18	0,513173	0	0,0001	0	96,0403	96,063	96,2992
19	0,432034	0,7166	0	0	96,7569	96,063	96,2992
20	0,430409	0	0,0006	0	96,7569	96,0636	96,9618

Tabel 5.4 Partisipasi massa pada analisa modal pada model TO

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	6,754936	72,2459	0	0	72,2459	0	0
2	6,679334	0	72,4216	0	72,2459	72,4216	0
3	5,382688	0	0	0	72,2459	72,4216	76,44
4	2,259767	13,9726	0	0	86,2186	72,4216	76,44
5	2,239475	0	13,8716	0	86,2186	86,2932	76,44
6	1,982076	0	0	0	86,2186	86,2932	87,1585
7	1,248597	4,9196	0	0	91,1382	86,2932	87,1585
8	1,239671	0	4,8893	0	91,1382	91,1826	87,1585
9	1,174501	0	0	0	91,1382	91,1826	91,6817
10	0,86076	2,4474	0	0	93,5856	91,1826	91,6817
11	0,85527	0	2,4367	0	93,5856	93,6192	91,6817
12	0,831342	0	0	0	93,5856	93,6192	93,8753
13	0,651832	1,7282	0	0	95,3137	93,6192	93,8753
14	0,648097	0	1,7187	0	95,3137	95,3379	93,8754
15	0,638657	0	0,0001	0	95,3137	95,338	95,5637
16	0,518425	0,9543	0	0	96,268	95,338	95,5637
17	0,515507	0	0,9505	0	96,268	96,2885	95,5637

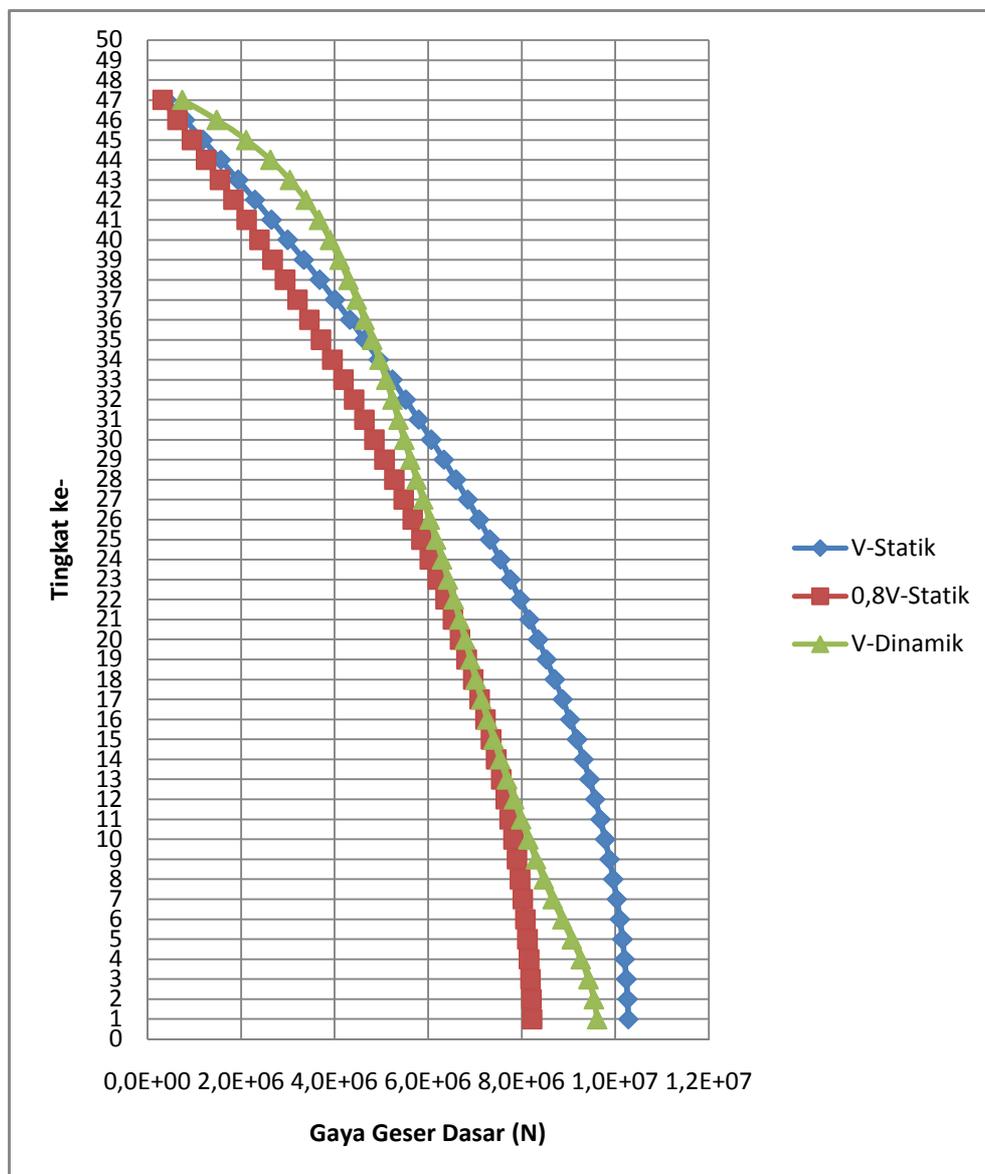
18	0,511535	0	0,0001	0	96,268	96,2886	96,4518
19	0,431416	0,6686	0	0	96,9366	96,2886	96,4518
20	0,429673	0	0,001	0	96,9366	96,2896	97,0796

Dari hasil di atas menunjukkan bahwa pada kedua model dengan 9 pola ragam getar saja (melebihi 90%) sudah mampu memenuhi syarat partisipasi massa sesuai SNI 03-1726-2002.

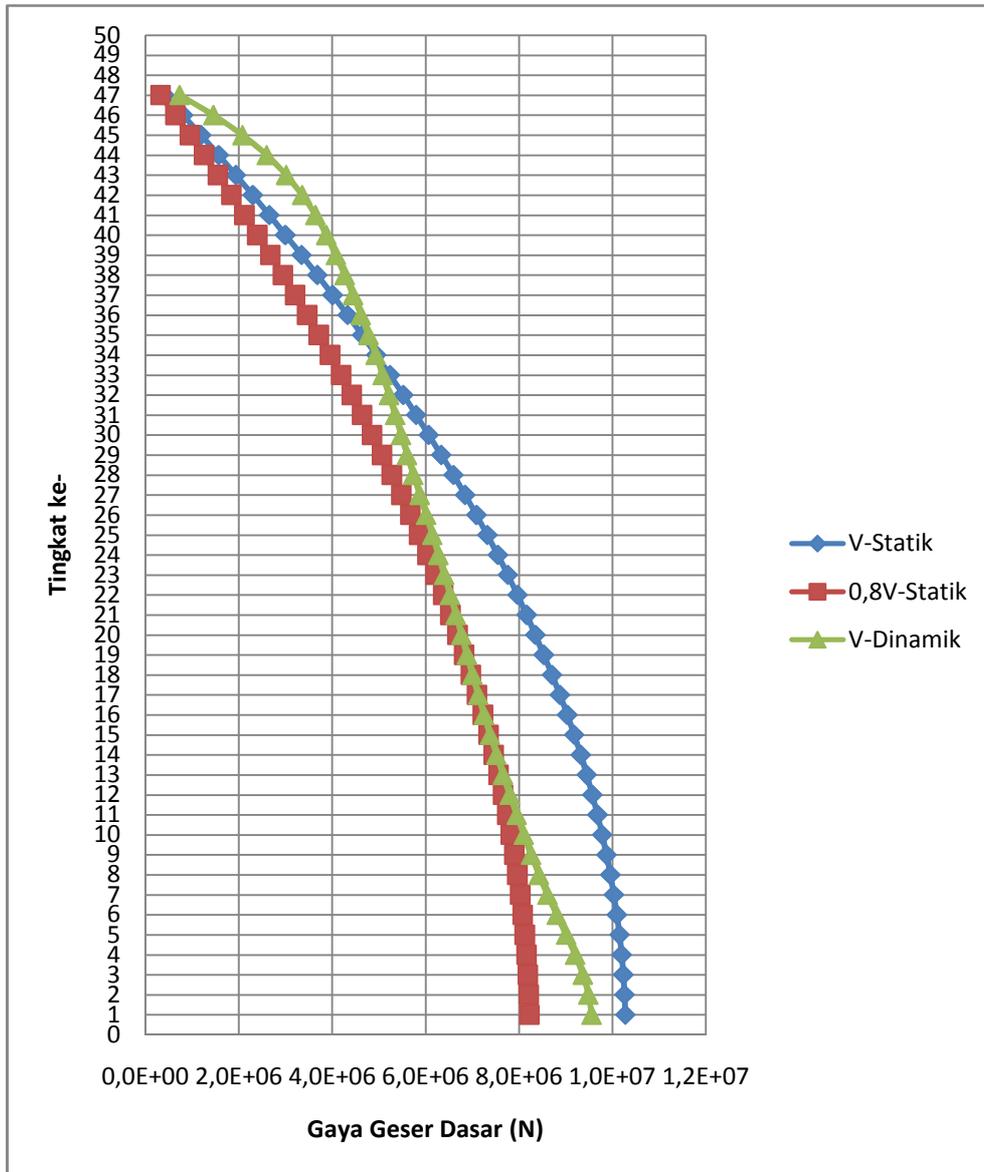
5.4 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 7.1.3 dan 7.23 : bahwa nilai akhir respon spektrum jika kurang dari 80% nilai respon ragam pertama atau $V_{dinamik} \geq 0,8V_{statik}$ maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala.

Grafik 5.1 Kontrol nilai akhir respon spektrum model non-TO



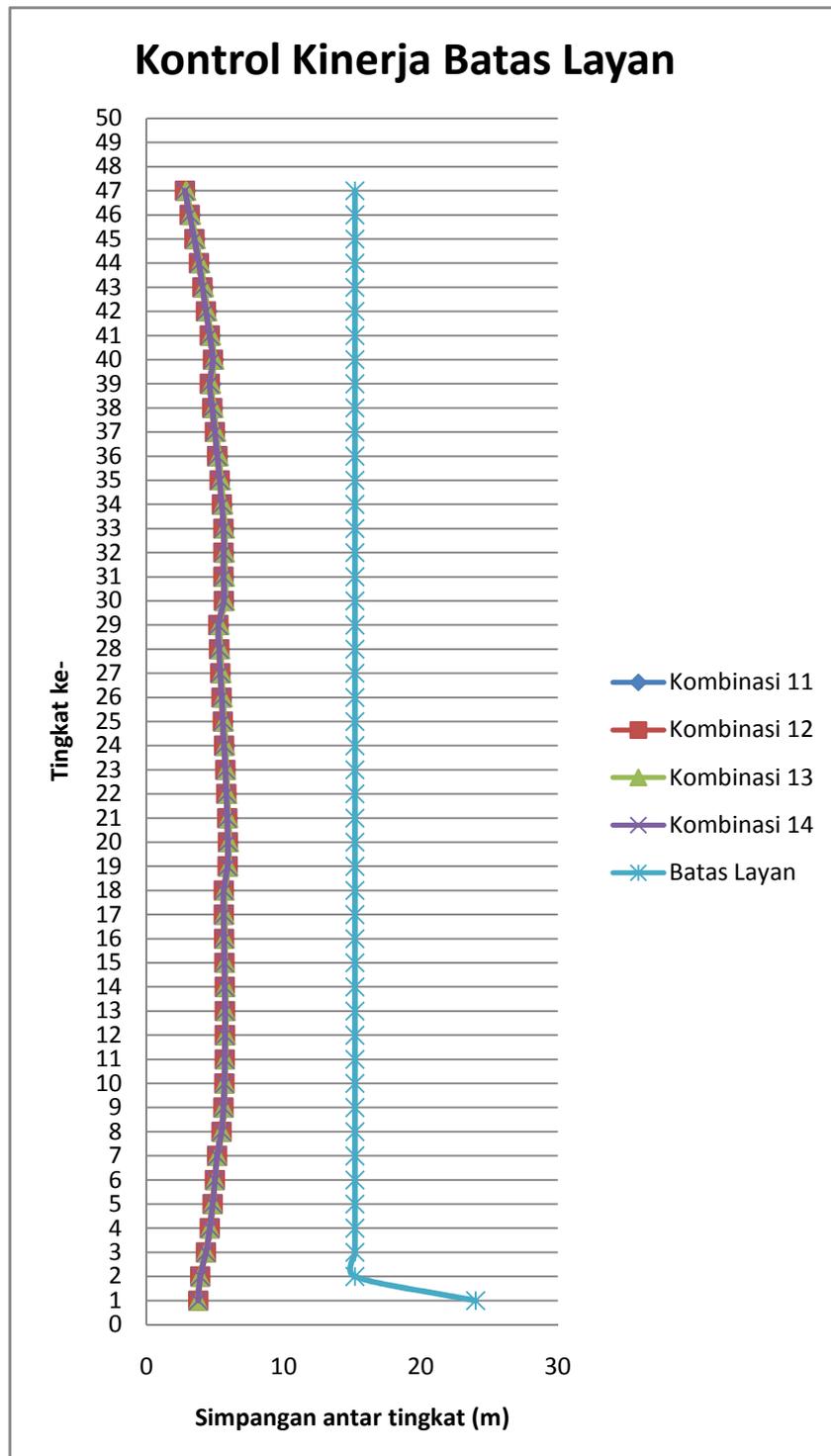
Grafik 5.2 Kontrol nilai akhir respon spektrum model TO



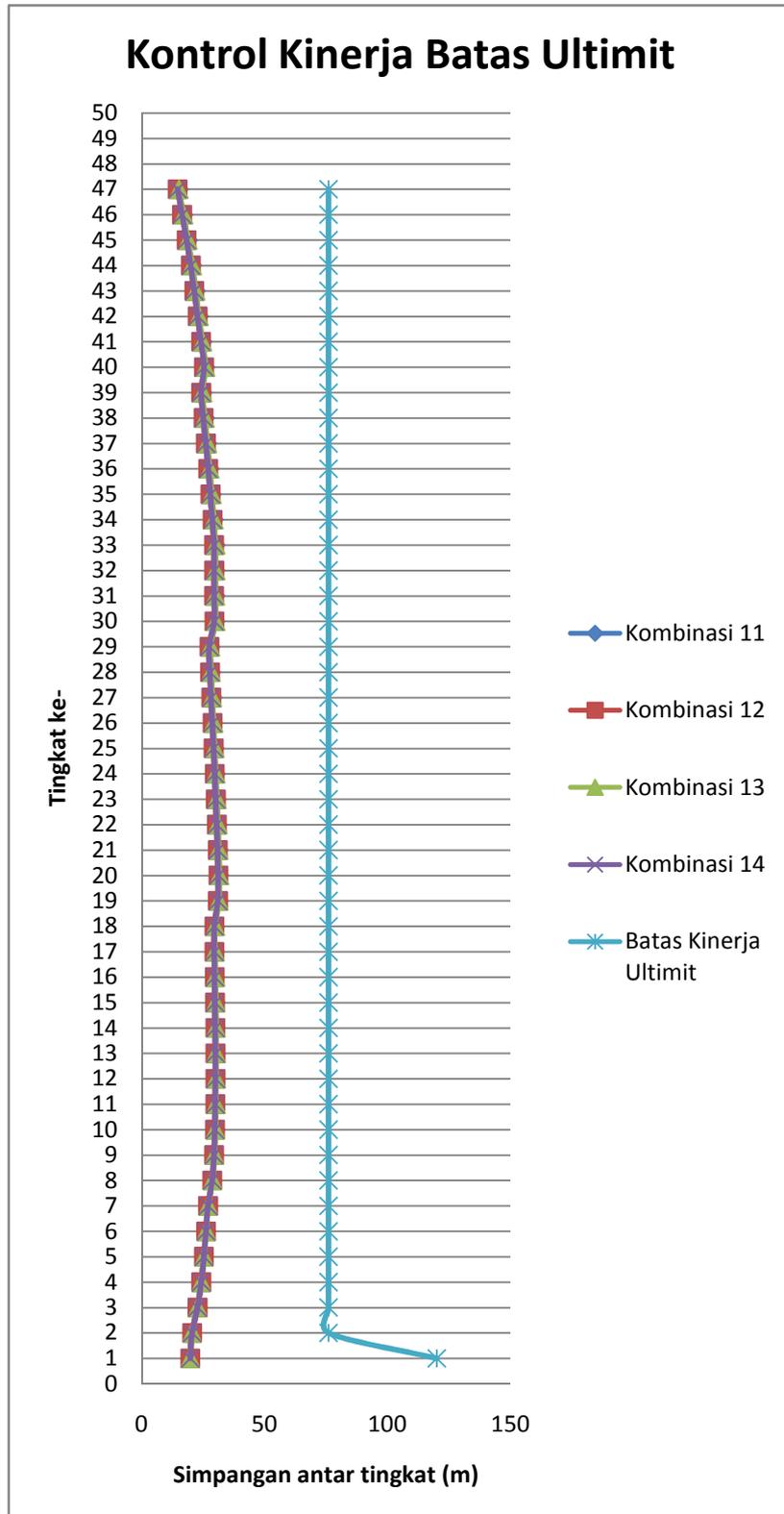
Maka dari hasil di atas dapat dipastikan bahwa untuk konfigurasi struktur gedung, gempa dinamik lebih menentukan. Sehingga penggunaan faktor skala tidak dibutuhkan dan selanjutnya pada tahap perencanaan struktur akan digunakan beban gempa dinamik.

5.5 Kontrol Simpangan Struktur terhadap Beban Gempa

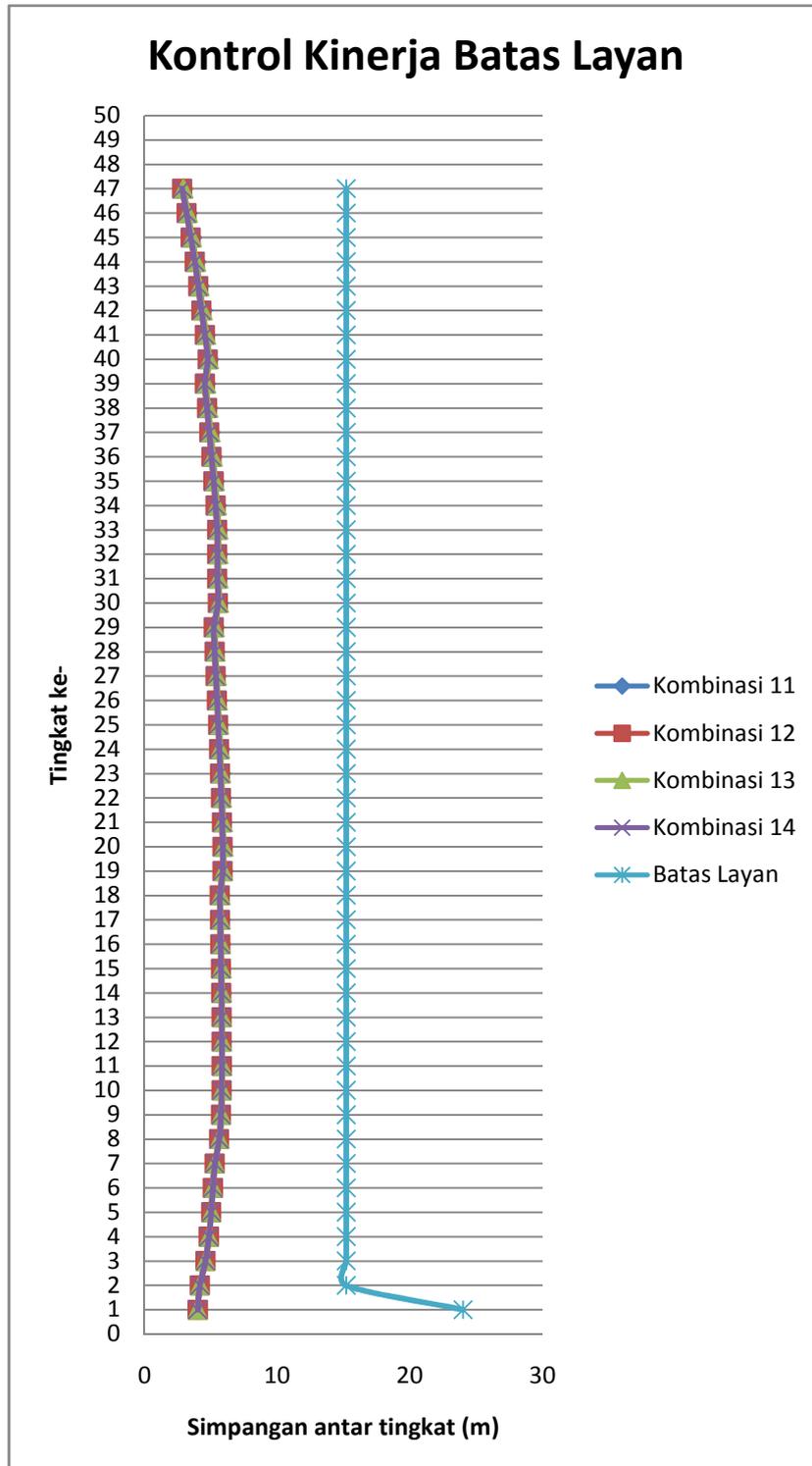
Grafik 5.3 Kontrol kinerja batas layan model non-TO



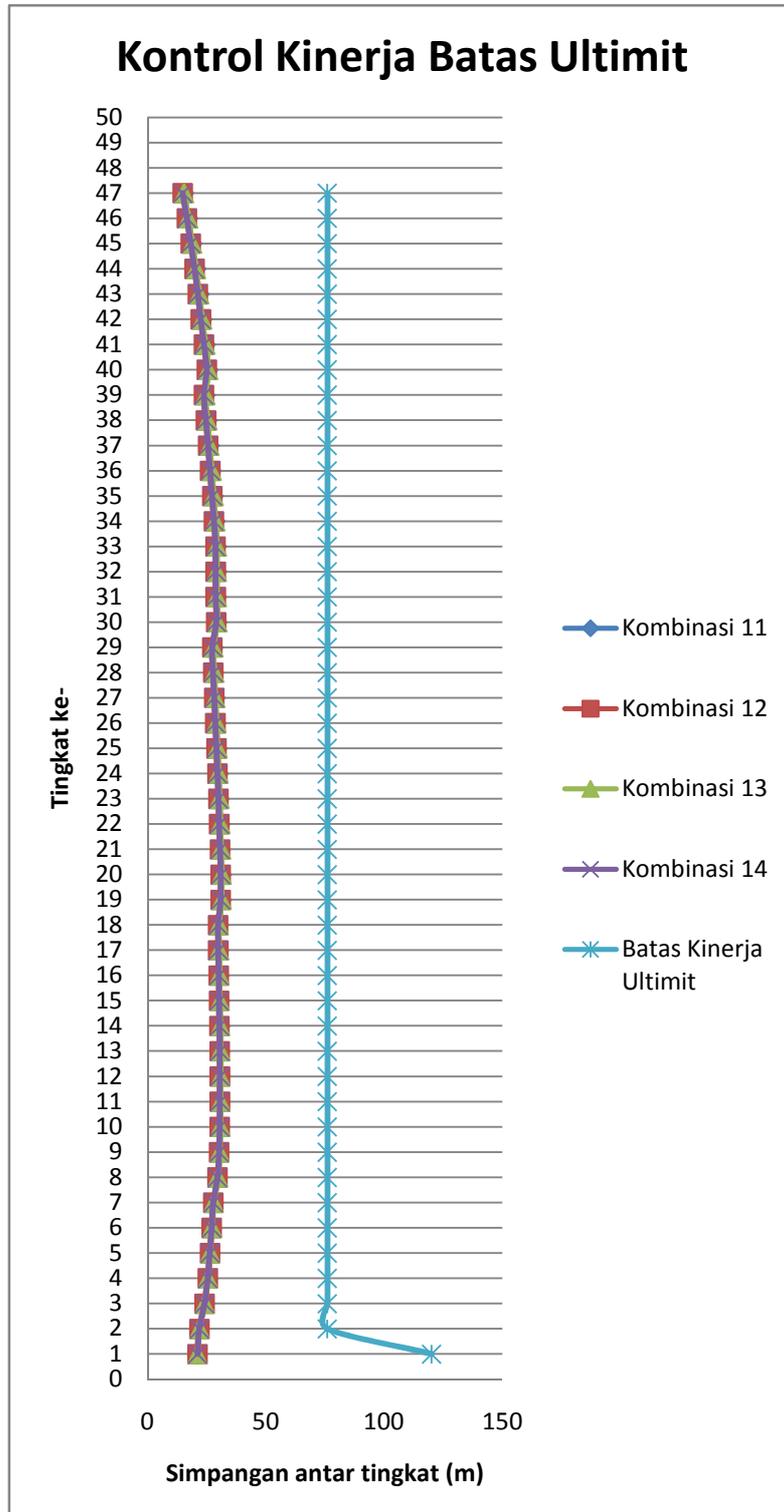
Grafik 5.4 Kontrol kinerja batas ultimit model non-TO



Grafik 5.5 Kontrol kinerja batas layan model TO



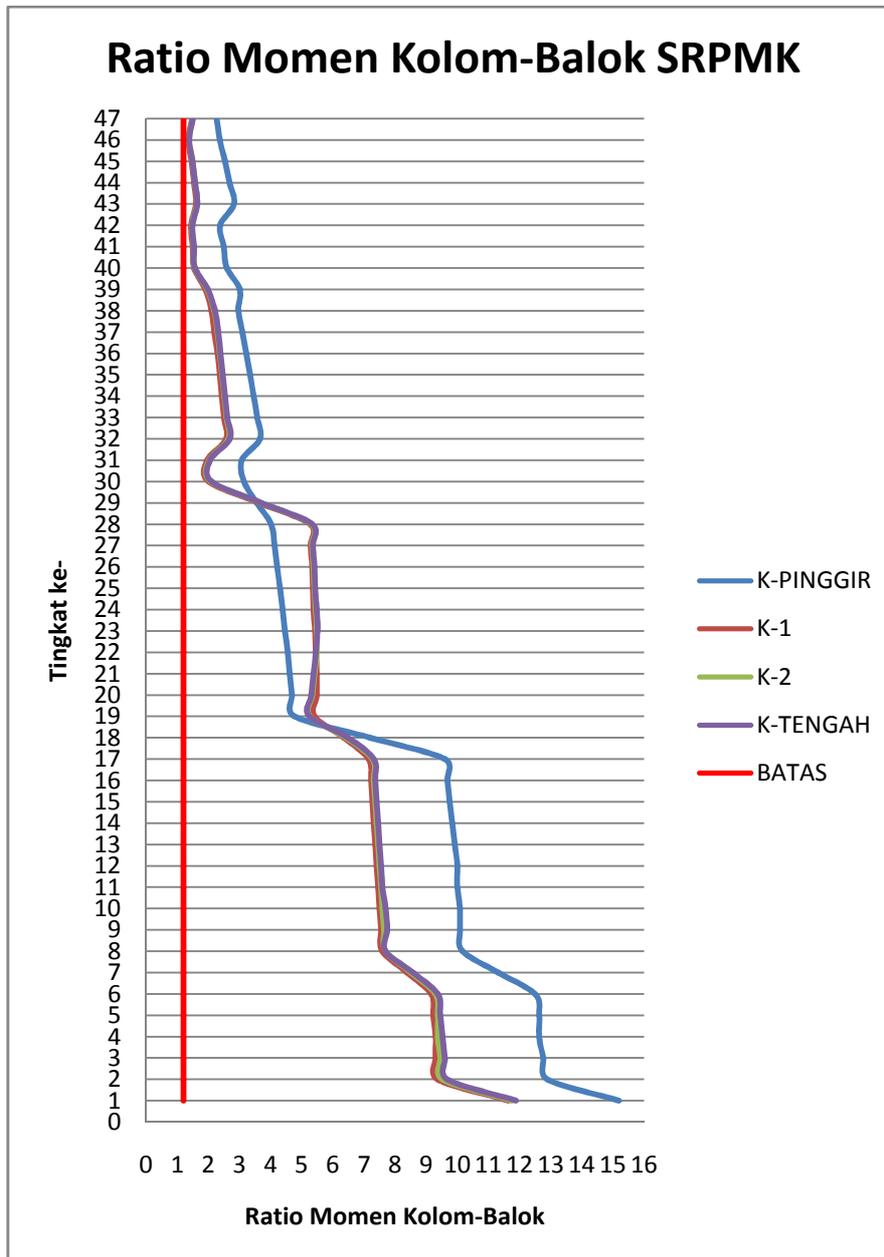
Grafik 5.6 Kontrol kinerja batas ultimit model TO



5.6 Kontrol Ratio Momen Kolom Balok

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2.2 : bahwa kuat lentur kolom pada SRPMK harus memenuhi ratio momen kolom balok $\geq 1,2$.

Grafik 5.7 Kontrol ratio momen kolom-balok pada kedua model



5.7 Perhitungan Target Perpindahan berdasarkan FEMA 356

Target perpindahan pada titik kontrol δ_t , ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

Dimana parameter-parameternya adalah :

Model non-TO

- Arah-X

$$T_e = T_i = 6,7137 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,3 \text{ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan } \textit{triangular load pattern})$$

$$C_0 = 1,2 \text{ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan } \textit{uniform load pattern})$$

$$C_1 = 1,0 \text{ untuk } T_e > T_s$$

$T_s = 1,0$ adalah waktu getar karakteristik dari kurva respons spektrum Wilayah 3 dengan tanah lunak dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$$C_2 = 1,1 \text{ (table 3.3 FEMA 356 untuk portal tipe 1 dengan } T_e > T_s \text{)}$$

$$C_3 = 1,0 \text{ (kekakuan pasca kelelahan adalah positif)}$$

$$S_a = 0,75/T = 0,111 \text{ (peta gempa Wilayah 3, dengan tanah lunak)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :

$$\delta_T \text{ pola beban ragam getar tinggi} = 1,79 \text{ m}$$

$$\delta_T \text{ pola beban merata} = 1,65 \text{ m}$$

- Arah-Y

$$T_e = T_i = 6,6386 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,3 \text{ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan } \textit{triangular load pattern})$$

$C_0 = 1,2$ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan *uniformload pattern*)

$C_1 = 1,0$ untuk $T_e > T_s$

$T_s = 1,0$ adalah waktu getar karakteristik dari kurva respons spektrum Wilayah 3 dengan tanah lunak dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$C_2 = 1,1$ (table 3.3 FEMA 356 untuk portal tipe 1 dengan $T_e > T_s$)

$C_3 = 1,0$ (kekakuan pasca kelelahan adalah positif)

$S_a = 0,75/T = 0,1129$ (peta gempa Wilayah 3, dengan tanah lunak)

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :

δ_T pola beban ragam getar tinggi = 1,77 m

δ_T pola beban merata = 1,634 m

Model TO

- Arah-X

$T_e = T_i = 6,75$ detik

$C_0 = 1,3$ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan *triangular load pattern*)

$C_0 = 1,2$ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan *uniform load pattern*)

$C_1 = 1,0$ untuk $T_e > T_s$

$T_s = 1,0$ adalah waktu getar karakteristik dari kurva respons spektrum Wilayah 3 dengan tanah lunak dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$C_2 = 1,1$ (table 3.3 FEMA 356 untuk portal tipe 1 dengan $T_e > T_s$)

$C_3 = 1,0$ (kekakuan pasca kelelahan adalah positif)

$S_a = 0,75/T = 0,111$ (peta gempa Wilayah 3, dengan tanah lunak)

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :

δ_T pola beban ragam getar tinggi = 1,8 m

δ_T pola beban merata = 1,66 m

- Arah-Y

$$T_e = T_i = 6,68 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,3 \text{ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan } \textit{triangular load pattern})$$

$$C_0 = 1,2 \text{ (Table 3.2 FEMA 356 untuk bangunan 10+ dan } \textit{uniformload pattern})$$

$$C_1 = 1,0 \text{ untuk } T_e > T_s$$

$T_s = 1,0$ adalah waktu getar karakteristik dari kurva respons spektrum Wilayah 3 dengan tanah lunak dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$$C_2 = 1,1 \text{ (table 3.3 FEMA 356 untuk portal tipe 1 dengan } T_e > T_s \text{)}$$

$$C_3 = 1,0 \text{ (kekakuan pasca kelelahan adalah positif)}$$

$$S_a = 0,75/T = 0,1122 \text{ (peta gempa Wilayah 3, dengan tanah lunak)}$$

Maka target perpindahan dapat dihitung, sebagai berikut :

$$\delta_T \text{ pola beban ragam getar tinggi} = 1,78 \text{ m}$$

$$\delta_T \text{ pola beban merata} = 1,64 \text{ m}$$

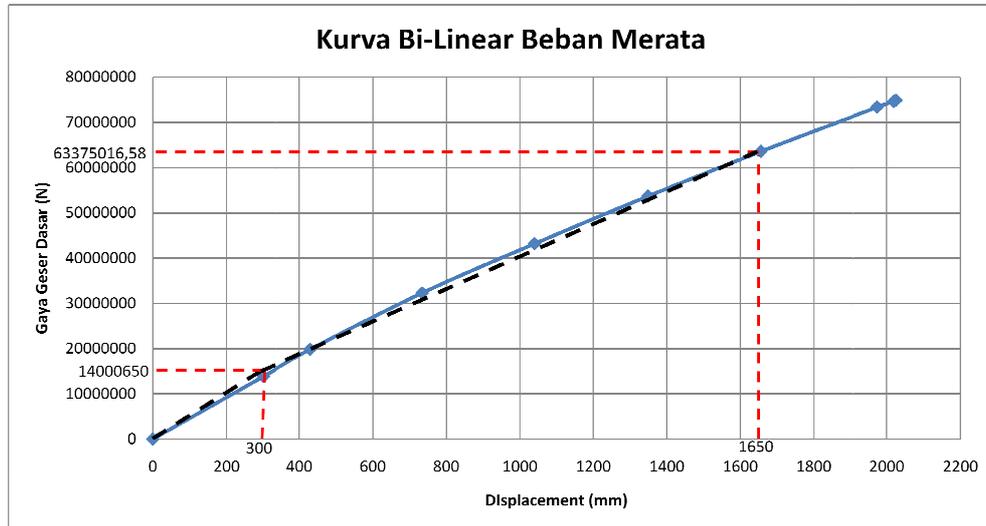
Tabel 5.5 Rangkuman perhitungan target perpindahan berdasarkan FEMA 356

Tipe Model	Sumbu	Pola Beban	T_e	T_s	S_a	C_0	C_1	C_2	C_3	δ_T
Non-TO	X	Merata	6,7137	1	0,111	1,2	1	1,1	1	1,65
Non-TO	X	Ragam getar tinggi	6,7137	1	0,111	1,3	1	1,1	1	1,79
Non-TO	Y	Merata	6,6386	1	0,113	1,2	1	1,1	1	1,63
Non-TO	Y	Ragam getar tinggi	6,6386	1	0,113	1,3	1	1,1	1	1,77
TO	X	Merata	6,75	1	0,111	1,2	1	1,1	1	1,66
TO	X	Ragam getar tinggi	6,75	1	0,111	1,3	1	1,1	1	1,8
TO	Y	Merata	6,68	1	0,112	1,2	1	1,1	1	1,64
TO	Y	Ragam getar tinggi	6,68	1	0,112	1,3	1	1,1	1	1,78

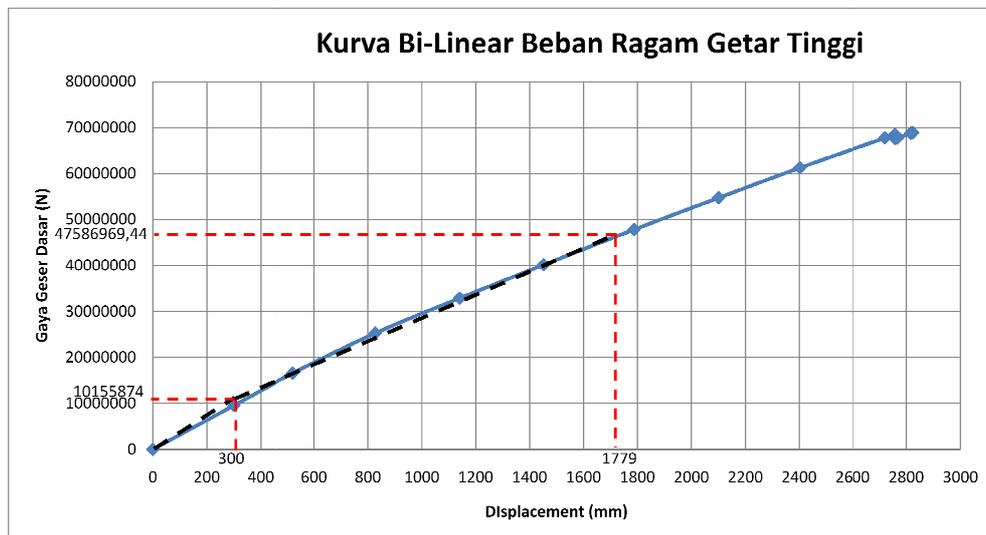
5.8 Analisa Kurva Bi-Linear

Pushover pada sumbu X bangunan

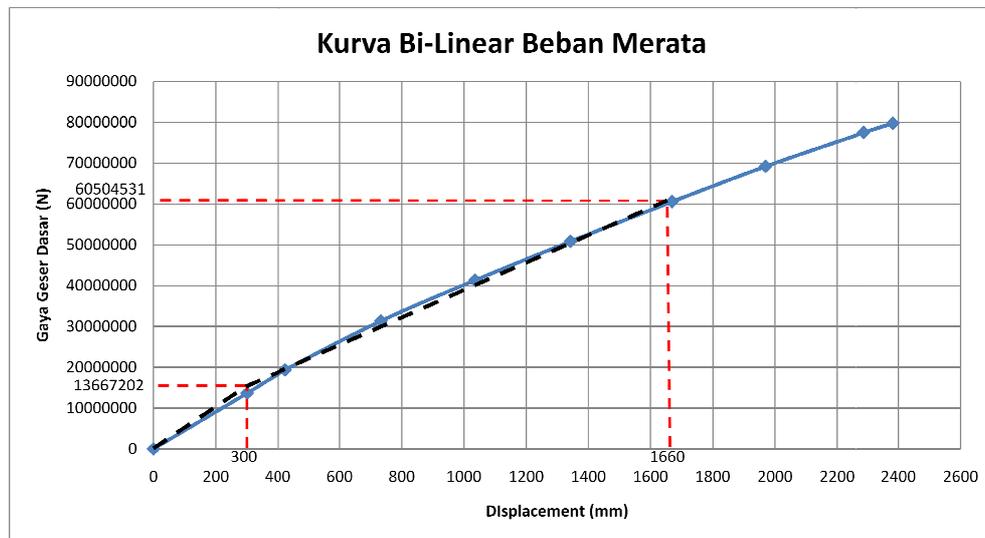
Grafik 5.8 Kurva bi-linear pola beban merata sumbu X model non-TO



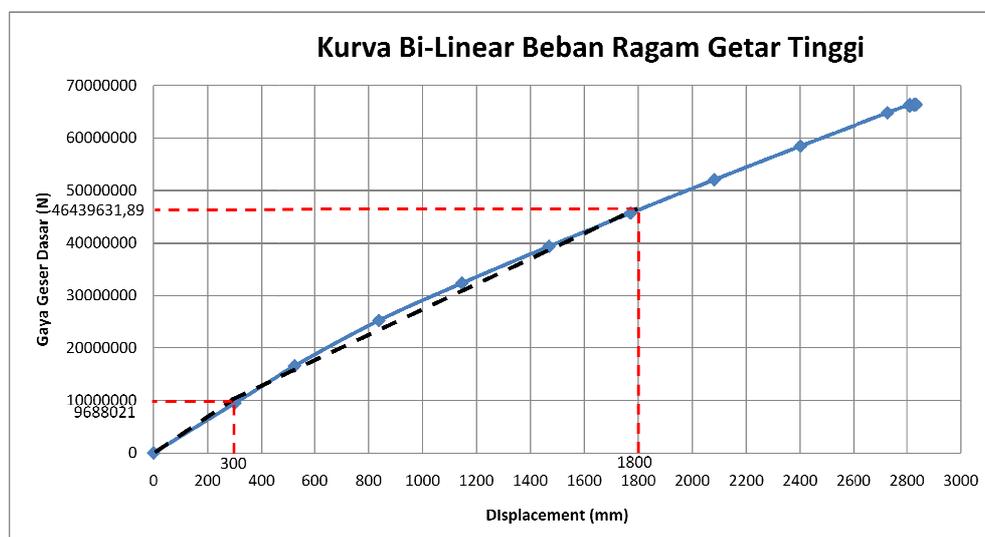
Grafik 5.9 Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu X model non-TO



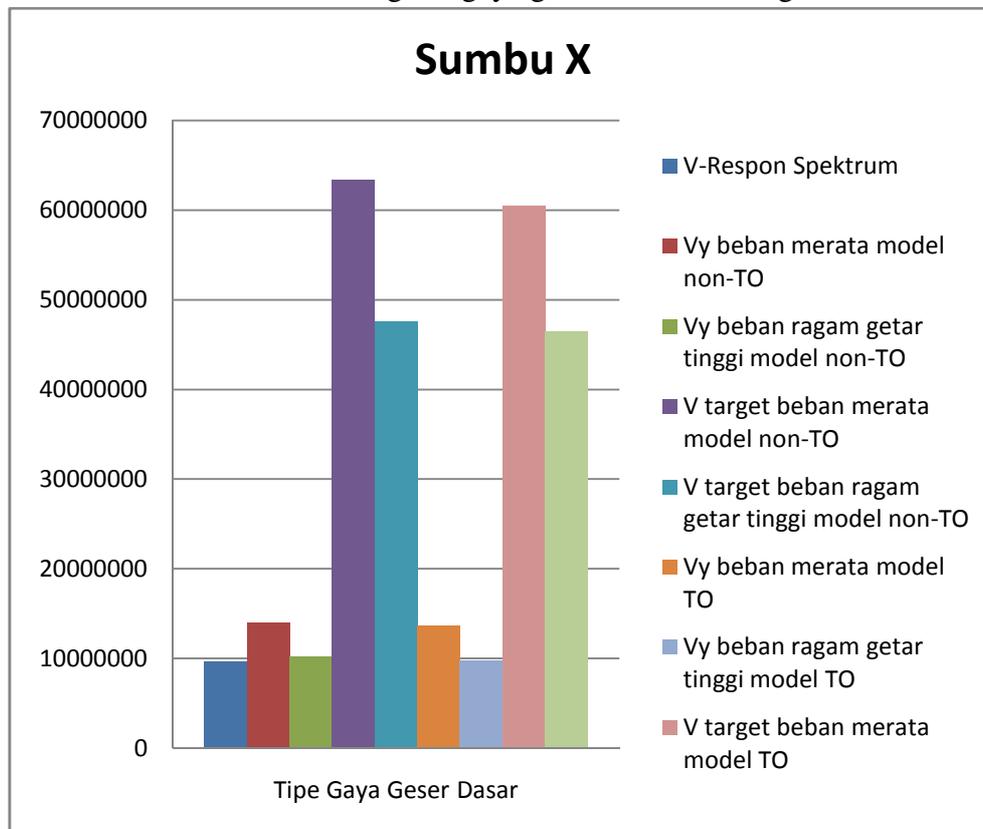
Grafik 5.10 Kurva bi-linear pola beban merata sumbu X model TO



Grafik 5.11 Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu X model TO



Grafik 5.12 Diagram gaya geser sumbu X bangunan



Dari diagram diatas maka kondisi pasca leleh pada pola beban ragam getar tinggi untuk nilai perpindahan yang sama menghasilkan gaya geser dasar yang lebih kecil dibanding pola beban merata. Sehingga, pola ragam getar tinggi lebih menentukan pada sumbu X struktur.

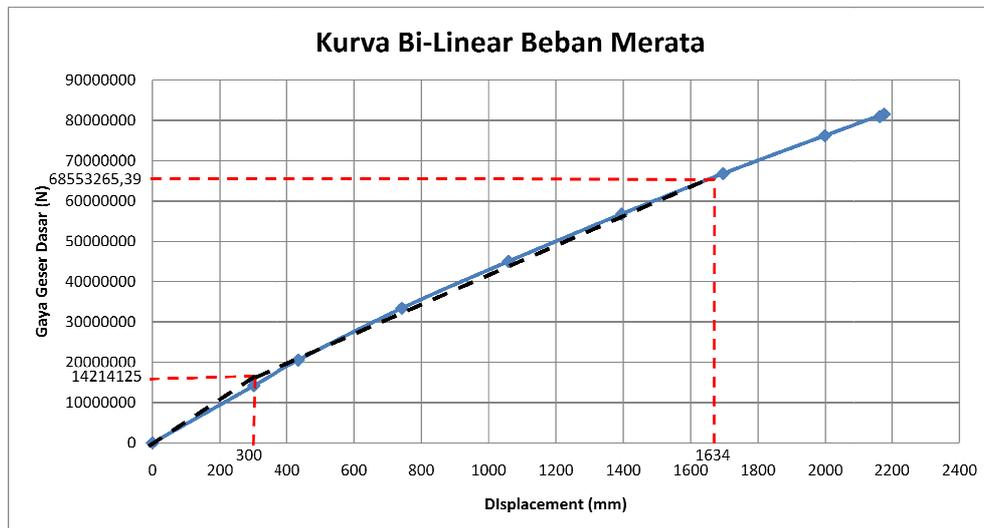
Duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual berdasarkan target perpindahan :

Tabel 5.6 Perhitungan duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual sumbu X model non-TO

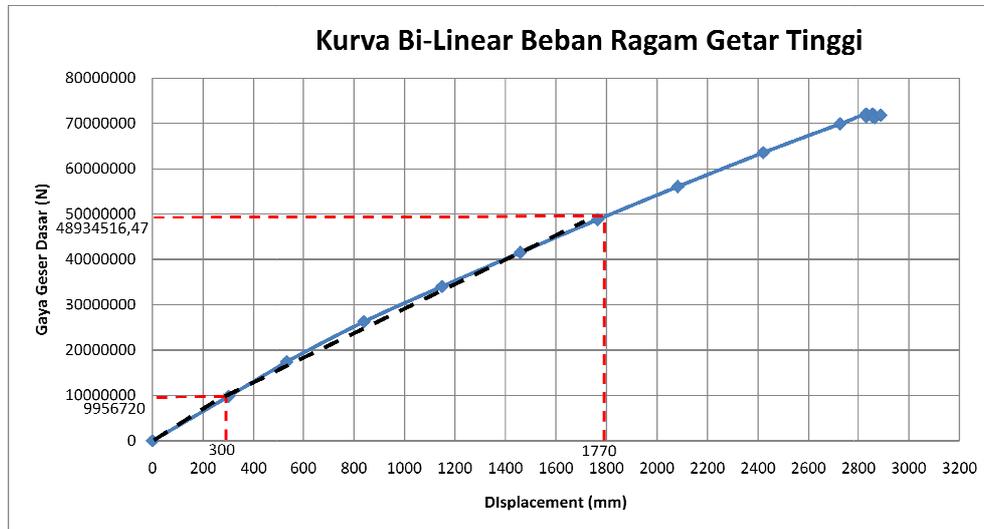
f_1	Tipe model	Tipe pushover	δ_m (m)	δ_y (m)	μ	R	Keterangan
1,6	Non-TO	Merata	1,650	0,3	5,5	8,8	Daktail Penuh
1,6	Non-TO	Ragam Getar Tinggi	1,779	0,3	5,93	9,5	Daktail Penuh
1,6	TO	Merata	1,66	0,3	5,53	8,853	Daktail Penuh
1,6	TO	Ragam Getar Tinggi	1,8	0,3	6	9,6	Daktail Penuh

Pushover pada sumbu Y bangunan

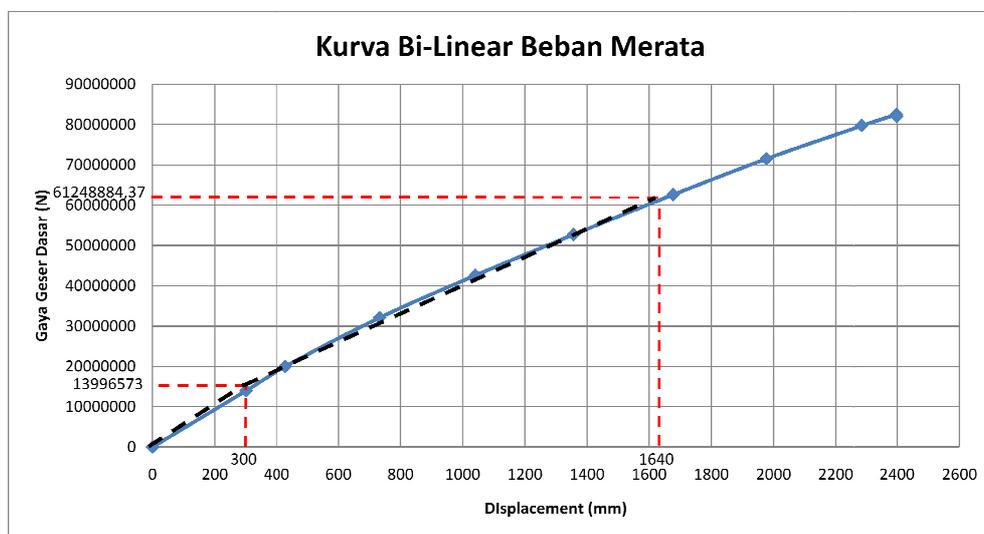
Grafik 5.13 Kurva bi-linear pola beban merata sumbu Y model non-TO



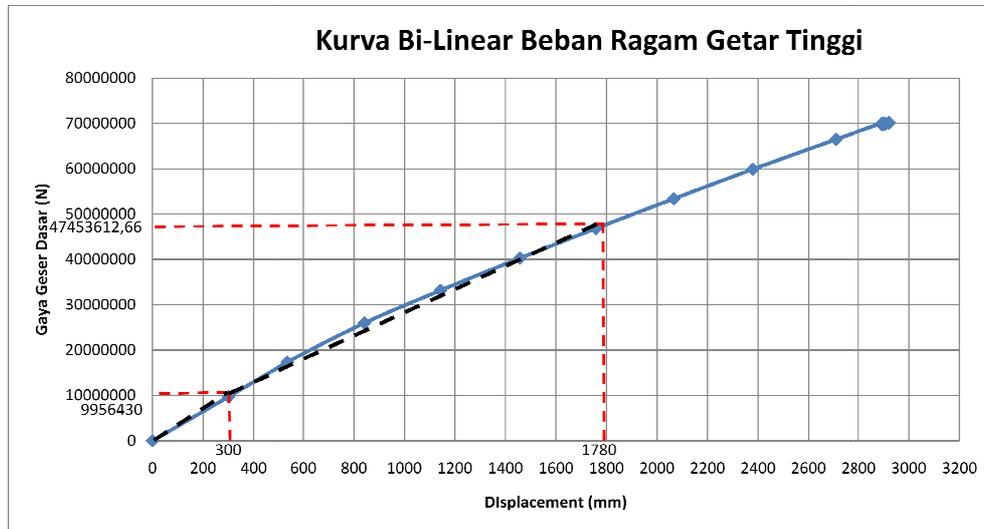
Grafik 5.14 Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu Y model non-TO



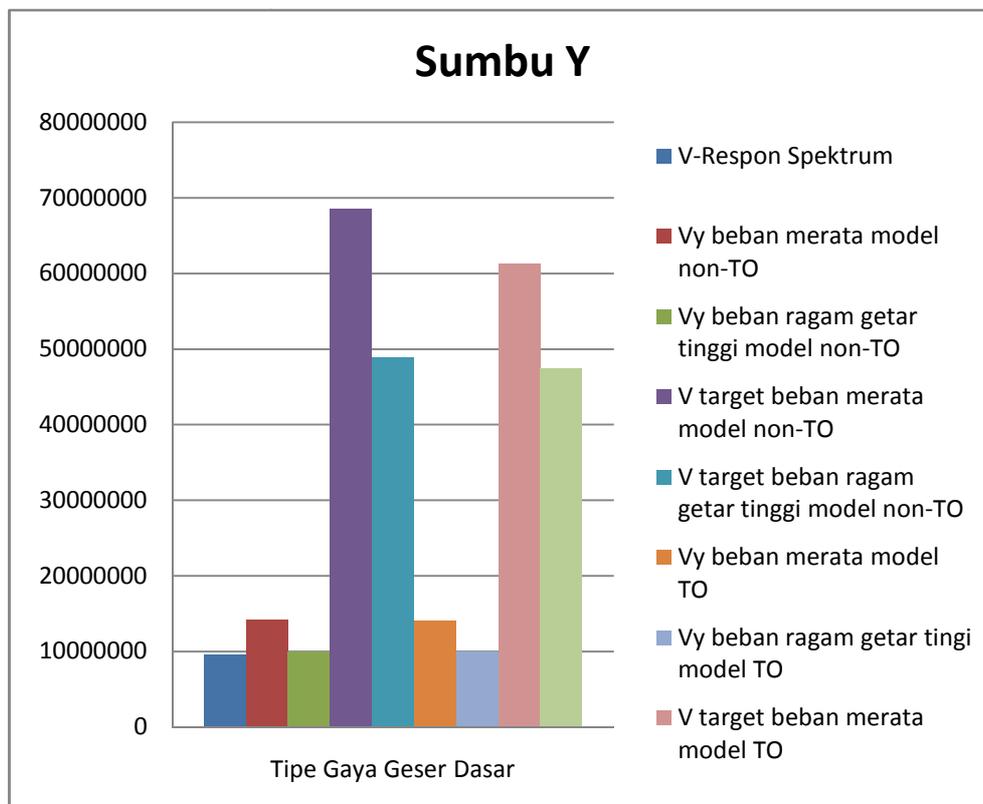
Grafik 5.15 Kurva bi-linear pola beban merata sumbu Y model TO



Grafik 5.16 Kurva bi-linear pola beban ragam getar tinggi sumbu Y model TO



Grafik 5.17 Diagram gaya geser sumbu Y bangunan



Dari diagram diatas maka kondisi pasca leleh pada pola beban ragam getar tinggi untuk nilai perpindahan yang sama menghasilkan gaya geser dasar yang lebih kecil dibanding pola beban merata. Sehingga, pola ragam getar tinggi lebih menentukan pada sumbu Y struktur.

Duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual berdasarkan target perpindahan :

Tabel 5.7 Perhitungan duktilitas dan faktor reduksi gempa aktual sumbu Y

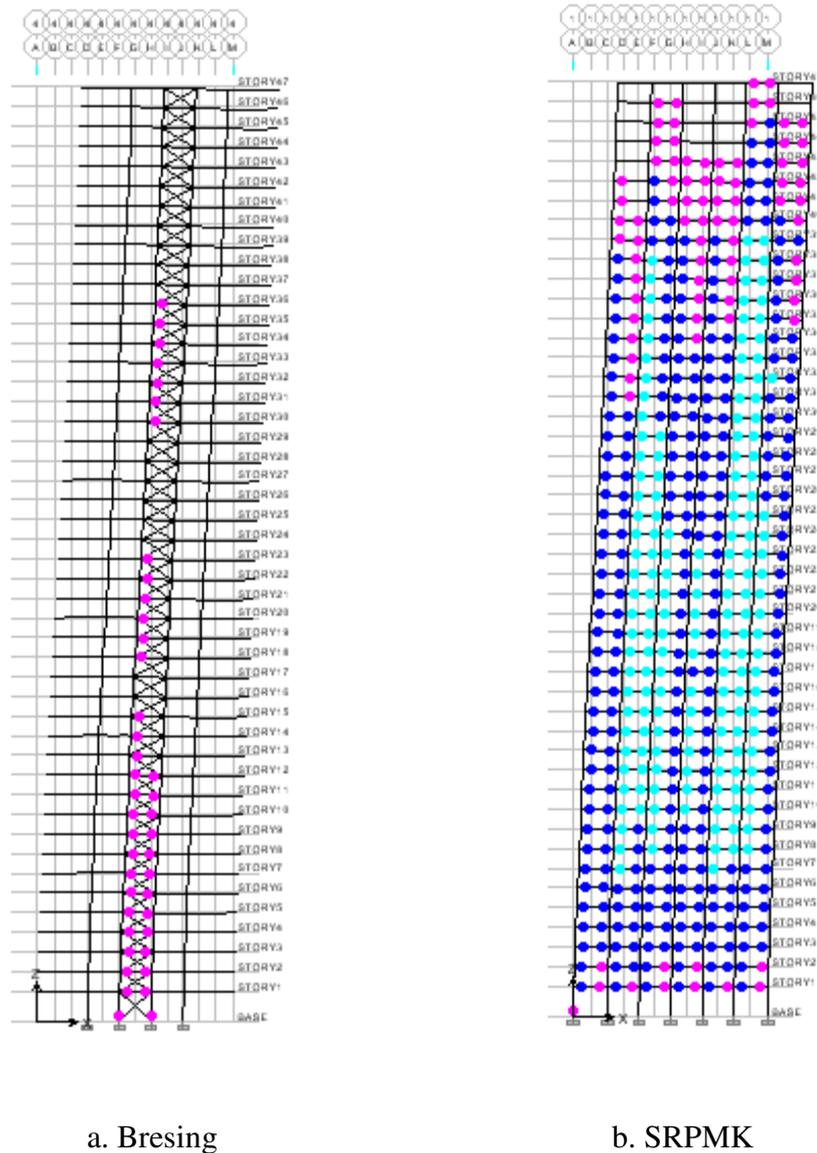
f_1	Tipe model	Tipe pushover	δ_m (m)	δ_y (m)	μ	R	Keterangan
1,6	Non-TO	Merata	1,634	0,3	5,44	8,71	Daktail Penuh
1,6	Non-TO	Ragam Getar Tinggi	1,77	0,3	5,9	9,44	Daktail Penuh
1,6	TO	Merata	1,64	0,3	5,46	8,74	Daktail Penuh
1,6	TO	Ragam Getar Tinggi	1,78	0,3	5,93	9,49	Daktail Penuh

5.9 Distribusi sendi plastis

- Sumbu X

Model non-TO

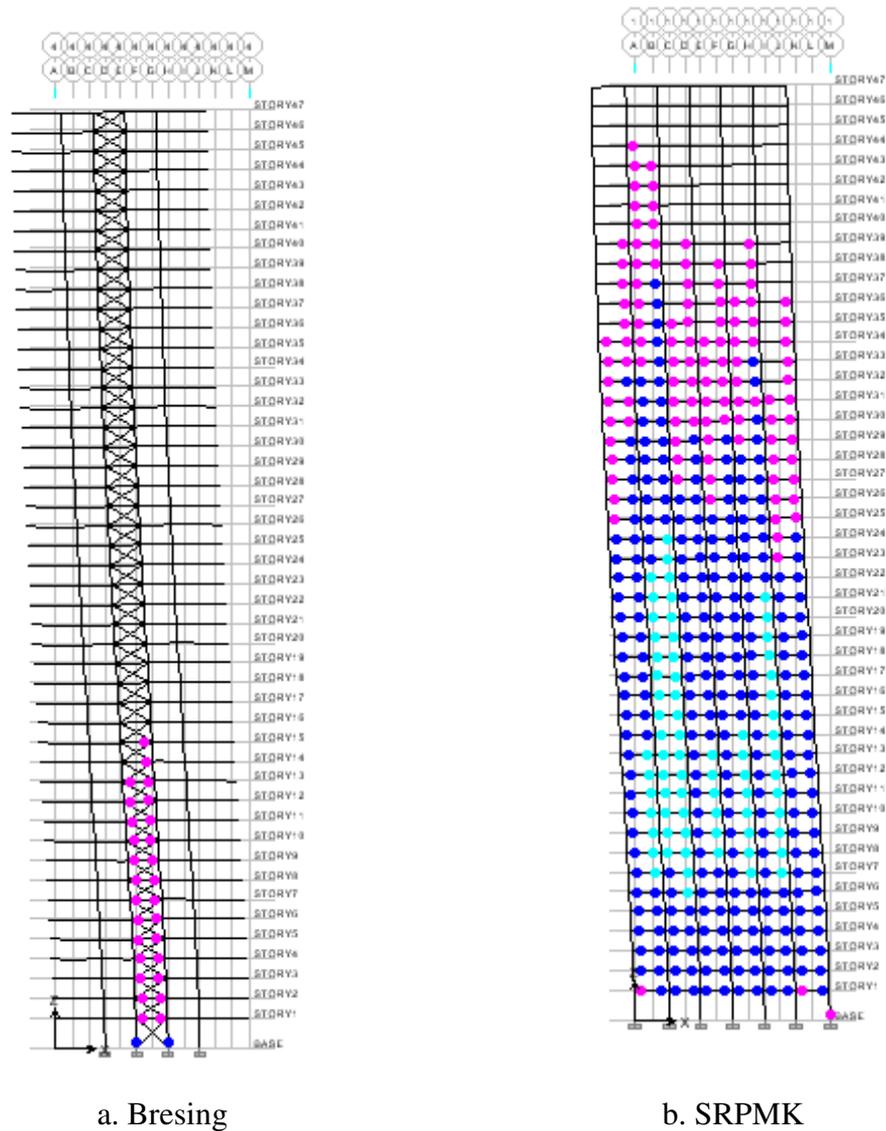
Pushover beban ragam getar tinggi step 7 (2,1 m):



Gambar 5.1 Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model non-TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 7 dengan perpindahan sebesar 2,1 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban ragam getar tinggi tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Pushover beban merata step 6 (1,65 m)

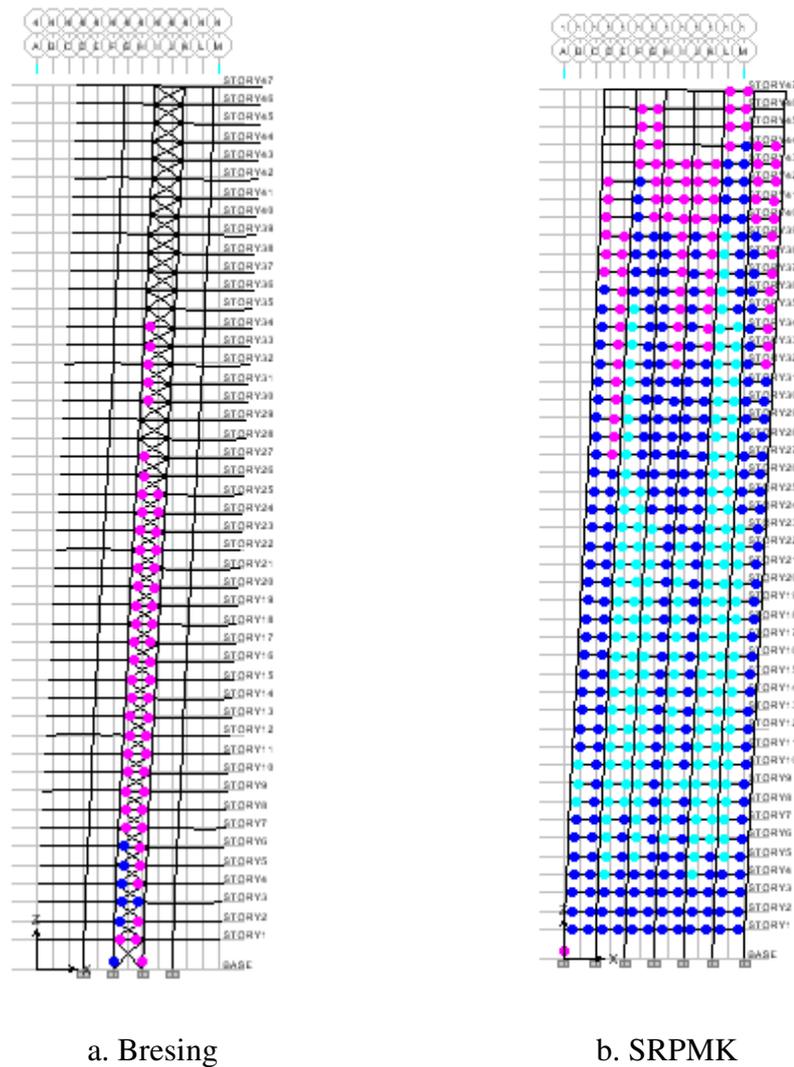


Gambar 5.2 Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model non-TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 6 dengan perpindahan sebesar 1,65 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban merata tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Model TO

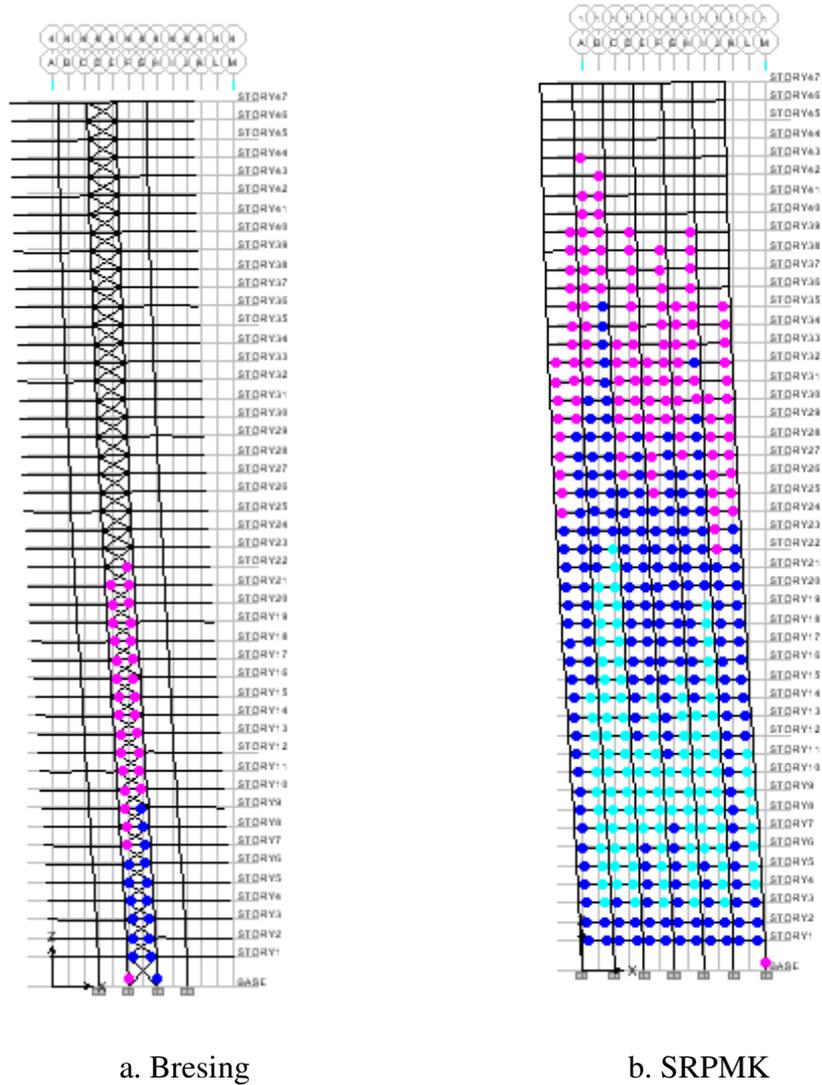
Pushover beban ragam getar tinggi step 7 (2 m)



Gambar 5.3 Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 7 dengan perpindahan sebesar 2 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban ragam getar tinggi tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Pushover beban merata step 6 (1,668 m)



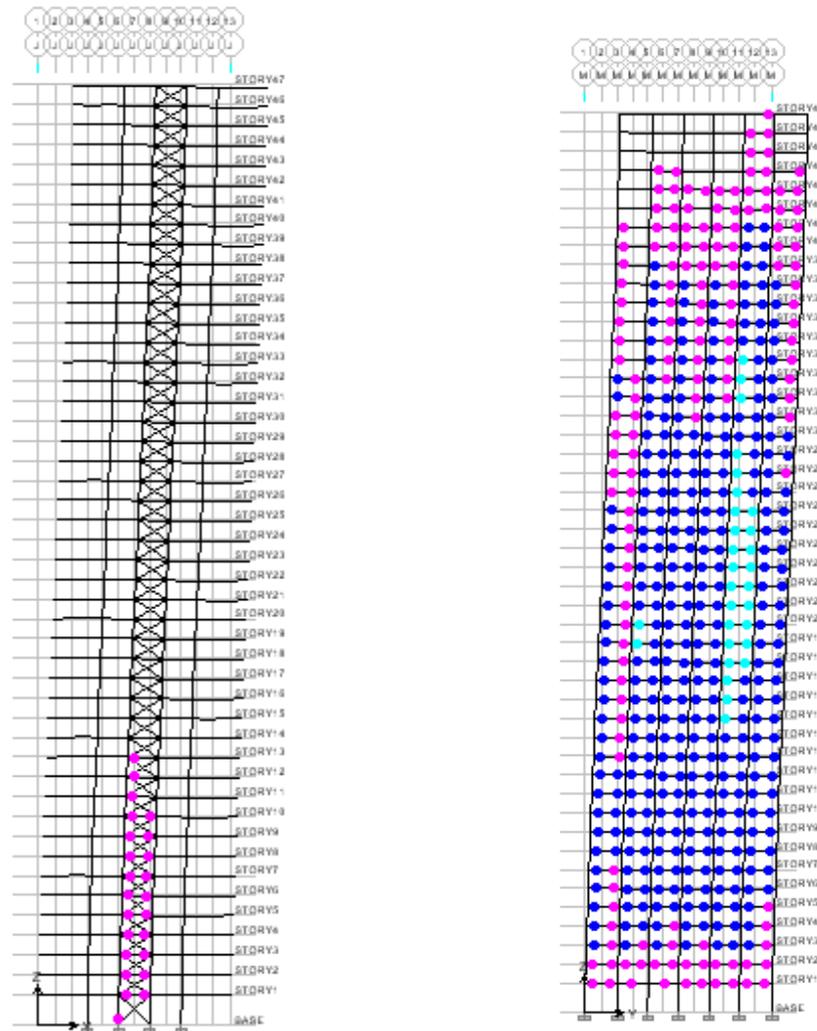
Gambar 5.4 Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 6 dengan perpindahan sebesar 1,668 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban merata tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

- Sumbu Y

Model non-TO

Pushover beban ragam getar tinggi step 6 (1,764 m)



a. Bresing

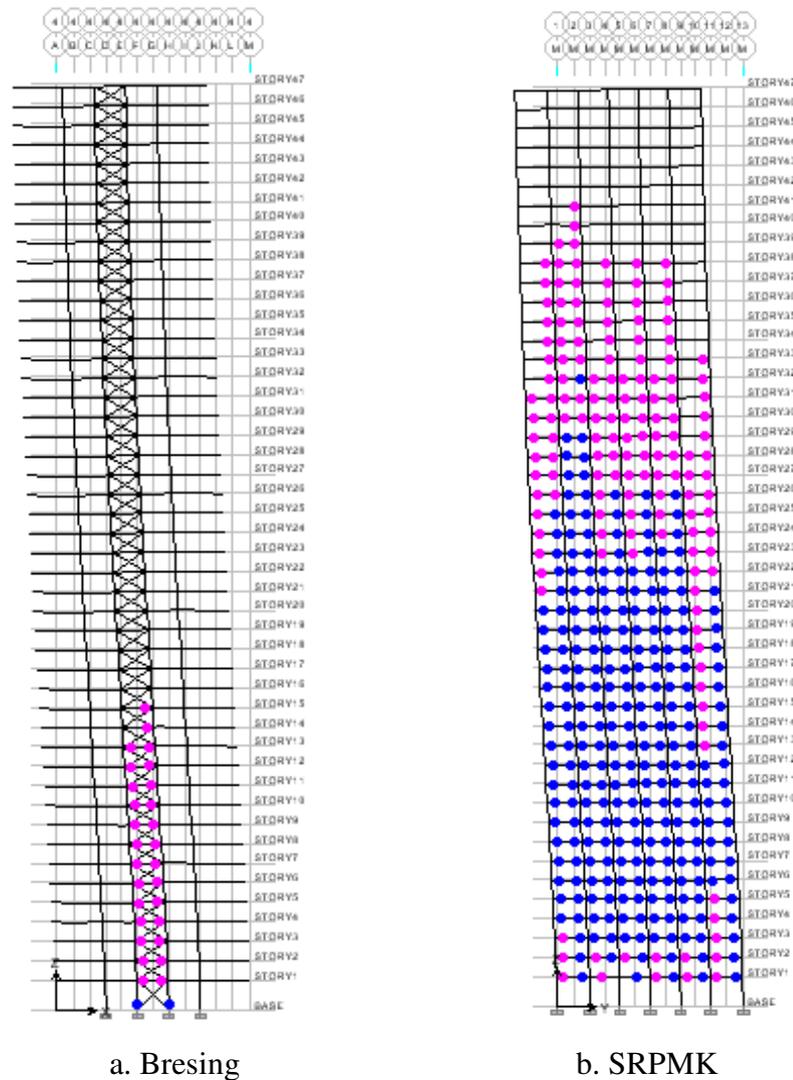
b. SRPMK

Gambar 5.5 Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model non-TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 6 dengan perpindahan sebesar 1,764 m, kinerja yang diperlihatkan

struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban ragam getar tinggi, tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Pushover beban merata step 6 (1,69 m)

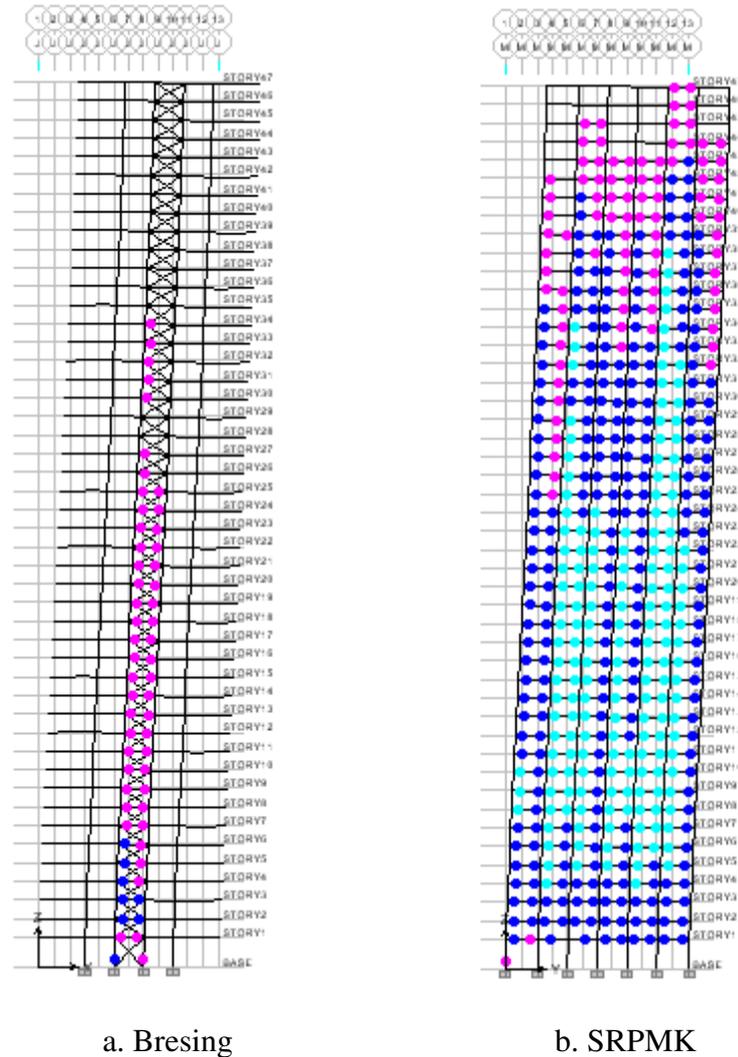


Gambar 5.6 Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model non-TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 6 dengan perpindahan sebesar 1,69 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban merata, tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Model TO

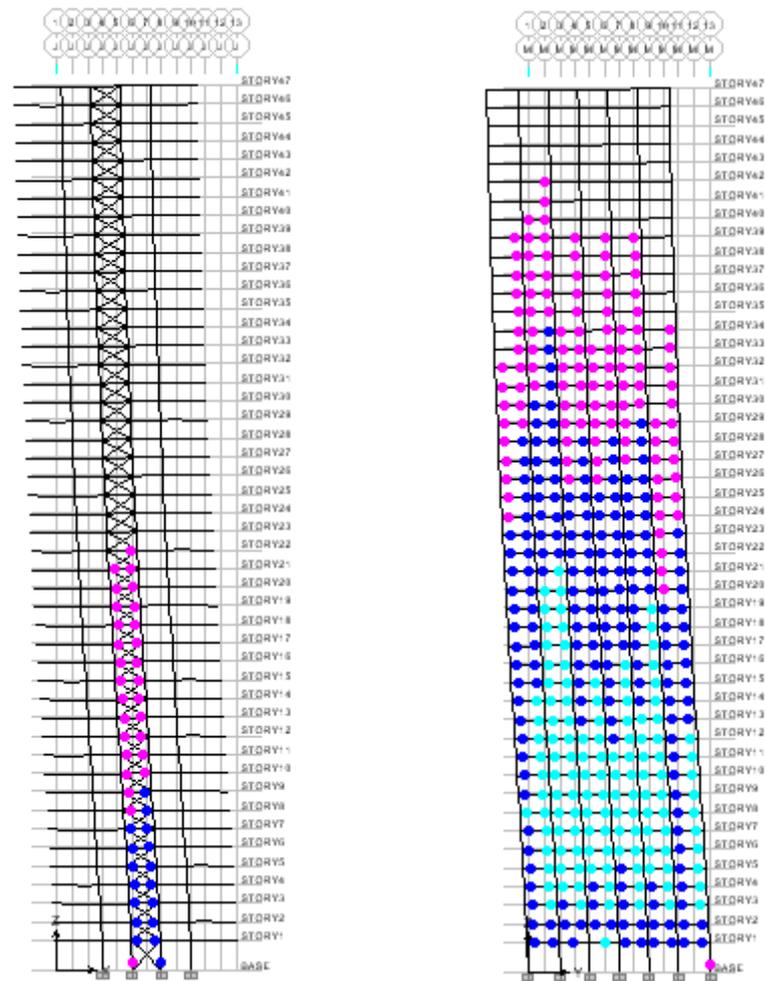
Pushover beban ragam getar tinggi step 7 (2 m)



Gambar 5.7 Distribusi sendi plastis pola beban ragam getar tinggi pada model TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 7 dengan perpindahan sebesar 2 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban ragam getar tinggi, tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

Pushover beban merata step 6 (1,675 m)



a. Bresing

b. SRPMK

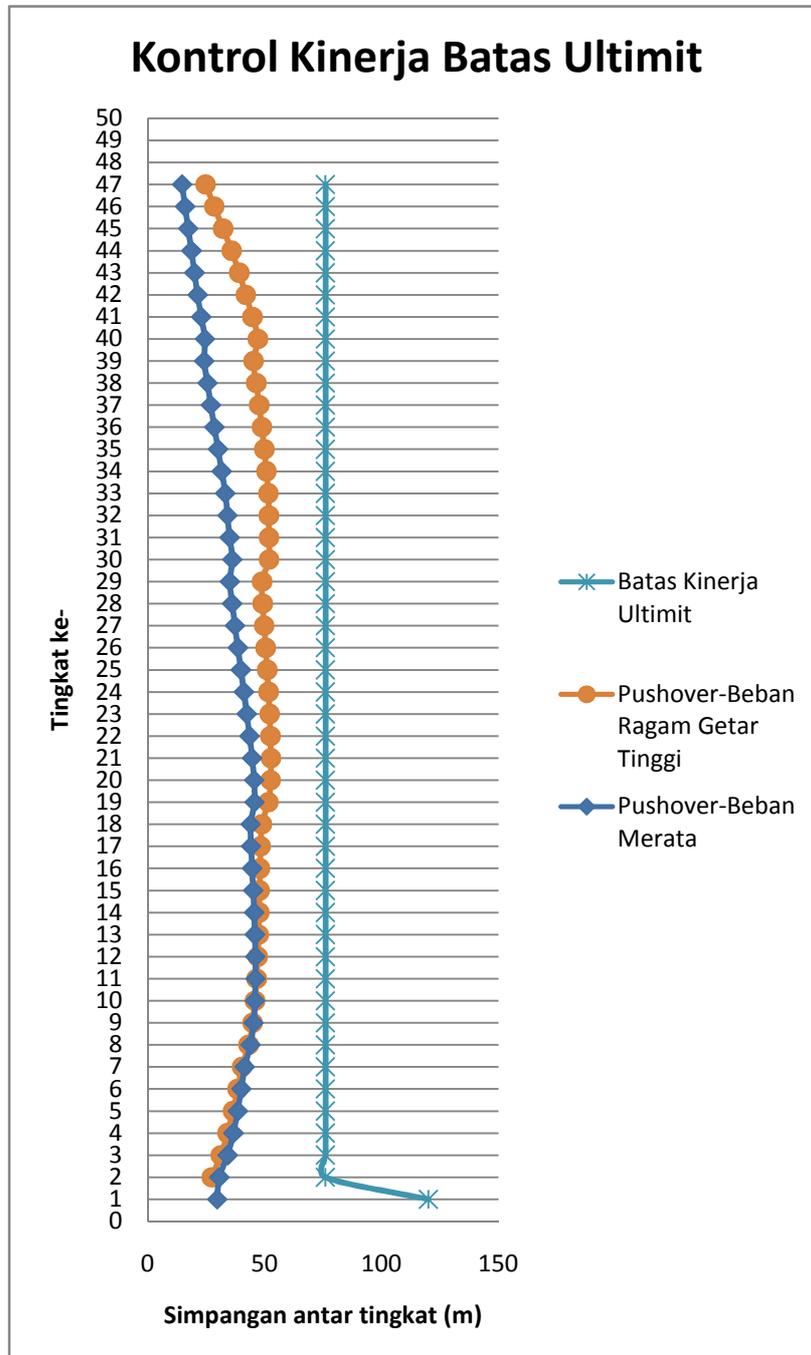
Gambar 5.8 Distribusi sendi plastis pola beban merata pada model TO

Berdasarkan gambar output ETABS, sendi plastis yang terlihat pada step 6 dengan perpindahan sebesar 1,675 m, kinerja yang diperlihatkan struktur ketika memikul gempa kuat dengan pola beban merata, tidak ada yang melewati batas *Life Safety* (LS).

5.10 Kontrol Kinerja Batas Ultimit pada Target Perpindahan

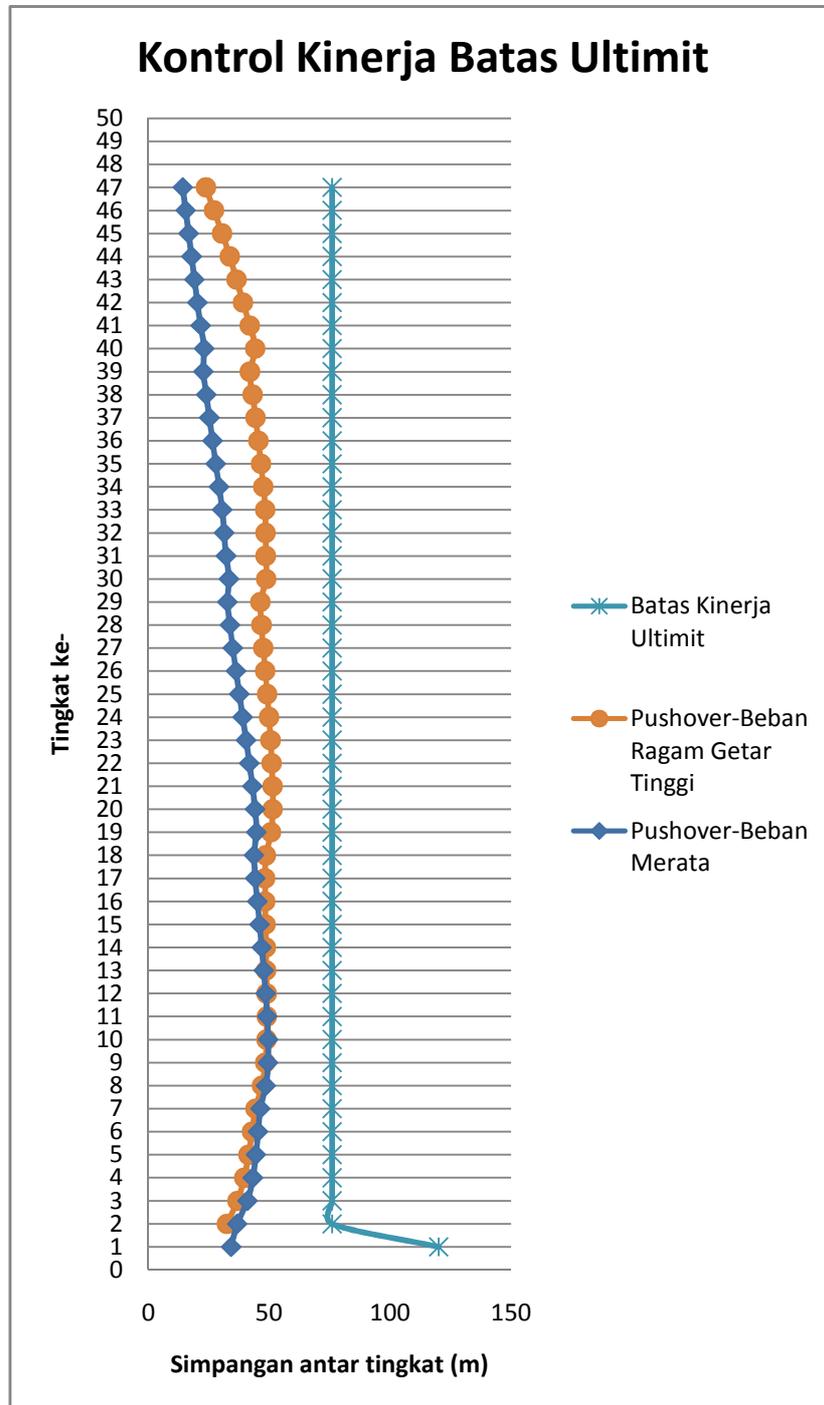
Model non-TO

Grafik 5.18 Kontrol kinerja batas ultimit pada target perpindahan



Model TO

Grafik 5.19 Kontrol kinerja batas ultimit pada target perpindahan



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

1. Menciptakan mekanisme keruntuhan yang aman guna meningkatkan kapasitas tahan gempa gedung, dimana komponen diagonal bresing harus didisain tetap bekerja dalam kondisi elastis sedangkan sendi-sendi plastis terbentuk pada SRPMK beton ketika menerima gempa kuat, diperlukan proses iterasi menggunakan analisa non-linear, dalam penelitian ini menggunakan analisa pushover.
2. Disain SRPMK beton yang digunakan dalam penelitian ini pada kedua model struktur terdiri dari kolom berukuran 1 x 1 m dan balok 0,7 x 0,5 m pada tingkat dasar dengan panjang bentang dari as ke as kolom sebesar 6 m. Pada rangka bresing ukuran kolom yang digunakan pada tingkat dasar adalah 1,4 x 1,4 m dengan ukuran balok sebesar 0,7 x 0,5 m. Sedangkan komponen diagonal bresing yang digunakan adalah :

Tingkat ke-	F_{pu} (MPa)	Non-TO		TO	
		Ø Bresing (mm)	Gaya Prategang	Ø Bresing (mm)	Gaya Prategang
1	1050	4x Ø85	11746 KN	4x Ø75	3060 KN
2-7	1050	4x Ø85	11872 KN	4x Ø75	3085 KN
8-18	1050	4x Ø75	9254 KN	4x Ø65	2320 KN
19-29	1050	4x Ø65	5356 KN	4x Ø57	1784 KN
30-39	1050	4x Ø47	2349 KN	4x Ø47	1214 KN
40-47	1050	4x Ø40	1898 KN	4x Ø40	878 KN

3. Untuk berbagai kombinasi pembebanan pada kedua model, distribusi gaya geser dasar pada SRPMK beton adalah 27-32% sedangkan rangka bresing memikul 57-60%. Selanjutnya, SRPMK beton dianalisa secara terpisah dan mampu memikul sekurang-kurangnya 27-32% dari seluruh beban lateral sehingga kombinasi sistem struktur penahan beban lateral ini dapat dikategorikan sebagai sistem ganda.
4. Kondisi pasca leleh pada analisa pushover pola beban dorong yang mencakup distribusi gaya geser tingkat hingga ragam getar tinggi (disingkat sebagai *pola beban ragam getar tinggi*) untuk nilai perpindahan yang sama menghasilkan gaya geser dasar yang lebih kecil dibanding pola beban merata. Sehingga, pola beban ragam getar tinggi lebih menentukan pada penentuan duktilitas aktual struktur pada kasus ini.
5. Dari analisa pushover pada model non-TO, berdasarkan pola beban dorong yang lebih menentukan (ragam getar tinggi), duktilitas aktual (μ) sistem struktur adalah 5,93 (arah X) dan 5,9 (arah Y) dan faktor reduksi gempa aktualnya (R) menjadi 9,5 (arah X) dan 9,44 (arah Y).
6. Dari analisa pushover pada model TO, berdasarkan pola beban dorong yang lebih menentukan (pola ragam getar tinggi), duktilitas aktual (μ) sistem struktur adalah 6 (arah X) dan 5,93 (arah Y) dan faktor reduksi gempa aktualnya (R) menjadi 9,6 (arah X) dan 9,49 (arah Y).
7. Duktilitas (μ) sebesar 4,6 dan faktor reduksi gempa struktur (R) = 7,5 yang digunakan pada penelitian ini sudah tepat.
8. Hasil analisa struktur menunjukkan bahwa ketika menerima gempa kuat atau ketika mencapai target peralihan yang dihitung berdasarkan FEMA 356, struktur SRPMK beton dan rangka bresing baja prategang pada kedua model yang didisain masih memiliki taraf kinerja *Life Safety* (LS). Hal ini menunjukkan bahwa struktur yang didisain sudah memenuhi syarat kinerja yang ditetapkan sebagai fungsi perkantoran.

9. Memodelkan komponen diagonal bresing menjadi hanya dapat memikul tarik dan tidak berfungsi ketika gaya aksial tekan akibat gempa kuat lebih besar dari gaya prategang (model TO) menghasilkan dimensi komponen diagonal bresing yang lebih ekonomis dan gaya prategang yang jauh lebih kecil tanpa mengurangi kinerja dari struktur itu sendiri.

6.2 Saran

Berdasarkan pengerjaan penelitian ini, saran-saran yang dapat saya berikan untuk penelitian lebih lanjut antara lain :

1. Penggunaan kolom dan balok komposit pada *core* struktur bangunan seharusnya digunakan agar memudahkan dalam proses sambungan bresing baja prategang. Programs ETABS yang digunakan pada penelitian ini tidak dapat memberikan properti sendi plastis pada kolom yang dimodelkan sebagai komposit. Untuk pengembangan studi lebih lanjut agar dapat mencari solusi dalam permodelan kolom dan balok komposit yang dapat memberikan properti sendi plastis ketika dilakukan analisa *pushover*.
2. Penelitian lebih lanjut dapat dilakukan menggunakan objek bangunan tinggi dengan bentuk dan karakteristik yang berbeda. Seperti menggunakan objek bangunan tinggi fungsi hunian (apartemen) yang mana memiliki karakteristik berbeda dibandingkan pada fungsi perkantoran yang cenderung berbentuk persegi.
3. Untuk memodelkan komponen diagonal bresing hanya dapat memikul tarik (model TO) memerlukan pengecekan yang lebih lanjut apakah komponen diagonal bresing memang benar berperilaku demikian ketika diaplikasikan. Pada penelitian ini, walaupun ratio kelangsingan bresing yang terbesar adalah 378, penggunaan alat bantu "*special device*" diperlukan pada aplikasinya di lapangan guna memastikan komponen diagonal bresing tidak tertekan dan tertekuk ketika beban aksial tekan

akibat gempa kuat yang diterima lebih besar dari gaya prategang yang diberikan.

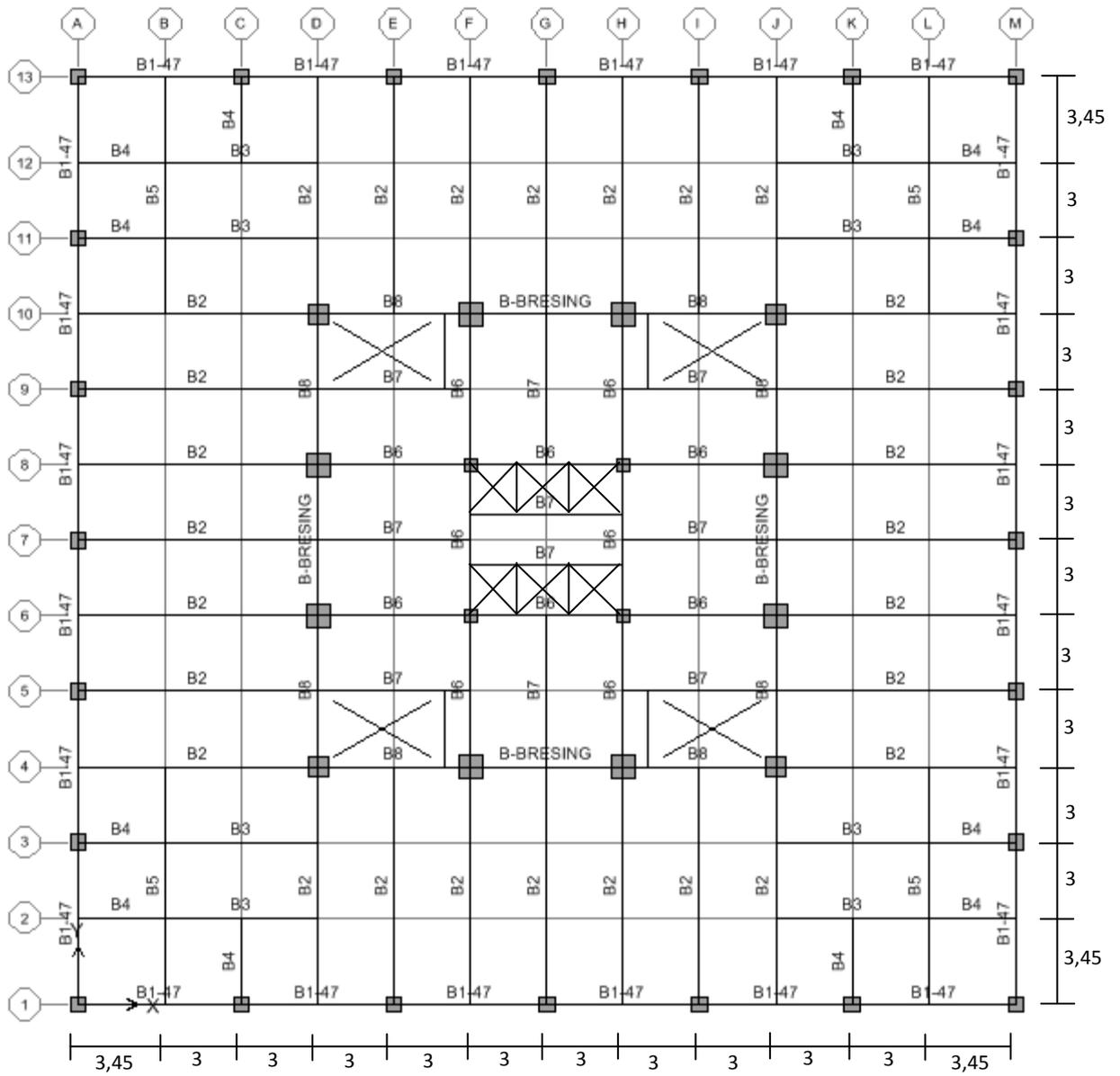
4. Penelitian lebih lanjut dapat dilakukan pada model TO dengan menggunakan kabel baja prategang sebagai komponen diagonal bresing yang mana memiliki kuat tarik yang jauh lebih tinggi dengan luas penampang yang jauh lebih kecil pula. Sehingga diharapkan komponen diagonal bresing yang dimodelkan hanya dapat memikul gaya tarik dapat teraplikasikan dengan benar.

DAFTAR REFERENSI

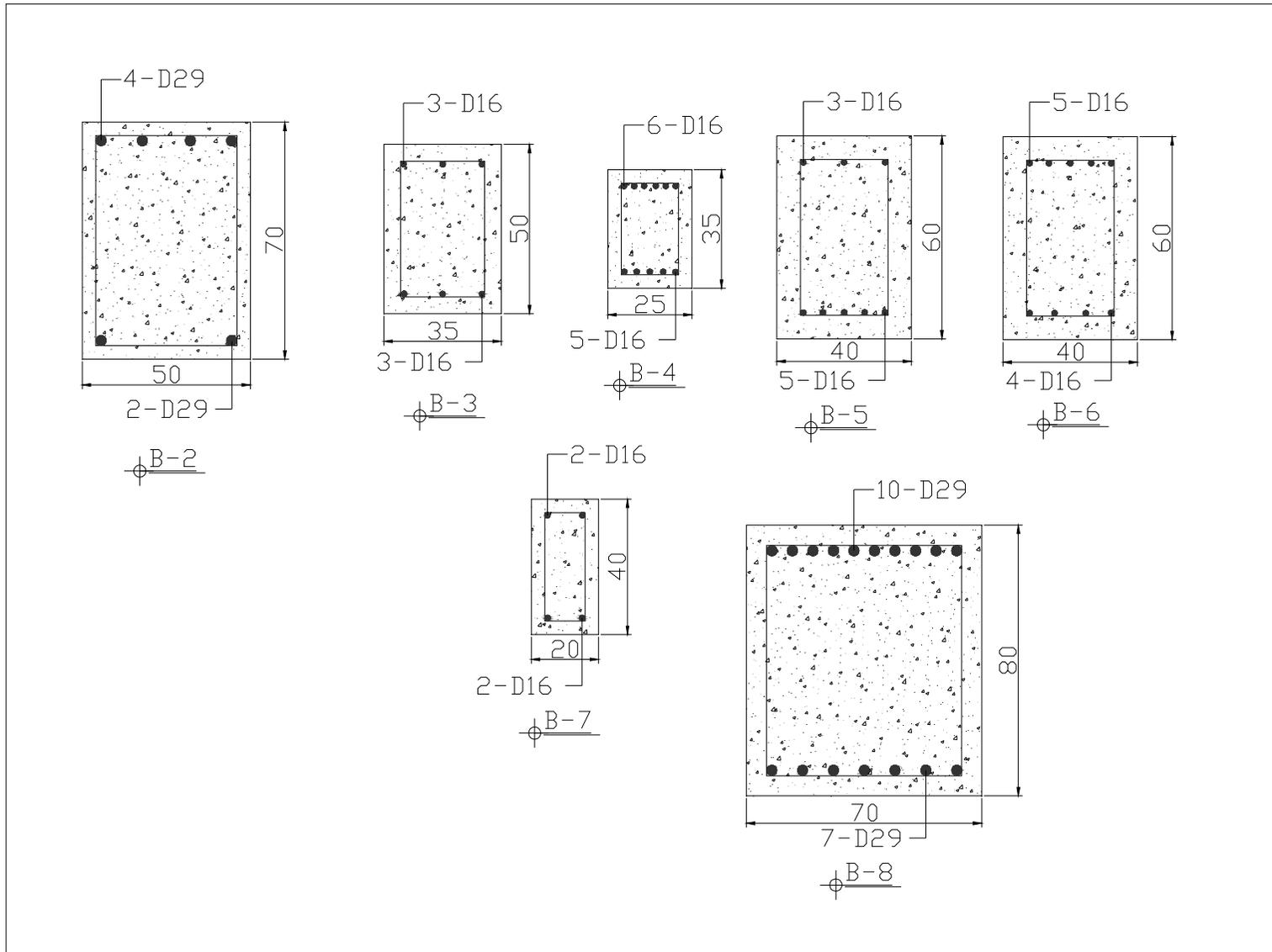
- [1]. Ali, M. M., & Moon, K. 2007. *Structural Developments in Tall Building: Current Trends and Future Prospects*. University of Sydney.
- [2]. Applied Technology Council. 2010. *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. PEER Report 2010/111.
- [3]. ASCE. 2000. *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Washington DC.
- [4]. Boggs, D. 1995. *Acceleration Indexes for Human Comfort in Tall Buildings-Peak or RMS?*. CTBUH Monograph Chpt.13 : Motion Perception Tolerance and Mitigations 1997.
- [5]. CTBUH. www.ctbuh.org/Portals/0/Tallest/CTBUH_Tallest Indonesia.pdf
- [6]. Canney, N, et al. *Performance of Concentrically Braced Frames under Cyclic Loading*.
- [7]. Chopra, A. K., & Goel, R. K. *Modal Pushover Analysis of SAC Buildings*. Berkeley, California.
- [8]. Committee 3 CTBUH. 1995. *Structural Systems for Tall Buildings*. Singapore : McGraw Hill.
- [9]. Ginsar, I. M., & Lumantarna, B. *Seismic Performance Evaluation of Building with Pushover Analysis*. Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- [10]. Jayachandran, P. 2009. *Design of Tall building: Preliminary Design and Optimization*. In National Workshop on High-rise and Tall Buildings, University of Hyderabad, India.
- [11]. Khaloo, A. R., & Mohseni, M. M. 2008. *Nonlinear Seismic Behavior of RC Frames with RC Braces*. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 9, No. 6, Pages 577-592.
- [12]. Paulino, M. R. 2010. *Preliminary Design of Tall Buildings*. Thesis of Worcester Polytechnic Institute.

- [13]. *Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG)*.1987.
- [14]. Pranata, Y. H. 2006. *Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Pushover Analysis (Sesuai ATC-40, FEMA 356 dan FEMA 440)*. Universitas Kristen Maranatha, Bandung.
- [15]. Schueller, W. 1976. *Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*.
- [16]. SEAOC. 1999. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Seismology Comitte, SEAOC.
- [17]. Sev, A. *Integrating Architecture and Structural Form in Tall Buildings*. Mimar Sinan University, Turkey.
- [18]. Sev, A.,& Ozgen, A. 2009. *Space Efficiency in High-rise Office Building*. METU JFA 2009/2 (26:2) 69-89.
- [19]. Sheth, A. 2008. *Effect of Perimeter Frames in Seismic Performance of Tall Concrete Buildings with Shear Wall Core and Flat Slab System*. World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [20]. Smith, B. S.,& Coull, A. 1991. *Tall Building Structures: Analysis and Design*.
- [21]. SNI 03-1726-2002 : *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung*
- [22]. Sung-Woo Shin et al. 2004. *An Evaluation on the Economics of Structural Floor System of Super Tall Buildings*. CTBUH 2004, October 10-13, Seoul, Korea.
- [23]. Taranath, B. S. 1998. *Steel, Concrete & Composite Design of Tall buildings*.
- [24]. Taranath, B. S. 2005. *Wind and Eartquake Resistant Buildings: Structural Analysis and Design*.
- [25]. Urs, A. 2002. *Stability Analysis of Frame Tube Tall Buildings*. Thesis of Department of Civil and Environmental Engineering, Worcester Polytechnic Institute, Worchester, MA.

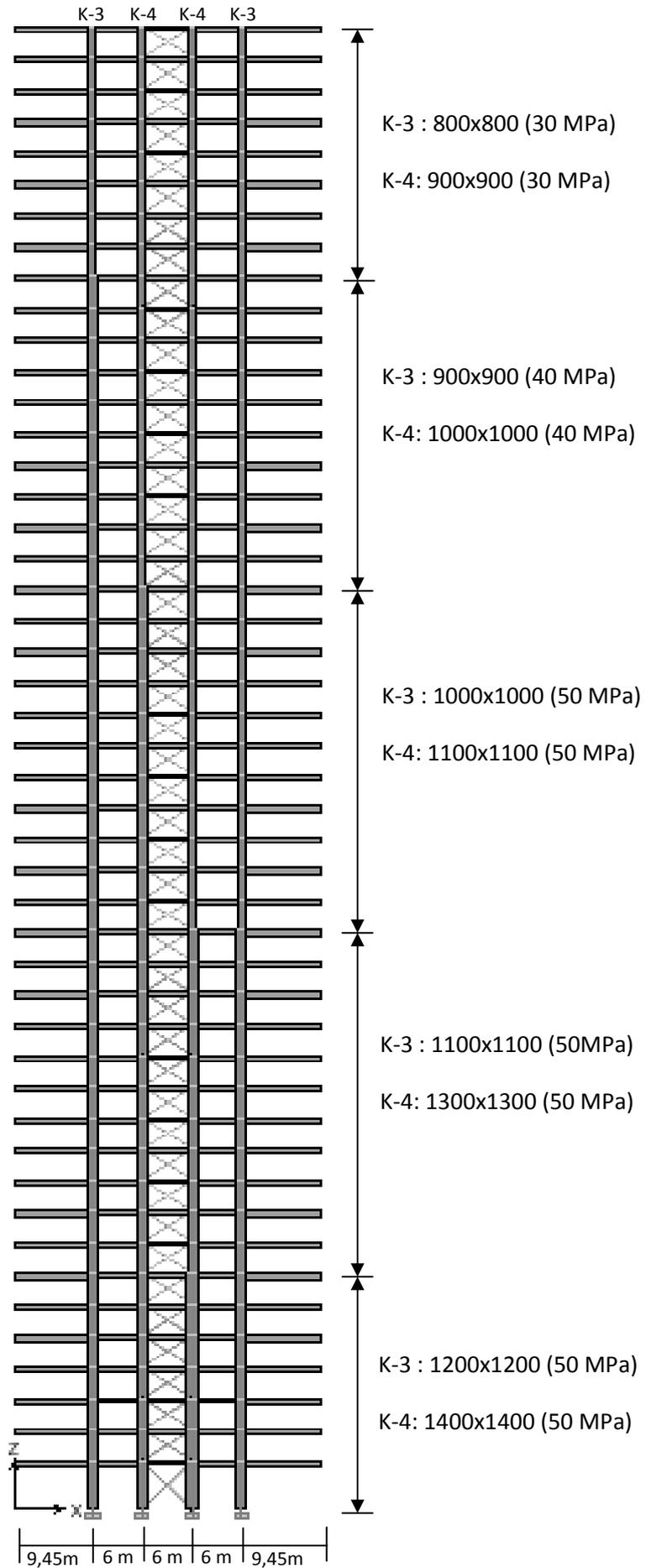
Lampiran 1 : Denah Struktur Bangunan



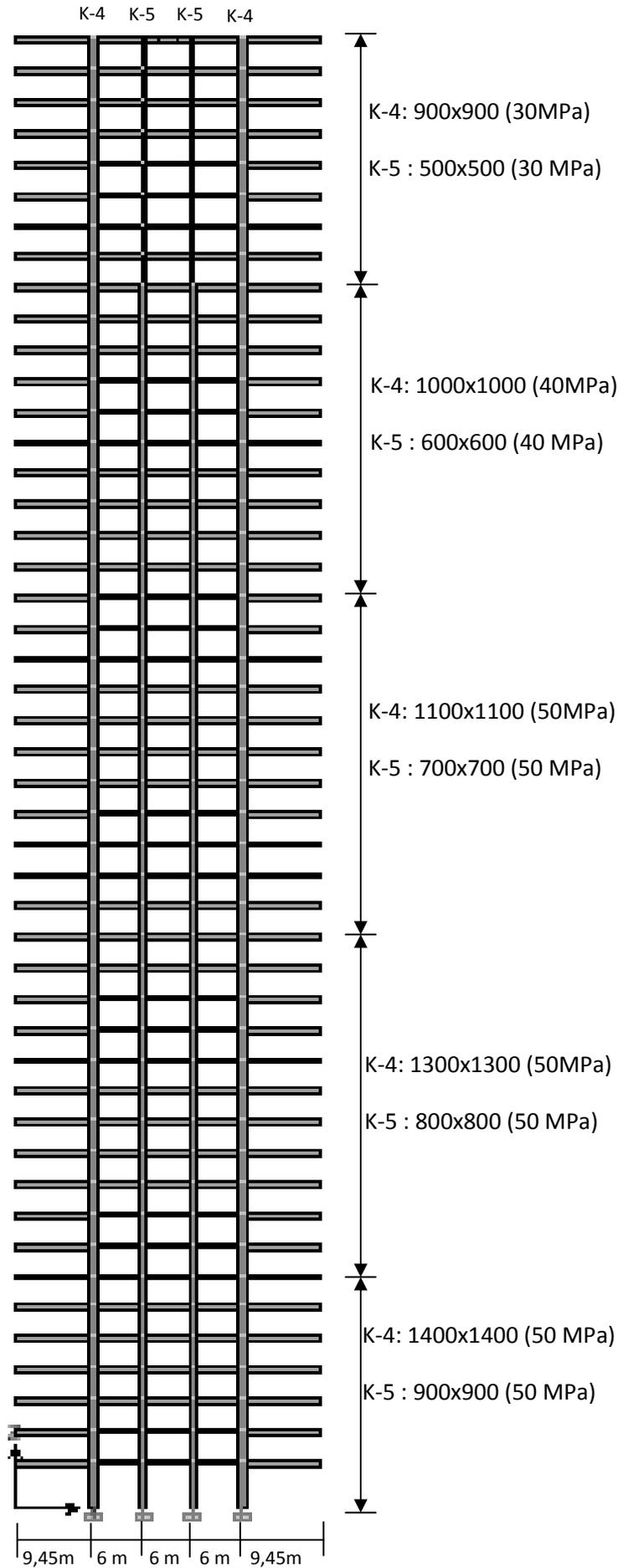
Lampiran 2 : Disain Penulangan Balok



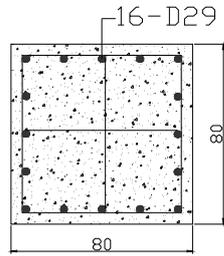
Lampiran 4 : Gambar Potongan As-D



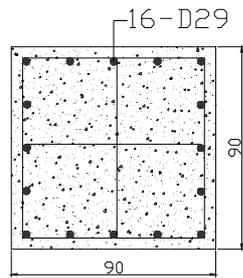
Lampiran 5 : Gambar Potongan As-F



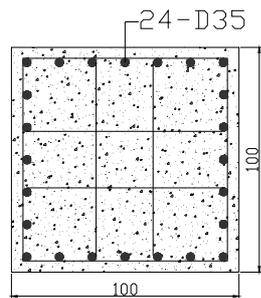
K-3



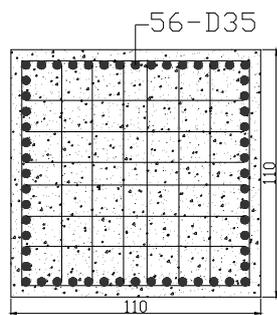
Lt.40 s/d 47



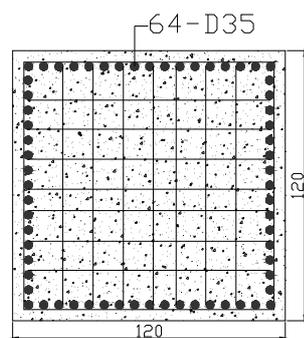
Lt.30 s/d 39



Lt.19 s/d 29

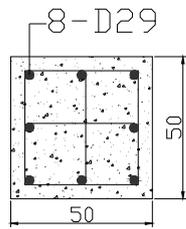


Lt.8 s/d 18

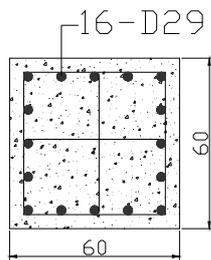


Lt.1 s/d 7

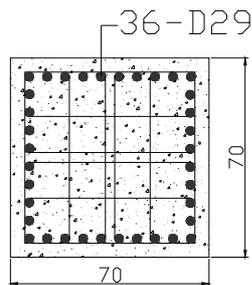
K-5



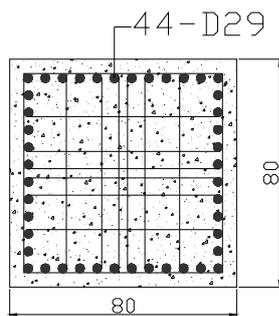
Lt.40 s/d 47



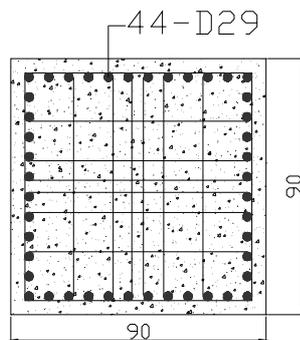
Lt.30 s/d 39



Lt.19 s/d 29



Lt.8 s/d 18



Lt.1 s/d 7

Lampiran 8 : Output Pushover Curve
model non-TO sumbu X

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV Units:N-mm Juni 10, 2011 10:14 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH2

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	3,733E-04	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	300,0004	9550850,0000	6000	14	0	0	0	0	0	0	6014
2	520,6609	16575846,0000	5390	624	0	0	0	0	0	0	6014
3	827,1399	25283124,0000	5134	818	62	0	0	0	0	0	6014
4	1140,1069	32893328,0000	5000	622	392	0	0	0	0	0	6014
5	1451,7340	40147292,0000	4930	326	664	94	0	0	0	0	6014
6	1787,6010	47817040,0000	4868	248	566	332	0	0	0	0	6014
7	2101,0427	54729244,0000	4792	236	376	610	0	0	0	0	6014
8	2402,7671	61261232,0000	4727	249	228	810	0	0	0	0	6014
9	2721,2954	67749328,0000	4723	245	222	814	0	10	0	0	6014
10	2758,3074	68491656,0000	4723	233	226	798	0	0	34	0	6014
11	2758,3088	67587048,0000	4723	231	226	798	0	2	34	0	6014
12	2766,6396	67796128,0000	4723	231	226	796	0	2	36	0	6014
13	2766,6667	67732784,0000	4723	231	226	796	0	0	38	0	6014
14	2766,6938	67680528,0000	4719	233	211	811	0	2	38	0	6014
15	2817,1013	68803320,0000	4716	234	211	813	0	0	40	0	6014
16	2817,1289	68736240,0000	4716	234	207	813	0	4	40	0	6014
17	2824,1609	68888688,0000	4714	228	197	803	0	2	70	0	6014
18	2500,3601	57702004,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban dorong ragam getar tinggi untuk model non-TO sumbu X

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV Units:N-mm Juni 10, 2011 10:15 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH3

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	3,733E-04	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	-299,9996	-13863483,0000	6004	10	0	0	0	0	0	0	6014
2	-429,2041	-19834234,0000	5440	574	0	0	0	0	0	0	6014
3	-734,1581	-32303824,0000	5232	666	116	0	0	0	0	0	6014
4	-1039,7765	-43190820,0000	5128	406	480	0	0	0	0	0	6014
5	-1348,6499	-53695916,0000	5056	282	536	140	0	0	0	0	6014
6	-1655,8964	-63601492,0000	4973	261	334	446	0	0	0	0	6014
7	-1974,3097	-73372640,0000	4961	261	300	492	0	0	0	0	6014
8	-2025,3706	-74878896,0000	4961	261	300	492	0	0	0	0	6014
9	-2019,4152	-74611016,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban merata untuk model non-TO sumbu X

Lampiran 9 : Output Pushover Curve
model non-TO sumbu Y

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2 Units:N-mm Juni 9, 2011 16:32 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH5

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-3,884E-06	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	-300,0000	-14204132,0000	6002	12	0	0	0	0	0	0	6014
2	-434,4412	-20569530,0000	5443	571	0	0	0	0	0	0	6014
3	-742,3492	-33423386,0000	5230	646	138	0	0	0	0	0	6014
4	-1058,8966	-45053504,0000	5123	361	530	0	0	0	0	0	6014
5	-1394,6176	-56784712,0000	5051	276	508	179	0	0	0	0	6014
6	-1696,2170	-66828284,0000	4981	256	304	473	0	0	0	0	6014
7	-1998,4607	-76264496,0000	4938	254	252	569	0	1	0	0	6014
8	-2176,9277	-81607816,0000	4938	253	253	569	0	0	1	0	6014
9	-2164,0037	-80983568,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban dorong ragam getar tinggi untuk model non-TO sumbu Y

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2 Units:N-mm Juni 9, 2011 16:34 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH4

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-3,884E-06	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	300,0000	9793220,0000	6002	12	0	0	0	0	0	0	6014
2	534,0037	17432056,0000	5376	638	0	0	0	0	0	0	6014
3	839,2349	26252172,0000	5143	821	50	0	0	0	0	0	6014
4	1148,7483	34040332,0000	5010	562	442	0	0	0	0	0	6014
5	1458,8743	41535904,0000	4942	350	664	58	0	0	0	0	6014
6	1764,9122	48793856,0000	4866	263	565	320	0	0	0	0	6014
7	2082,1440	56065944,0000	4778	256	352	628	0	0	0	0	6014
8	2420,5208	63559444,0000	4698	277	228	811	0	0	0	0	6014
9	2725,1287	69923672,0000	4673	283	205	847	0	6	0	0	6014
10	2832,2141	72112496,0000	4665	285	204	844	0	2	14	0	6014
11	2832,2341	71599048,0000	4665	284	203	846	0	0	16	0	6014
12	2832,2625	71522912,0000	4662	284	200	848	0	4	16	0	6014
13	2837,2798	72108936,0000	4636	273	211	845	0	0	29	0	6014
14	2837,2947	71511728,0000	4653	276	210	844	0	2	29	0	6014
15	2865,4653	71709824,0000	4651	268	213	846	0	0	36	0	6014
16	2865,4861	71253368,0000	4648	268	207	853	0	2	36	0	6014
17	2889,5339	71828872,0000	4648	265	196	850	0	2	53	0	6014
18	1530,8141	27862330,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban merata untuk model non-TO sumbu Y

Lampiran 10 : Output Pushover Curve model TO sumbu X

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2-TENS ONLYIV-X Units:N-mm Juni 19, 2011 12:42 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH3

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	3,545E-04	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	300,0004	9472831,0000	5994	20	0	0	0	0	0	0	6014
2	525,2555	16585522,0000	5372	642	0	0	0	0	0	0	6014
3	837,6750	25233662,0000	5118	852	44	0	0	0	0	0	6014
4	1145,7908	32342414,0000	4982	578	454	0	0	0	0	0	6014
5	1468,7223	39363668,0000	4900	352	692	70	0	0	0	0	6014
6	1771,1759	45695976,0000	4840	278	548	348	0	0	0	0	6014
7	2081,3577	52051484,0000	4783	245	344	642	0	0	0	0	6014
8	2400,8008	58446188,0000	4738	219	237	820	0	0	0	0	6014
9	2727,5193	64816900,0000	4728	216	222	842	0	6	0	0	6014
10	2810,2859	66396388,0000	4728	205	227	842	0	2	10	0	6014
11	2810,2524	66124584,0000	4728	205	225	844	0	0	12	0	6014
12	2810,2629	66061972,0000	4728	201	225	846	0	2	12	0	6014
13	2826,2949	66418956,0000	4727	200	227	844	0	2	14	0	6014
14	2826,2996	66342344,0000	4727	200	227	844	0	0	16	0	6014
15	2826,3015	66289288,0000	4725	202	227	842	0	2	16	0	6014
16	2833,1423	66447912,0000	4723	204	227	840	0	0	20	0	6014
17	2833,1082	66313292,0000	4719	208	219	846	0	2	20	0	6014
18	2850,8665	66687920,0000	4715	212	219	846	0	0	22	0	6014
19	2850,8596	66619528,0000	4715	208	223	845	0	1	22	0	6014
20	2858,8223	66789484,0000	4715	200	231	840	0	0	28	0	6014
21	2733,3645	62786364,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban dorong ragam getar tinggi untuk model TO sumbu X

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2-TENS ONLYIV-X Units:N-mm Juni 19, 2011 12:41 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH2

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	3,545E-04	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	-299,9996	-13654330,0000	6004	10	0	0	0	0	0	0	6014
2	-424,6367	-19327120,0000	5432	582	0	0	0	0	0	0	6014
3	-732,9119	-31350712,0000	5236	630	148	0	0	0	0	0	6014
4	-1035,5450	-41322032,0000	5122	394	498	0	0	0	0	0	6014
5	-1342,1565	-50830332,0000	5050	290	444	230	0	0	0	0	6014
6	-1668,9723	-60577068,0000	4977	261	306	470	0	0	0	0	6014
7	-1969,6056	-69226016,0000	4910	229	265	610	0	0	0	0	6014
8	-2288,2598	-77529368,0000	4882	235	267	628	0	2	0	0	6014
9	-2382,0007	-79765568,0000	4882	231	271	626	0	0	4	0	6014
10	-2382,0176	-79495288,0000	4882	231	267	628	0	2	4	0	6014
11	-2387,2083	-79649288,0000	4882	228	270	628	0	0	6	0	6014
12	-2387,2324	-79570696,0000	4878	232	268	626	0	4	6	0	6014
13	-2398,4729	-79854624,0000	4878	232	268	626	0	0	10	0	6014
14	-2398,4976	-79736648,0000	4878	230	270	624	0	2	10	0	6014
15	-2403,4578	-79875080,0000	4878	230	270	624	0	0	12	0	6014
16	-2403,4829	-79785864,0000	4876	226	260	632	0	8	12	0	6014
17	-2432,7986	-80471368,0000	4876	222	264	632	0	0	20	0	6014
18	-2432,8247	-80297920,0000	4876	222	262	632	0	2	20	0	6014
19	-2438,5869	-80457688,0000	4876	222	262	632	0	0	22	0	6014
20	-2438,6128	-80352888,0000	4876	220	264	630	0	2	22	0	6014
21	-2441,5901	-80438656,0000	4876	218	264	632	0	0	24	0	6014
22	-2441,6160	-80336776,0000	4876	218	264	630	0	2	24	0	6014
23	-2446,2734	-80478376,0000	4876	218	261	633	0	0	26	0	6014
24	-2446,2996	-80372112,0000	4876	214	263	633	0	2	26	0	6014
25	-2457,4885	-80670960,0000	4876	214	263	631	0	2	28	0	6014
26	-2457,5146	-80571672,0000	4876	214	263	631	0	0	30	0	6014
27	-2457,5408	-80490696,0000	4876	214	263	629	0	2	30	0	6014
28	-2467,8176	-80774840,0000	4876	214	263	627	0	2	32	0	6014
29	-2467,8433	-80678992,0000	4876	214	263	627	0	0	34	0	6014
30	-2467,8696	-80578112,0000	4876	214	261	627	0	2	34	0	6014
31	-2482,1294	-80980528,0000	4876	214	261	627	0	0	36	0	6014
32	-2482,1545	-80929488,0000	4876	212	259	627	0	4	36	0	6014
33	-2490,9236	-81146712,0000	4876	212	259	627	0	0	40	0	6014
34	-2490,9504	-81029576,0000	4876	212	257	627	0	2	40	0	6014
35	-2495,9246	-81163400,0000	4876	212	257	625	0	2	42	0	6014
36	-2495,9504	-81089376,0000	4876	212	255	627	0	0	44	0	6014
37	-2495,9763	-81023016,0000	4874	214	255	625	0	2	44	0	6014
38	-2501,5886	-81190808,0000	4874	214	255	625	0	0	46	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban merata untuk model TO sumbu

X

Lampiran 11 : Output Pushover Curve
model TO sumbu Y

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2-TENS ONLYIV Units:N-mm Juni 18, 2011 21:23 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH3

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-1,639E-05	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	300,0000	9714137,0000	5996	18	0	0	0	0	0	0	6014
2	536,3356	17366800,0000	5369	645	0	0	0	0	0	0	6014
3	841,3561	25968962,0000	5137	841	36	0	0	0	0	0	6014
4	1142,6191	33175546,0000	4990	566	458	0	0	0	0	0	6014
5	1456,9247	40283868,0000	4910	357	705	42	0	0	0	0	6014
6	1757,9138	46840448,0000	4847	282	543	342	0	0	0	0	6014
7	2066,1772	53403108,0000	4775	254	353	632	0	0	0	0	6014
8	2379,0388	59894100,0000	4729	226	252	807	0	0	0	0	6014
9	2708,9011	66496564,0000	4678	239	234	855	0	8	0	0	6014
10	2894,8972	70087376,0000	4677	232	241	854	0	0	10	0	6014
11	2893,7195	69775464,0000	4677	229	244	852	0	2	10	0	6014
12	2901,6257	69956912,0000	4674	230	244	854	0	0	12	0	6014
13	2901,5994	69861024,0000	4673	231	242	854	0	2	12	0	6014
14	2907,7520	70000088,0000	4670	234	242	854	0	0	14	0	6014
15	2907,7207	69921640,0000	4664	236	245	853	0	2	14	0	6014
16	2921,3225	70208392,0000	4658	235	252	853	0	0	16	0	6014
17	2921,2864	70109936,0000	4652	238	249	855	0	4	16	0	6014
18	2947,3496	70631384,0000	4652	236	248	855	0	3	20	0	6014
19	2947,3145	70497848,0000	4649	239	247	855	0	1	23	0	6014
20	2947,3335	70380848,0000	4647	240	248	854	0	1	24	0	6014
21	2947,3586	70287600,0000	4645	215	254	855	0	1	44	0	6014
22	2419,1843	53026512,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban dorong ragam getar tinggi
untuk model TO sumbu Y

ETABS v9.6.0 File:PUSHOVER-FINAL-REV2-TENS ONLYIV Units:N-mm Juni 18, 2011 21:14 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSH2

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-1,639E-05	0,0000	6014	0	0	0	0	0	0	0	6014
1	-300,0000	-13991423,0000	6002	12	0	0	0	0	0	0	6014
2	-428,7620	-19996630,0000	5441	573	0	0	0	0	0	0	6014
3	-732,4910	-32104888,0000	5240	612	162	0	0	0	0	0	6014
4	-1040,1512	-42586700,0000	5126	388	500	0	0	0	0	0	6014
5	-1356,0881	-52721224,0000	5054	292	414	254	0	0	0	0	6014
6	-1676,6046	-62615952,0000	4985	255	295	479	0	0	0	0	6014
7	-1976,9391	-71538048,0000	4906	239	280	589	0	0	0	0	6014
8	-2286,5544	-79787568,0000	4892	226	265	625	0	6	0	0	6014
9	-2398,7031	-82488688,0000	4892	226	261	626	0	1	8	0	6014
10	-2398,7214	-82176616,0000	4892	225	262	626	0	0	9	0	6014
11	-2398,7461	-82057056,0000	4892	225	261	624	0	3	9	0	6014
12	-2405,1106	-82255640,0000	4892	219	264	627	0	0	12	0	6014
13	-2405,1350	-82130712,0000	4892	216	266	627	0	1	12	0	6014
14	-2410,0559	-82275392,0000	4892	215	265	629	0	0	13	0	6014
15	-2410,0789	-82199656,0000	4892	215	265	627	0	2	13	0	6014
16	-2414,9695	-82345056,0000	4892	213	267	627	0	0	15	0	6014
17	-2414,9934	-82260752,0000	4892	211	269	626	0	1	15	0	6014
18	-2423,6755	-82494704,0000	4892	211	269	625	0	1	16	0	6014
19	-2423,6995	-82398128,0000	4892	207	273	625	0	0	17	0	6014
20	-2423,7234	-82291832,0000	4892	207	272	624	0	2	17	0	6014
21	-2429,6494	-82486104,0000	4892	207	271	624	0	1	19	0	6014
22	-2429,6729	-82369856,0000	4892	207	271	623	0	1	20	0	6014
23	-2429,6965	-82267304,0000	4892	207	271	623	0	0	21	0	6014
24	-2429,7200	-82185928,0000	4892	207	270	622	0	2	21	0	6014
25	-2433,5112	-82313912,0000	4892	207	269	621	0	1	24	0	6014
26	-2433,5278	-82167704,0000	4892	207	269	620	0	1	25	0	6014

Output ETABS untuk pushover curve pola beban merata untuk model TO
sumbu Y

Lampiran 12 : Tabel nilai C_0 dan C_1
FEMA 356

Table 3-2 Values for Modification Factor C_0 ¹

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Table 3-3 Values for Modification Factor C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second ³		$T \geq T_S$ second ³	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.
2. All frames not assigned to Framing Type 1.
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

Lampiran 13 : Kontrol Kapasitas Kuat
Tekan Balok Bresing

Asumsi rangka bresing bekerja bersama-sama dengan portal lainnya :

Kontrol ini dilakukan dengan menggunakan software ETABS. Pelat yang dimodelkan sebagai diafragma pada kedua model struktur dinon-aktifkan. Kemudian pada proses disain dan cek struktur pada ETABS, kombinasi pembebanan yang digunakan hanya menggunakan kombinasi 1 dan 2, yaitu kombinasi pembebanan tanpa beban lateral (gempa). ETABS kemudian akan secara otomatis melakukan pengecekan terhadap kapasitas kolom dan balok struktur, apakah memenuhi atau tidak.

Adapun contoh perhitungan manualnya adalah sebagai berikut :

Karena dimensi balok pada rangka bresing sama sepanjang tingkat bangunan, maka pengecekan akan dilakukan pada dua tingkat terbawah bangunan yang mana memiliki gaya prategang paling besar.

Dimensi balok bresing : 700 x 500 mm

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Tulangan atas : 10-D19 (2865 mm²)

Tulangan bawah : 6-D19 (1719 mm²)

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 25743 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,769$$

Kapasitas kuat tekan balok bresing :

$$0,85 \times 30 [(2865+1719) \times 7,769 + 700 \times 500] = 9833,14 \text{ kN.}$$

Beban aksial pada balok bresing akibat gaya prategang :

Tingkat 1 :

$$\text{Non-TO} = 7812 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

$$\text{TO} = 2116 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

Lampiran 13 : Kontrol Kapasitas Kuat
Tekan Balok Bresing

Tingkat 2 :

$$\text{Non-TO} = 8686 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

$$\text{TO} = 2387 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

Dari perhitungan diatas terlihat bahwa dimensi balok bresing yang telah didisain telah memenuhi kapasitas kuat tekan yang diperlukan untuk model non-TO maupun TO.

Asumsi rangka bresing bekerja sendiri :

Kontrol ini perlu dilakukan jika pada proses pemberian gaya prategang pada komponen diagonal bresing dilakukan dengan asumsi portal bresing masih bekerja sendiri pada proses konstruksi. Hal ini karena pada permodelan etabs, seluruh rangka portal telah bekerja bersama-sama, sehingga sebagian besar gaya aksial tekan dipikul oleh portal lainnya sebagai beban aksial tarik pada baloknya.

Karena dimensi balok pada rangka bresing sama sepanjang tingkat bangunan, maka pengecekan akan dilakukan pada dua tingkat terbawah bangunan yang mana memiliki gaya prategang paling besar.

Dimensi balok bresing : 700 x 500 mm

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Tulangan atas : 10-D19 (2865 mm²)

Tulangan bawah : 6-D19 (1719 mm²)

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 25743 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,769$$

Kapasitas kuat tekan balok bresing :

$$0,85 \times 30 [(2865+1719) \times 7,769 + 700 \times 500] = 9833,14 \text{ kN.}$$

Lampiran 13 : Kontrol Kapasitas Kuat
Tekan Balok Bresing

Beban aksial pada balok bresing akibat gaya prategang :

Tingkat 1 :

$$\text{Non-TO} = 2 \times 11746 \text{ kN} \times \cos 45 = 16610 \text{ kN} > 9833,14 \text{ kN}$$

$$\text{TO} = 2 \times 3060 \text{ kN} \times \cos 45 = 4326 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

Tingkat 2 :

$$\text{Non-TO} = 2 \times 11872 \text{ kN} \times (6/7,102) = 20058 \text{ kN} > 9833,14 \text{ kN}$$

$$\text{TO} = 2 \times 3060 \text{ kN} \times (6/7,102) = 5170,36 \text{ kN} < 9833,14 \text{ kN}$$

Dari perhitungan diatas terlihat bahwa dimensi balok bresing yang telah didisain tidak memenuhi kapasitas kuat tekan yang diperlukan untuk model non-TO. Sedangkan untuk model TO sudah memenuhi kuat tekan yang diperlukan. Sehingga diperlukan perkuatan yang lebih pada balok bresing model non-TO, misalnya dengan menggunakan balok komposit ataupun memperbesar dimensi balok.

Lampiran 14 : Perhitungan kelangsingan
bresing model TO

Tingkat ke-	\varnothing bresing	Panjang bresing (mm)	Kc	λ
1	75	8485,28	1	452,5483
2-7	75	7102,11	1	378,7792
8-18	65	7102,11	1	437,0529
19-29	57	7102,11	1	498,3937
30-39	47	7102,11	1	604,4349
40-47	40	7102,11	1	710,211