



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember



R.SS  
624.176 2  
Sud  
3 E - 1  

---

2009

**TUGAS AKHIR PS-1380**

## **EVALUASI KINERJA STRUKTUR DUAL SYSTEM ASYMMETRIC DENGAN PUSHOVER ANALYSIS DAN TIME HISTORY ANALYSIS**

SUDARTO  
NRP 3105 100 007

Dosen Pembimbing :

Ir. Kurdian Suprpto, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2009

<b>PERPUSTAKAAN I T S</b>	
<b>Tgl. Terima</b>	15-4-2009
<b>Terima Dari</b>	H
<b>No. Agenda Prp.</b>	470



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

**FINAL PROJECT PS-1380**

**PERFORMANCE EVALUATION OF DUAL SYSTEM  
ASYMMETRIC STRUCTURE USING PUSHOVER  
ANALYSIS AND TIME HISTORY ANALYSIS**

**SUDARTO**  
NRP 3105 100 007

Supervisor :

**Ir. Kurdian Suprpto, MS**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2009

**EVALUASI KINERJA STRUKTUR *DUAL SYSTEM*  
ASYMMETRIC DENGAN *PUSHOVER ANALYSIS* DAN  
*TIME HISTORY ANALYSIS***

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik

pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

Oleh :

**SUDARTO**

NRP. 3105 100 007

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :



**Ir. Kurdian Suprpto, MS**

SURABAYA, 23 MARET 2009

**EVALUASI KINERJA STRUKTUR *DUAL SYSTEM*  
ASYMMETRIC DENGAN *PUSHOVER ANALYSIS* DAN  
*TIME HISTORY ANALYSIS***

Nama Mahasiswa : SUDARTO  
NRP : 3105 100 007  
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS  
Dosen Konsultasi : Ir. Kurdian Suprpto, MS.

**Abstrak**

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa di negara Indonesia menjadi suatu hal yang sangat penting mengingat sebagian besar wilayah Indonesia terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Trend terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini adalah perencanaan berbasis kinerja (*Performance-Based Design*). Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek tahanan dan aspek layan.

Dalam studi ini satu buah gedung beton bertulang dengan sistem ganda tak simetris (*dual system asymmetric*) yang mempunyai konfigurasi tidak beraturan berdasarkan denah, bertingkat dua belas, berfungsi sebagai perkantoran, berada di wilayah gempa 6, tanah keras akan didesain sesuai dengan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002) dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002). Perilaku seismik struktur gedung ini akan dievaluasi dengan menggunakan analisa beban dorong statik (*Pushover Analysis*) dan analisa riwayat waktu (*Time History Analysis*).

Titik kinerja untuk analisa *pushover* dan analisa *time history* dapat dicari dengan berbagai metode yang terdapat di FEMA 356, ATC-40, FEMA 440 dan SNI 03-1726-2002.

Hasil studi menunjukkan analisa *pushover* menghasilkan daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) aktual dan faktor reduksi gempa (R) aktual yang



lebih kecil daripada  $\mu_m$  dan  $R_m$  sesuai SNI-03-1726-2002 sehingga analisis pushover cukup rasional untuk digunakan dalam menentukan daktilitas dan faktor R struktur gedung beton bertulang tidak beraturan.

Hasil studi menunjukkan titik kinerja dari FEMA 356 dan FEMA 440 menghasilkan *performance point* yang terbesar sedangkan yang terkecil diperoleh dari SNI-03-1726-2002.

Hasil evaluasi *performance-based design* menunjukkan bahwa struktur gedung yang ditinjau berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440 termasuk dalam tingkat kinerja *Life Safety* (LS) sehingga gedung memenuhi syarat kinerja yang ditetapkan karena untuk gedung dengan fungsi perkantoran taraf kinerja yang di ijinakan adalah *Life Safety*, sedangkan berdasarkan ATC-40 struktur gedung berada dalam taraf kinerja *Immediate Occupancy* (IO). Hasil analisis riwayat waktu menunjukkan *displacement* (peralihan) yang terjadi untuk gempa El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, dan Northridge 1994 belum melampaui target peralihan dari FEMA 356 dan FEMA 440, namun Gempa El Centro sudah melampaui target peralihan dari ATC-40 dan SNI 03-1726-2002. Secara keseluruhan baik hasil analisa oleh beban gempa riwayat waktu maupun oleh analisa pushover, drift antar tingkat yang terjadi masih lebih kecil atau belum melampaui kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002.

Studi kasus dengan beban gempa riwayat waktu El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, Northridge 1994 apabila dibandingkan dengan analisa pushover, secara umum hasil peralihan, drift, perbandingan *base shear Vs roof displacement* yang terjadi jauh lebih kecil, maka analisa pushover cukup rasional dan dapat diandalkan pada evaluasi perilaku seismik.

**Kata kunci** : sistem ganda tak simetris, *pushover analysis*, *time history analysis*, *performance-based design*, titik kinerja, daktilitas struktur.

**PERFORMANCE EVALUATION OF DUAL SYSTEM  
ASYMMETRIC STRUCTURE USING PUSHOVER  
ANALYSIS AND TIME HISTORY ANALYSIS**

Name of Student : Sudarto  
NRP : 3105 100 007  
Department : Civil Engineering, FTSP-ITS  
Supervisor : Ir. Kurdian Suprpto, MS.

**Abstract**

Modeling and analysis of seismic resistant building in Indonesia become very popular and important since the most territories in Indonesia are classified in moderate and heavy seismic zone. Current trend of seismic resistant building concept is Performance-Based Design. This concept is a combination between strength limit state and serviceability limit state.

In this study, one of reinforced concrete building with dual system asymmetric configuration based on plan, twelve-story, built as office building function, resides in earthquake region 6, firm soil will be designed in accordance with the Indonesian Earthquake Code SNI 03-1726-2002 and the Indonesian Reinforced Concrete Building Code SNI 03-2847-2002. The seismic performance of this buildings are evaluated using Static Nonlinear (Pushover) Analysis and Inelastic Dynamic Time History Analysis.

Performance point for pushover analysis and time history analysis can be find with various methods which there is in FEMA 356, ATC-40, FEMA 440 and SNI 03-1726-2002.

Result in this study indicate that actual ductility ( $\mu_{\Delta}$ ) and seismic reduction factor (R) obtained from pushover analysis are smaller than maximum design ductility ( $\mu_m$ ) and maximum design reduction factor ( $R_m$ ), so pushover analysis is rational used to determine ductility value and seismic reduction factor value for irregular reinforced concrete building.

Result in this study shows performance point from FEMA 356 and FEMA 440 result the biggest performance point while smallest obtained from SNI-03-1726-2002.

Result of evaluation performance-based design indicates that building structure evaluated based on FEMA 356 and FEMA 440 included in level of performance Life Safety (LS) so the building that designed is up to standard building of performance specified because for building with office function of performance level which in permitting is Life Safety, while based on ATC-40 building structure stays in performance level Immediate Occupancy (IO). Result of time history analysis shows displacement happened for earthquake El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, and Northridge 1994 has not gone beyond target of point performance of FEMA 356 and FEMA 440, but El Centro earthquake has gone beyond target point performance of ATC-40 and SNI 03-1726-2002. As a whole, time history analysis and pushover analysis indicate that story drift happened still be smaller than performance ultimate according to SNI 03-1726-2002.

Case study with time history analysis of El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, and Northridge 1994 if compared to pushover analysis, in general result of displacement, story drift, comparison of base shear Vs roof displacement happened are smaller than pushover analysis result, hence pushover analysis enough certifiable and rational at evaluation of seismic performance.

**Keywords :** dual system asymmetric, pushover analysis, time history analysis, performance-based design, performance point, ductility of structure.

## KATA PENGANTAR

### Assalamu'alaikum Wr. Wb

Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT yang telah memberikan segala kemudahan dan hidayah-Nya sehingga penulis bisa menyelesaikan penulisan tugas akhir ini tanpa hambatan yang berarti.

Pada kesempatan ini ijinkanlah penulis menyampaikan terima kasih yang sebesar-besarnya atas bimbingan dan dorongan tiada henti kepada :

1. Bapak Kurdian Suprpto, Ir. MS sebagai dosen pembimbing yang selalu memberikan motivasi dan semangat serta pengalamannya sebagai referensi dalam pengerjaan tugas akhir ini .
2. Bapak Hidayat Soegihardjo, Ir. MS. Dr. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil , FTSP – ITS Surabaya.
3. Bapak Pujo Aji, Dr.Tech dan ibu Januarti Jaya Eka Putri sebagai dosen wali yang selalu memberikan motivasi dan semangat selama menempuh pendidikan di Teknik Sipil ITS.
4. Ibu Endah Wahyuni, ST. MT. Ph.D selaku Ketua Laboratorium Struktur Teknik Sipil ITS yang telah memberikan kesempatan pada penulis untuk menambah ilmu di bidang perencanaan saat penulis bekerja di Laboratorium tersebut.

Tulisan ini masih jauh dari sempurna, maka dari itu segala saran yang bersifat konstruktif sangat penulis harapkan demi tercapainya hasil yang terbaik bagi kita semua .

Surabaya, Maret 2009

Sudarto

## LEMBAR PERSEMBAHAN

Dalam kesempatan ini penulis tidak lupa mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu dalam proses penyusunan laporan tugas akhir ini sampai selesai, antara lain :

1. Kepada Allah SWT yang selalu memberikan jalan dan petunjuk-Nya dalam menjalani hidup ini.
2. Nabi Muhammad SAW yang dengan ijin-Nya telah mengubah dunia menjadi sangat indah melalui tuntunan ajaran Islam.
3. Keluargaku tercinta (Bapak *Ian* Emak) yang tiada henti memberikan semangat sehingga penulis dapat menyelesaikan studinya di ITS.
4. Keluarga besar Panti Asuhan Darussalam yang merupakan tempat tinggal penulis selama menjalani studi di ITS sampai dengan semester 6.
5. Kepala laboratorium Struktur ITS, Ibu Endah Wahyuni yang memberikan kesempatan penulis untuk bekerja di laboratorium tersebut.
6. Ohm Data Iranata, ST. MT, Ph.D *matur suwun data bacemane*
7. Kepada seluruh dosen dan karyawan Teknik Sipil FTSP-ITS.
8. Keluarga Besar SMANETA Tumpang, dan LANEGSATU Tumpang, terutama Ibu Winda, Ibu Maisaroh, P. Rukin, Ibu Utari atas bantuannya selama penulis menjalani sekolah SMA dan kuliah di ITS.
9. Spesial tanks to Lintang PD yang telah menemani dan membantu penulis selama kuliah di ITS.
10. Konco-koncoku tercinta Roziq Cs, Joni Empret, Ust. Ikhsan, Nyambek Cs, Fadli Cs, Nora Cs, Bastian Cs yang selalu memberikan dukungan dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
11. Partner karjaQ, Mr. Johan Asa yang lucu, baik hati dan suka menabung. (*Lemburen rek.....!!! Ojo YMan tok*).



12. Novita, Ardiansyah dan Stella Cs *matur suwun* atas *catetan* kuliah yang sering ku fotocopy dan tutor matkulnya.
13. Cak Ari MSB yang telah mengantarkanku menuju Jakarta (Mc Dermott) untuk pertama kalinya
14. Mario Broz atas bantuannya dalam menyiapkan sidang TA dan bersama - sama mejalani suka duka asistensi, Ohm Destri dan Roy Cs yang lucu,
15. Kepada Seluruh teman-teman S48 yang membantu dan menemani penulis selama kuliah di jurusan Teknik Sipil ITS.

Masih banyak pihak yang penulis tidak bisa sebutkan satu per satu. Namun walau tidak disebutkan, penulis akan selalu mengingat peranan masing-masing pihak selamanya. Selain itu, banyak juga pihak yang mungkin merasa dirugikan baik sengaja maupun tidak selama penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mohon maaf yang sebesar-besarnya.

Tugas Akhir ini tentu tidak lepas dari kesalahan dan kekurangan. Namun penulis telah berusaha semaksimal mungkin sesuai dengan kemampuannya. Oleh karena itu, penulis meminta maaf jika terdapat hal yang tidak sesuai dengan apa yang dikehendaki oleh pembaca. Bila ada yang kurang berkenan di hati, penulis meminta maaf. Penulis mengharapkan segala kritik dan saran yang bersifat membangun untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini di masa yang akan datang.

Surabaya, Maret 2009

Sudarto  
3105 100 007

## DAFTAR ISI

<i>Halaman Judul</i>	
<i>Halaman Pengesahan</i>	
<i>Abstrak</i>	i
<i>Kata Pengantar</i>	v
<i>Lembar Persembahan</i>	vii
<i>Daftar isi</i>	ix
<i>Daftar Tabel</i>	xv
<i>Daftar Gambar</i>	xix
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	4
1.3 Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah	5
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	<b>7</b>
2.1 Umum	7
2.2 Peraturan Perencanaan	7
2.3 Klasifikasi Beban Gempa	8
2.3.1 Gempa Rencana	8
2.3.2 Wilayah Gempa dan Percepatan Puncak Batuan	8
2.4 Kategori Gedung	9
2.4.1 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	10
2.5 Daktilitas Struktur	11
2.6 Ketentuan untuk Analisa Respon Dinamis	12
2.6.1 Analisis Respons Dinamik Linier Riwayat Waktu ( <i>Time Hystori Analysis</i> )	13
2.7 Redaman Struktur	13
2.8. Kombinasi Modal	14
2.9 Kombinasi Arah	14
2.10 Konsep Performance Based Design	15

2.11 Analisa Statik Nonlinier ( <i>Pushover Analysis</i> )	19
2.11.1. <i>Hinge Properties</i>	20
2.11.2 Distribusi Sendi Plastis	24
2.11.3 Waktu Getar Alami Efektif	24
2.12 Analisis Dinamik Non-Linier Riwayat Waktu ( <i>Time Hystori Analysis</i> )	26
2.13 Target Peralihan ( <i>performance point</i> )	26
2.13.1 Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)	27
2.13.2 Metoda Spektrum Kapasitas	31
2.13.2.1 <i>Structural Behavior Type</i>	37
2.13.2.2 Klasifikasi <i>Deformation Limit</i>	37
2.13.3 Metoda Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)	38
2.13.4 Kinerja Struktur Gedung Berdasarkan SNI 03-1726-2002	39
2.13.4.1 Kinerja Batas Layan	39
2.13.4.2 Kinerja Batas Ultimit	40
2.14 Kriteria Penerimaan Kinerja Struktur	40
<b>BAB III METODOLOGI</b>	43
3.1 Umum	43
3.2 Studi Literatur	46
3.3 Studi Kasus	46
3.4 Pre-eliminatory Design	47
3.4.1 Perencanaan Balok.	47
3.4.2 Perencanaan dimensi kolom	47
3.4.3 Perencanaan ketebalan pelat	47
3.5 Pembebanan	48
3.6 Kombinasi pembebanan	48
3.7 Analisa struktur	48
3.8 Perhitungan tulangan struktur utama.	49
3.8.1 Penulangan Balok Induk	49
3.8.2 Penulangan Kolom	49
3.8.3 Penulangan geser balok.	49

3.8.4 Penulangan Dinding Geser	49
<b>BAB IV PRE ELIMINARY DESIGN</b>	51
4.1 Data Perencanaan	51
4.2 Item Pembebanan	51
4.3 Perencanaan Dimensi Balok	52
4.4 Perencanaan Dimensi Pelat	53
4.4.1 Dasar Perhitungan Dimensi Pelat	53
4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap	55
4.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Balok	57
4.4.4 Perhitungan I Balok	60
4.5 Perencanaan Dimensi Kolom	63
4.6 Perencanaan Dimensi Dinding Geser	66
<b>BAB V PERENCANAAN MODEL</b>	67
5.1 Data Gedung	67
5.2 Pembebanan	68
5.3 Perhitungan Gaya Dalam	68
5.4 Analisa Modal	69
5.5 Evaluasi Beban Gempa	73
5.6 Kontrol Drift	77
5.7 Penulangan Balok	81
5.7.1 Penulangan Balok akibat Momen Lentur	81
5.7.1.1 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 1-11 as B-H	81
5.7.1.1.1. Menghitung Tulangan Lentur Tumpuan Ujung Negatif Eksterior	82
5.7.1.1.2. Menghitung Tulangan Lentur Lapangan	95
5.7.1.1.3 Kontrol penulangan Balok Interior as B-H Lantai 1-11 sesuai SNI 03-2847-2002.	98
5.7.1.2 Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 1-11	101
5.7.1.3 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 1-11 as 2-5	102

5.7.1.4	Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 1-11	104
5.7.1.5	Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 12 as B-H	105
5.7.1.6	Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 12 as A dan I	107
5.7.1.7	Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 12 as 2-5	108
5.7.1.8	Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 12 as 1 dan 6	110
5.7.2	Penulangan Geser Balok	111
5.7.2.1	Penulangan Geser Balok Interior Lantai 1-11 as B-H	111
5.7.2.2	Pemasangan Sengkang Balok Interior Lantai 1-11 as B-H di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :	113
5.7.2.3	Pemasangan Sengkang Balok Interior Lantai 1-11 as B-H di Luar sendi Plastis (Lapangan) :	115
5.7.3	Pemutusan Tulangan Balok	118
5.7.3.1	Pemutusan tulangan Balok Interior lantai 1-11 as B-H	118
5.8	Perencanaan Penulangan Kolom	122
5.8.1	Penulangan Kolom Interior E4 Lantai 1-4	122
5.8.1.1	Penulangan Lentur Kolom Interior E4 Lantai 1-4	122
5.8.1.1.1	Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom Interior E4 Lantai 1-4	126
5.8.1.1.2	Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom	126
5.8.1.1.3	Persyaratan "Strong Column Weak Beams"	126
5.8.1.1.4	Pengekangan Kolom Tengah	127
5.8.1.2	Penulangan Transversal untuk Beban Geser	128
5.8.1.4	Panjang Lewatan Kolom	131





5.8.1.4.1 Panjang Lewatan pada Sambungan tulangan Kolom	131
5.8.1.5. Hubungan Balok Kolom Di Baris E4	132
5.8.2 Penulangan Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4	133
5.8.2.1 Penulangan Lentur Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4	135
5.8.2.1.1 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4	139
5.8.2.1.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Eksterior E6	139
5.8.2.1.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”	139
5.8.2.1.4 Pengekangan Kolom Tengah	140
5.8.2.2 Penulangan Transversal untuk Beban Geser	141
5.8.2.3 Panjang Lewatan Kolom	144
5.8.2.3.1 Panjang Lewatan pada Sambungan tulangan Kolom	144
5.8.2.4 Hubungan Balok Kolom Di Baris E6	145
5.9 Disain Dinding Struktural Beton Khusus (Dsbk) Atau Dinding Geser (Shear Wall)	150
5.9.1 Persyaratan Disain DSK	150
5.9.2 Desain DSBK P3	151
5.9.2.1 Pengaruh Kombinasi Beban	151
5.9.2.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial DSBK P3 terhadap Beban Aksial terfaktor	152
5.9.2.3 Geser Rencana	152
5.9.2.4 Disain Daerah Batas	154
5.9.3 Desain DSBK Tipe C (P1)	157
5.9.3.1 Pengaruh Kombinasi Beban	157
5.9.3.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial DSBK Tipe C (P3) terhadap Beban Aksial terfaktor	158
5.9.3.3 Geser Rencana	158
5.9.3.4 Disain Daerah Batas	160

<b>BAB VI ANALISA PUSHOVER</b>	163
6.1 Tahapan Analisa	163
6.2. Kurva Kapasitas	164
6.3 Waktu Getar Alami Efektif	165
6.4. Distribusi Sendi Plastis	167
6.5. Evaluasi Perilaku Seismik	177
6.6 Evaluasi <i>Performance-Based Design</i>	178
6.6.1 <i>Performance Point</i>	178
6.6.1.1 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)	178
6.6.1.2 Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)	179
6.6.1.3 Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)	182
6.6.1.4 Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 03-1726-2002	183
6.6.2 Evaluasi Kinerja	184
6.6.3 Evaluasi Kinerja Menurut ATC - 40	184
<b>BAB VII TIME HISTORY ANALYSIS</b>	187
7.1 Beban Gempa Riwayat Waktu	187
7.2. Perbandingan Dengan Hasil Analisa Pushover	190
7.2.1 Peralihan ( <i>Displacement</i> )	190
7.2.2 <i>Drift</i>	197
7.2.3. Gaya Geser Dasar vs Peralihan	199
<b>BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN</b>	203
8.1. Kesimpulan	203
8.2 Saran	205
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	207
<b>LAMPIRAN A</b>	211
<b>LAMPIRAN B</b>	217
<b>LAMPIRAN C</b>	221
<b>LAMPIRAN D</b>	233

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah SNI 03-1726-2002	9
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan SNI 03-1726-2002.	10
Tabel 2.3	Tabel Kinerja menurut ATC-40	17
Tabel 2.4	<i>Structural Behavior Type</i> berdasarkan ATC-40	37
Tabel 2.5	<i>Deformation Limit</i> untuk berbagai macam tingkat kinerja	38
Tabel 4.1	Jenis Balok Penumpu Pelat	62
Tabel 4.2	Jenis Pelat	62
Tabel 4.3	Perbandingan Kekakuan Pelat dan Balok ( $\alpha$ )	63
Tabel 5.1	Pusat massa dan pusat rotasi	70
Tabel 5.2	<i>Modal Participation Mass Ratios</i>	72
Tabel 5.3	Modal Load Participation Ratios	73
Tabel 5.4	Berat Total Bangunan	74
Tabel 5.5	Nilai <i>Base Shear</i> setelah dikoreksi	77
Tabel 5.6	Kinerja Batas Layan Arah X ( $\Delta s$ )	79
Tabel 5.7	Kinerja Batas <i>Ultimate</i> Arah X ( $\Delta m$ )	80
Tabel 5.8	Kinerja Batas Layan Arah Y ( $\Delta s$ )	80
Tabel 5.9	Kinerja Batas <i>Ultimate</i> Arah Y ( $\Delta m$ )	81
Tabel 5.10	Resume Momen Disain Balok as B-H	82
Tabel 5.11	Kombinasi Momen Balok as B-H Lantai 1-11	82
Tabel 5.12	Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as B-H	88
Tabel 5.13	Resume Momen Disain Balok Eksterior as A-I Lantai 1-11	101
Tabel 5.14	Kombinasi Momen Balok Eksterior as A dan I Lantai 1-11	101
Tabel 5.15	Rekapitulasi Penulangan Balok as A-I Lantai 1-11	102
Tabel 5.16	Resume Momen Disain Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11	102
Tabel 5.17	Kombinasi Momen Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11	103
Tabel 5.18	Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11	103

Tabel 5.19	Resume Momen Disain Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 1-11	104
Tabel 5.20	Kombinasi Momen Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 1-11	104
Tabel 5.21	Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 1-11	105
Tabel 5.22	Resume Momen Disain Balok Interior as B-H Lantai 12	105
Tabel 5.23	Kombinasi Momen Balok Interior as B-H Lantai 12	106
Tabel 5.24	Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as B-H Lantai 12	106
Tabel 5.25	Resume Momen Disain Balok Eksterior as A dan I Lantai 12	107
Tabel 5.26	Kombinasi Momen Balok Eksterior as A dan I Lantai 12	107
Tabel 5.27	Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as A dan I Lantai 12	108
Tabel 5.28	Resume Momen Disain Balok Interior as 2-5 Lantai 12	108
Tabel 5.29	Kombinasi Momen Balok Interior as 2-5 Lantai 12	109
Tabel 5.30	Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as 2-5 Lantai 12	109
Tabel 5.31	Resume Momen Disain Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 12	110
Tabel 5.32	Kombinasi Momen Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 12	110
Tabel 5.33	Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 12	111
Tabel 5.34	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara Lantai dasar dan 1	122
Tabel 5.35	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara Lantai 1 dan 2	123
Tabel 5.36	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara Lantai dasar dan 1	135
Tabel 5.37	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara Lantai 1 dan 2	136

Tabel 5.38	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara Lantai 4 dan 5	147
Tabel 5.39	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara Lantai 4 dan 5	148
Tabel 5.40	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara Lantai 8 dan 9	148
Tabel 5.41	Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara Lantai 8 dan 9	149
Tabel 5.42	Rekapitulasi Penulangan Kolom	149
Tabel 5.43	Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P3	151
Tabel 5.44	Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P2	157
Tabel 5.45	Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P1	157
Tabel 6.1	Modal Load Participation Ratios	163
Tabel 6.2	Distribusi sendi plastis Pushover arah X	168
Tabel 6.3	Distribusi sendi plastis Pushover arah Y	169
Tabel 6.4	Rangkuman Target Perpindahan ( <i>Performance Point</i> )	184
Tabel 6.5	<i>Deformation Limit</i> berbagai Kinerja ATC-40	185
Tabel 7.1	Skala gempa untuk Analisa Riwayat Waktu	188
Tabel 7.2	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat gempa El Centro 1940	190
Tabel 7.3	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat gempa Santa Cruz 1989	191
Tabel 7.4	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat gempa Sierra Madre 1991	192
Tabel 7.5	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat gempa Cape Mendocino 1992	193
Tabel 7.6	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat gempa Northridge 1994	194
Tabel 7.7	<i>Displacement</i> tingkat dan drift antar tingkat Analisa Pushover	195



Tabel 8.1	Rangkuman Target Perpindahan ( <i>Performance Point</i> )	203
Tabel A1	Tabel 3-1, Tabel 3-2, Tabel 3-3 FEMA 356	213
Tabel A2.	Tabel 9.6 ATC-40	214
Tabel A3	Tabel 9.7 ATC-40	215
Tabel A4.	Tabel 9.12 ATC-40	216

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Kurva Kapasitas (ATC-40)	18
Gambar 2.2	Kurva Kapasitas (FEMA 273)	20
Gambar 2.3	<i>Default-P hinge properties</i>	21
Gambar 2.4	<i>Default-M3 dan Default-PMM hinge properties</i>	22
Gambar 2.5	<i>Default-V2 hinge properties</i>	23
Gambar 2.6	Parameter waktu getar fundamental efektif dari kurva pushover	25
Gambar 2.7	Perilaku pasca leleh sistem struktur (FEMA 356, 2000)	30
Gambar 2.8	Skematik prosedur metode koefisien perpindahan (FEMA 440)	31
Gambar 2.9	Penentuan titik kinerja menurut metode spektrum kapasitas	32
Gambar 2.10	Parameter data respons spektrum rencana	33
Gambar 2.11.	Kurva <i>demand</i>	34
Gambar 2.12.	<i>Capacity Spectrum.</i>	34
Gambar 2.13	Kurva bilinear	35
Gambar 2.14.	Plot setiap nilai <i>dpi</i>	36
Gambar 2.15	<i>Performance Point.</i>	37
Gambar 3.1.	Flowcart Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir	46
Gambar 3.2.	Model struktur <i>dual system asymetris</i>	46
Gambar 4.1	Denah pelat lantai dan atap	56
Gambar 4.2	Daerah Pembebanan Kolom	64
Gambar 5.1	Denah Model	67
Gambar 5.2	Penempatan pusat massa dan pusat rotasi	72
Gambar 5.3	Hasil <i>Time History Analysis</i> arah X	75
Gambar 5.4	Hasil <i>Time History Analysis</i> arah Y	76
Gambar 5.5	Hasil <i>Time History Analysis</i> arah Y terkoreksi	77
Gambar 5.6	Disain untuk Gaya geser Balok lantai 1-11 as B-H	117
Gambar 5.7	Diagram momen untuk penghentian tulangan negatif pada perletakan interior	119

Gambar 5.8	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 antara lantai dasar dan 1	124
Gambar 5.9	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai dasar dan 1	124
Gambar 5.10	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 antara lantai 1 dan 2	125
Gambar 5.11	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai 1 dan 2	125
Gambar 5.12	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai dasar dan 1	129
Gambar 5.13	Sketsa HBK	133
Gambar 5.14	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 antara lantai dasar dan 1	137
Gambar 5.15	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai dasar dan 1	137
Gambar 5.16	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 antara lantai 1 dan 2	138
Gambar 5.17	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai 1 dan 2	138
Gambar 5.18	Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E4 Dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $f = 1$ antara lantai dasar dan 1	142
Gambar 5.19	Sketsa HBK	147
Gambar 5.20	Penamaan DSBK	151
Gambar 5.21	Diagram Interaksi Disain Kekuatan DSBK	155
Gambar 5.22	Diagram Pn-Mn Untuk DSBK dengan $f = 1$ dan $f_s = f_y$	156
Gambar 5.23	Layout tulangan longitudinal pada DSBK Tipe C (P1)	161
Gambar 5.24	Diagram Interaksi Disain Kekuatan DSBK Tipe C (P1)	162

Gambar 5.25	Diagram Pn-Mn Untuk DSBK Tipe C (P1) dengan $f = 1$ dan $f_s = f_y$	162
Gambar 6.1	Kurva Kapasitas Pushover arah X	164
Gambar 6.2	Kurva Kapasitas Pushover arah Y	165
Gambar 6.3	Kurva Kapasitas Pushover Bi-linier arah X	166
Gambar 6.4	Kurva Kapasitas Pushover Bi-linier arah Y	167
Gambar 6.5	Pushover arah X step 1 (3D)	170
Gambar 6.6	Pushover arah X step 2 (3D)	170
Gambar 6.7	Pushover arah X step 3 (3D)	171
Gambar 6.8	Pushover arah X step 4 (3D)	171
Gambar 6.9	Pushover arah X step 5 (3D)	172
Gambar 6.10	Pushover arah X step 6 (3D)	172
Gambar 6.11	Pushover arah X step 1 (As 4)	173
Gambar 6.12	Pushover arah X step 2 (As 4)	173
Gambar 6.13	Pushover arah X step 3 (As 2)	174
Gambar 6.14	Pushover arah X step 4 (As 2)	174
Gambar 6.15	Pushover arah X step 5 (As 2)	175
Gambar 6.16	Pushover arah X step 5 (As 4)	175
Gambar 6.17	Pushover arah X step 6 (As 2)	176
Gambar 6.18	Pushover arah X step 6 (As 4)	176
Gambar 6.19	Respon Spektrum Wilayah gempa 6	178
Gambar 6.20	Penentuan $C_a$ dan $C_v$ dari Kurva Respons Spektrum SNI 03 - 1726 - 2002	180
Gambar 6.21	<i>Capacity Spectrum</i> arah X	181
Gambar 6.22	<i>Capacity Spectrum</i> arah Y	182
Gambar 6.23	Kurva Kapasitas Pushover arah X dengan $\delta_t = 0,256$ m	185
Gambar 6.24	Kurva Kapasitas Pushover arah Y dengan $\delta_t = 0,232$ m	185
Gambar 7.1	Akselerogram gempa El Centro 1940	188
Gambar 7.2	Akselerogram gempa Santa Cruz (Luma Prieta) 17 Oktober 1989	188
Gambar 7.3	Akselerogram gempa Sierra Madre (California) 28 Juni 1991	189
Gambar 7.4	Akselerogram gempa Cape Mendocino 23 April 1992	189

Gambar 7.5	Akselerogram gempa Northridge (California) 17 Januari 1994	189
Gambar 7.6	Perbandingan <i>Displacement</i> tingkat Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	196
Gambar 7.7	Perbandingan <i>Displacement</i> tingkat Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	196
Gambar 7.8	Perbandingan Drift Antar tingkat Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	198
Gambar 7.9	Perbandingan Drift Antar tingkat Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	198
Gambar 7.10	Perbandingan Base shear dan Peralihan Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	200
Gambar 7.11	Perbandingan Base shear dan Peralihan Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover	200
Gambar B1	Ragam 1, $T = 1,57391$ detik	219
Gambar B2	Ragam 2, $T = 1,52696$ detik	219
Gambar B3	Ragam 3, $T = 0,88919$ detik	220
Gambar C1	Pushover arah Y step 1 (3D)	223
Gambar C2	Pushover arah Y step 2 (3D)	223
Gambar C3	Pushover arah Y step 3 (3D)	224
Gambar C4	Pushover arah Y step 4 (3D)	224
Gambar C5	Pushover arah Y step 5 (3D)	225
Gambar C6	Pushover arah Y step 6 (3D)	225
Gambar C7	Pushover arah Y step 7 (3D)	226
Gambar C8	Pushover arah Y step 8 (3D)	226
Gambar C9	Pushover arah Y step 9 (3D)	227
Gambar C10	Pushover arah Y step 10 (3D)	227
Gambar C11	Pushover arah Y step 1 (As I)	228
Gambar C12	Pushover arah Y step 2 (As I)	228
Gambar C13	Pushover arah Y step 3 (As I)	229
Gambar C14	Pushover arah Y step 4 (As I)	229
Gambar C15	Pushover arah Y step 5 (As I)	230
Gambar C16	Pushover arah Y step 6 (As I)	230
Gambar C17	Pushover arah Y step 7 (As I)	231
Gambar C18	Pushover arah Y step 8 (As I)	231



Gambar C19	Pushover arah Y step 9(As I)	232
Gambar C20	Pushover arah Y step 9(As I)	232
Gambar D1	Denah Model	233
Gambar D2	Potongan memanjang (As 1,2,5,6)	236
Gambar D3	Potongan memanjang (As 3,4)	237
Gambar D4	Potongan Melintang (As C-H)	238
Gambar D5	Potongan Melintang (As A,B,I)	239

# BAB I PENDAHULUAN



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

*Eca*  
Eka

## BAB I PENDAHULUAN

### 1.1 LATAR BELAKANG

Indonesia merupakan daerah yang sebagian besar wilayahnya terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Tahun 2004 tercatat tiga gempa besar di Indonesia yaitu di Kepulauan Alor (11 November, skala 7.5 R), gempa Papua (26 November, skala 7.1 R) dan gempa Aceh (26 Desember, skala 9.2 R) yang disertai tsunami. Untuk itu desain gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting sekali terutama untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi.

Ditinjau dari klasifikasi beban, gempa merupakan beban dinamis yang menimbulkan gaya yang berubah-ubah bergantung pada waktu. Akibat beban dinamis dalam hal ini gempa dapat menimbulkan kerusakan yang fatal pada struktur gedung bertingkat. Untuk itu diperlukan pemahaman yang mendalam mengenai analisa dinamis untuk mendesain struktur gedung yang dipengaruhi beban gempa terutama untuk struktur gedung *asymmetric* (tidak beraturan).

Gedung-gedung yang memiliki konfigurasi *asymmetric* (tak beraturan) memiliki kemungkinan kerusakan yang lebih parah dari pada gedung yang memiliki konfigurasi *symetris* (beraturan). Hal ini di karenakan bila massa di lantai bangunan tidak merata, maka bagian lantai dengan massa lebih berat akan bergerak lebih jauh saat digoyang gempa dengan kata lain gedung akan mengalami puntiran atau torsi.. Gedung yang kolom atau dindingnya tidak sama juga akan mengalami puntiran (torsi) karena pusat kekakuan dan pusat massanya tidak berimpit. Puntiran (torsi) ini pada gedung menyebabkan bagian-bagian bangunan di lantai yang sama bergerak dengan perpindahan yang tidak sama. Hal ini menyebabkan lebih banyak kerusakan pada kolom dan dinding bangunan yang bergerak lebih jauh. (Jogja Revives, 2006).



Perencanaan desain struktur tahan gempa umumnya didasarkan pada analisa struktur elastis yang diberi faktor beban untuk simulasi kondisi *ultimate* (batas). Kenyataannya, perilaku runtuh bangunan saat gempa adalah inelastis. Evaluasi untuk memperkirakan kondisi inelastis bangunan saat gempa sangat diperlukan untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerjanya memuaskan saat gempa. Trend terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini adalah *Performance Based Design* (Perencanaan Berbasis Kinerja) yang memanfaatkan teknik analisa *non-linier* berbasis komputer untuk menganalisa perilaku inelastis struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah (gempa), sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis. Karena perilaku runtuhnya struktur jika terkena gempa adalah *inelastis nonlinier* inilah maka ada perbedaan analisa dinamik antara gedung beraturan dan tidak beraturan.

Analisa gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen, sedangkan yang tidak, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamis.

Untuk gedung yang tidak beraturan analisa dan evaluasi kinerja dapat dilakukan dengan analisa *pushover* (beban dorong statik), sedangkan titik kinerja (besarnya perpindahan maksimum struktur saat gempa rencana terjadi) harus ditentukan tersendiri dengan berbagai metode yang terdapat di ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 dan SNI 03-1726-2002. Analisa statik nonlinier (*pushover*) ini merupakan prosedur analisa 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 lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap. Analisa *pushover* menghasilkan kurva



*pushover*, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ).

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya.

Analisa *pushover* yang dijelaskan diatas dapat digunakan sebagai alat bantu perencanaan tahan gempa asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada. Keterbatasan tersebut antara lain adalah hasil analisa *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisa *pushover* adalah statik monotonik.

Oleh karena itu, perilaku seismik suatu struktur *asymmetric* juga harus dilakukan dengan prosedur analisis dinamik yang salah satunya adalah analisa *inelastic* dinamik riwayat waktu (*inelastic dynamic time history analysis*), sehingga sasaran kinerja yang menjadi hal penting dari perencanaan berbasis kinerja dapat terpenuhi.

Sasaran kinerja terdiri dari kejadian gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*), dan taraf kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*) dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut. Mengacu pada FEMA-273 (1997) yang menjadi acuan klasik bagi perencanaan berbasis kinerja maka kategori level kinerja struktur, adalah :

- ✓ Operasional
- ✓ Segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*),
- ✓ Keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*),
- ✓ Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Level kinerja (*performance levels*) FEMA 273 digambarkan bersama dengan suatu kurva hubungan gaya-perpindahan (kurva

*pushover*) yang menunjukkan perilaku struktur secara menyeluruh terhadap pembebanan lateral. Selanjutnya diatas kurva *pushover* dapat digambarkan secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan.

## 1.2 PERUMUSAN MASALAH

Dari latar belakang di atas dapat di tarik beberapa permasalahan yang akan dibahas dalam tugas akhir ini, antara lain adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana mendapatkan kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap perpindahan menggunakan analisa *pushover* ?
2. Bagaimana mendapatkan titik kinerja struktur dengan metode yang terdapat di FEMA 356, ATC-40, FEMA 440, dan SNI 03-1726-2002 ?
3. Bagaimana menilai kinerja struktur *dual system asymmetric* dengan FEMA 356, FEMA 440, SNI 03-1726-2002, dan ATC-40 ?
4. Bagaimana mendapatkan nilai daktilitas aktual ( $\mu_{\Delta}$ ) dan faktor reduksi gempa aktual (R) dari suatu struktur *dual system asymmetric* dari hasil analisa *pushover* ?
5. Bagaimana mekanisme runtuh dari struktur *dual system asymmetric* berdasarkan hasil analisa *pushover* ?
6. Bagaimana mengevaluasi struktur *dual system asymmetric* dengan analisa riwayat waktu yang dilihat berdasarkan peralihan tingkat, drift dan perbandingan gaya geser dan peralihan atap ?
7. Bagaimana melihat keakuratan analisa *pushover* jika dibandingkan dengan analisa riwayat waktu ?

### 1.3 TUJUAN

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari pembahasan tugas akhir ini diuraikan sebagai berikut :

1. Mendapatkan kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap perpindahan menggunakan analisa *pushover*.
2. Mendapatkan titik kinerja struktur dengan metode yang terdapat di FEMA 356, ATC-40, FEMA 440 dan, SNI 03-1726-2002.
3. Menilai kinerja struktur *dual system asymmetric* dengan FEMA 356, FEMA 440, SNI 03-1726-2002, dan ATC-40.
4. Mendapatkan nilai daktilitas aktual ( $\mu_{\Delta}$ ) dan faktor reduksi gempa aktual (R) dari suatu struktur *dual system asymmetric* dari hasil analisa *pushover*.
5. Mengetahui mekanisme runtuh dari struktur *dual system asymmetric* berdasarkan hasil analisa *pushover*.
6. Mengevaluasi struktur *dual system asymmetric* dengan analisa riwayat waktu yang dilihat berdasarkan peralihan tingkat, drift dan perbandingan gaya geser dan peralihan atap.
7. Menilai keakuratan analisa *pushover* jika dibandingkan dengan analisa riwayat waktu.

### 1.4 BATASAN MASALAH

Dari beberapa permasalahan yang timbul dari latar belakang di atas penulis membatasi permasalahan sebagai berikut

1. Akan membahas satu contoh struktur *dual system asymmetric* berdasarkan denah.
2. Gedung terletak di wilayah gempa 6, tanah keras, dan berfungsi sebagai perkantoran.
3. Taraf kinerja yang diijinkan untuk gedung perkantoran adalah *Life Safety*.



4. Evaluasi kinerja menggunakan analisa riwayat waktu hanya berdasarkan peralihan tingkat, drift dan perbandingan gaya geser dan peralihan atap.
5. Deformasi hanya pada arah lateral saja (sumbu x-y ETABS V9.0.7).
6. Propertis sendi palstis mengikuti *default* dari ETABS V9.0.7)
7. Tidak meninjau perhitungan elemen struktur sekunder dan perencanaan pondasi.
8. Tidak meninjau aspek ekonomi.

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Umum

Pada tugas akhir ini akan direncanakan struktur bangunan gedung yang terletak di wilayah gempa tinggi (Wilayah Gempa 6). Tipe struktur menggunakan *dual system asymmetric* yang akan di desain sesuai dengan SNI 03-1726-2002, SNI-03-2847-2002, dan RSNI 03-1727-2002. Struktur ini kemudian akan dievaluasi kinerjanya berdasarkan SNI 03-1726-2002, ATC-40, FEMA 356, dan FEMA 440 dengan memakai analisa *pushover* dan *time history analysis* yang *built in* pada program bantu ETABS V9.0.7.

*Dual system* yang juga dikenal dengan sistem ganda mempunyai mekanisme kerja yaitu beban lateral gempa bumi dipikul bersama oleh dinding struktural (*shearwall*) dan rangka secara proporsional berdasarkan kekakuan relatif masing-masing tapi juga memperhitungkan interaksi kedua sistem disemua tingkat. Kecuali itu, untuk pengamanan terhadap keruntuhan, kerangka penahan momen harus didesain secara tersendiri mampu menahan sedikitnya 25% dari beban lateral (gempa) yang terjadi dan juga harus dirancang untuk menahan beban gravitasi.

Pada perkembangan terbaru desain bangunan tahan gempa mulai dikenalkan suatu konsep dari ATC-40 (1996) dan FEMA-273 (1997) yaitu konsep *performance based seismic design*. Pada konsep ini analisa yang digunakan untuk mengevaluasi kinerjanya adalah analisa nonlinier yang diantaranya adalah analisa *pushover* dan *time history analysis*. Dipakai analisa nonlinier karena ketika terjadi gempa yang cukup besar, pada struktur terjadi plastifikasi di beberapa tempat sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linier akan tetapi berperilaku nonlinier.

### 2.2 Peraturan Perencanaan

Prosedur dan ketentuan umum perencanaan mengacu pada SNI 03-1726-2002, SNI 03-2847-2002, RSNI 03-1727-2002

### **2.3 Klasifikasi Beban Gempa**

Beban Gempa Sedang adalah nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 50% atau nilai beban gempa yang perioda ulangnya adalah 75 tahun.

Beban Gempa Rencana adalah nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10% atau nilai beban gempa yang perioda ulangnya adalah 500 tahun.

Beban Gempa Kuat adalah nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 2% atau nilai beban gempa yang perioda ulangnya adalah 2500 tahun.

Beban Gempa Nominal, nilainya ditentukan oleh tiga hal, yaitu besarnya Gempa Rencana, tingkat daktilitas struktur, dan oleh tahanan lebih yang terkandung di dalam struktur.

#### **2.3.1 Gempa Rencana**

Gempa Rencana ditetapkan mempunyai perioda ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun. Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Pengaruh gempa rencana itu harus dikalikan oleh suatu faktor keutamaan gedung I. Faktor keutamaan ini untuk menyesuaikan periode ulang. Gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung. Faktor keutamaan ini bergantung pada berbagai kategori gedung dan bangunan yang telah diatur pada SNI 03-1726-2002 pasal 4.1.2

#### **2.3.2 Wilayah Gempa dan Percepatan Puncak Batuan**

Pembagian wilayah gempa di Indonesia didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana

dengan perioda ulang 500 tahun.

**Tabel 2.1 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah SNI 03-1726-2002**

Wilayah Gempa	Percepatan Puncak Batuan Dasar ('g')	Percepatan Puncak Muka Tanah $A_0$ ('g')		
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak
1	0,03	0,04	0,05	0,08
2	0,10	0,12	0,15	0,20
3	0,15	0,18	0,23	0,30
4	0,20	0,24	0,28	0,34
5	0,25	0,28	0,32	0,36
6	0,30	0,33	0,36	0,38

Dari tabel diatas dapat dilihat, untuk studi kasus ini percepatan puncak batuan dasar untuk wilayah 6 sebesar 0,30g dan percepatan puncak muka tanah  $A_0 = 0,33g$ .

#### 2.4 Kategori Gedung

Kategori struktur berdasarkan pada tingkat kepentingan gedung pasca gempa, misal gedung umum (hunian, niaga, kantor), bangunan monumental, gedung penting pasca gempa (rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, dsb), gedung tempat menyimpan bahan berbahaya (gas, minyak bumi, bahan beracun), atau cerobong dan tangki diatas menara. Pengaruh Gempa Rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I.

**Tabel 2.2. Faktor Keutamaan SNI 03-1726-2002.**

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan (I)
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5

Dari tabel diatas, nilai faktor keutamaan untuk gedung perkantoran adalah  $I = 1,0$ .

#### 2.4.1 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

- Struktur gedung beraturan harus memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1. Pengaruh gempa rencana struktur gedung beraturan ini dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen. Sehingga analisisnya dapat menggunakan analisa statik ekuivalen.
- Struktur gedung tidak beraturan adalah struktur gedung yang tidak memenuhi syarat konfigurasi struktur gedung beraturan atau tidak sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1. Pengaruh gempa struktur ini harus diatur dengan menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga analisisnya dapat menggunakan analisa respons dinamik.

Perencanaan gedung dalam tugas akhir ini adalah merupakan struktur gedung yang tidak beraturan, sehingga perlu dianalisa dinamis dengan menggunakan program bantu ETABS V9.0.7

## 2.5 Daktilitas Struktur

Daktail adalah kemampuan deformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Sedangkan struktur daktail adalah kemampuan struktur mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan

Faktor daktilitas struktur gedung  $\mu$  adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan  $\delta_m$  dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama  $\delta_y$ , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

Dalam persamaan diatas  $\mu = 1,0$  adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan  $\mu_m$  adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4. SNI 03-1726-2002.

Dalam Tugas akhir ini akan direncanakan struktur gedung menggunakan *dual system*. Uraian dari sistem pemikul beban gempa dari *dual system* ini adalah dinding geser beton bertulang dengan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) beton bertulang. Nilai faktor daktilitas maximum, faktor reduksi gempa maximum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total adalah sebagai berikut :

$$\mu_m = 5.2 ; R_m = 8.5 ; f = 2.8$$

Penjelasan daktilitas berada di SNI 03-1726-2002 pasal 4.3



## 2.6 Ketentuan untuk Analisa Respon Dinamis

SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.1 menyebutkan bahwa untuk struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2.1 SNI 03-1726-2002, pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (*fundamental*) harus dominan dalam translasi.

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1$$

di mana  $V_1$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana menurut persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t$$

dengan  $C_1$  adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 SNI 03-1726-2002 untuk waktu getar alami pertama  $T_1$ ,  $I$  adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan  $R$  adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan  $W_t$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

### 2.6.1 Analisis Respons Dinamik Linier Riwayat Waktu (*Time Hystori Analysis*)

SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.1 menyebutkan bila diinginkan, perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan.

Untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik linier riwayat waktu terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya  $A$  menjadi :

$$A = \frac{A_0 \cdot I}{R}$$

di mana  $A_0$  adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5 SNI 03-1726-2002 ,  $R$  adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan  $I$  adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 SNI 03-1726-2002. Selanjutnya harus dipenuhi juga persyaratan menurut Pasal 7.1.3 SNI 03-1726-2002 dan untuk itu Faktor Skala yang dipakai adalah sama seperti yang ditentukan dalam Pasal 7.2.3, hanya  $V_t$  di sini merupakan gaya geser dasar maksimum yang terjadi di tingkat dasar yang didapat dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu yang telah dilakukan. Dalam analisis ini redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritis.

### 2.7 Redaman Struktur

Redaman selalu ada pada tiap sistem yang bergerak, gaya-gaya ini melepaskan energi, karena tidak ada kondisi ideal dimana benda bergetar tanpa ada gaya redam. Redaman liat (*viscous damping*) adalah bentuk redaman dalam

analisis dinamik struktur dimana gaya-gaya proporsional/berbanding lurus dengan besar kecepatannya dan mempunyai arah gerak yang berlawanan. Dalam studi kasus ini, redaman yang digunakan adalah 5 % dari redaman kritis.

### 2.8. Kombinasi Modal

Ada 2 macam metode penjumlahan respons ragam, yaitu metode kombinasi kuadrat lengkap (*CQC*) dan metode akar jumlah kuadrat (*SRSS*). Sesuai dengan peraturan gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002), metode *CQC* digunakan untuk struktur gedung dengan waktu getar alami yang berdekatan, sedangkan metode *SRSS* digunakan untuk struktur gedung dengan waktu getar alami yang berjauhan. Pada studi kasus ini, kombinasi modal menggunakan metode *CQC* dengan jumlah ragam = 12, karena struktur gedung memiliki waktu getar alami yang cukup berdekatan, dan sesuai peraturan (SNI 03-1726-2002) jumlah ragam yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa ragam efektif minimum 90%.

### 2.9 Kombinasi Arah

Digunakan metode *Absolute Sum (ABS)*, yaitu metode penjumlahan absolut yang diskalakan dengan menggunakan nilai maksimum dari kombinasi jumlah nilai pada salah satu arah/sumbu ditambah dengan nilai pada arah tegak lurusnya dikalikan faktor skala, sesuai dengan peraturan Indonesia (SNI 03-1726-2002) besar faktor skala yaitu sebesar 30 %, maka spektrum respons sebagai berikut :

$$E = \max [E_x, E_y]$$

$$\text{Dimana } E_x = E_{qx} + 0,3E_{qy}$$

$$E_y = E_{qy} + 0,3E_{qx}$$

## 2.10 Konsep Performance Based Design

*Applied Technology Council* (ATC) dan *Federation Emergency Management Agency* (FEMA) menawarkan suatu pendekatan baru dalam perencanaan gempa terhadap struktur bangunan dengan menggunakan konsep *Performance Based Seismic Design*. Konsep *Performance Based Seismic Design* adalah konsep yang menetapkan tingkat kinerja (*performance level*) yang diharapkan dapat dicapai saat struktur dilanda gempa dengan intensitas tertentu.

Adapun penetapan tingkat kinerja suatu bangunan dapat didasarkan atas aturan tingkat keselamatan yang diberikan kepada penghuni gedung selama dan sesudah terjadi gempa serta biaya terhadap kerusakan gedung pasca gempa. Dengan kata lain tingkat kinerja merupakan suatu kerusakan maksimum yang masih diijinkan sesuai dengan tingkat kepentingan, pertimbangan ekonomis dari pemilik bangunan yang akan dibangun. FEMA 356 (*Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*), 2000 mengatur tingkat kinerja suatu bangunan sebagai berikut :

- *Operasional*  
Tak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi
- *Immediate Occupancy (IO)*  
Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
- *Life Safety (LS)*  
Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada

tapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.

➤ ***Collapse Prevention (CP)***

Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non struktur. Kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

Berdasarkan ATC-40 kinerja struktur bangunan gedung dapat dibagi menjadi kategori sebagai berikut :

1. ***Immediate Occupancy (IO) SP-1***

Struktur bangunan aman. Resiko korban jiwa dari kegagalan struktur tidak terlalu berarti, Gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan/beroperasi kembali. Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang mutlak diperlukan sebagai sarana penyelamatan, struktur bangunan yang menyimpan barang berbahaya, atau struktur yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh adalah rumah sakit, gudang bahan bakar/bahan berbahaya, kantor pemadam kebakaran.

2. ***Damage Control (DC) SP-2***

Termasuk kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa, kerusakan yang terjadi bervariasi diantara kategori *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Resiko korban jiwa sangat rendah. Struktur bangunan boleh rusak, namun tidak runtuh.

3. ***Life Safety (LS) SP-3***

Struktur bangunan terlalu daktail. Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan, yang dalam pasca gempa tidak sangat mendesak sebagai fasilitas penyelamatan. Contoh adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang, bangunan niaga, dll. Resiko korban jiwa sangat rendah.

4. ***Limited Safety SP-4***

Bukan merupakan level spesifik, tetapi merupakan

jarak/tingkat antara SP-3 dengan SP-5.

#### 5. *Structural Stability (SS) SP-5*

Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa, gedung di ambang batas runtuh total.


#### 6. *Not Considered SP-6*


Bukan merupakan tingkat kinerja, tetapi khusus untuk situasi-situasi dimana hanya untuk evaluasi seismik nonstructural atau *retrofit*.

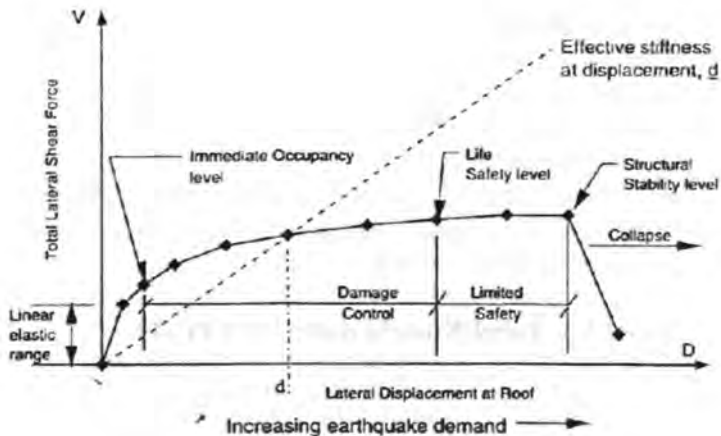
**Tabel 2.3. Tabel Kinerja menurut ATC-40**

Building Performance Levels						
Nonstructural Performance Level	Structural Performance Levels					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control (Range)	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety (Range)	SP-5 Structural Stability	SP-6 Not Considered
NP-A Operational →	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy →	1-B Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety →	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural Stability	Not Applicable

 Commonly referenced Building Performance Levels (SP-NP)

 Other possible combinations of SP-NP

 Not recommended combinations of SP-NP



**Gambar 2.1 Kurva Kapasitas (ATC-40)**

Setelah *performance level* ditentukan maka dilakukan analisa untuk mendapatkan gambaran perilaku serta gaya-gaya dalam suatu struktur. Adapun gambaran perilaku struktur yang ingin dicapai adalah perilaku *nonlinear*. Untuk itu, perlu dilakukan analisa nonlinear untuk mendapatkan gambaran tersebut. Analisa nonlinear yang dapat dilakukan antara lain *analisa static nonlinear* dan *analisa dinamic nonlinear*.

Analisa statis nonlinear adalah analisa yang menggunakan beban statis yang ditingkatkan hingga struktur mencapai keruntuhan. Dalam tugas akhir ini dipakai analisa pushover.

Sedangkan analisa dinamis nonlinear adalah analisa yang menggunakan input akselerogram untuk mendapatkan respon dinamis suatu struktur. Karena deformasi plastis ada sejarah pembebanan, maka seharusnya analisa yang dipakai untuk melakukan evaluasi kinerja bangunan adalah analisa dinamis nonlinear riwayat waktu. Tetapi karena penggunaannya yang relatif lama dan sulit maka beberapa peneliti mengusulkan penggunaan analisa statis nonlinear untuk



menggantikan analisa dinamis nonlinear riwayat waktu sebagai evaluasi kinerja.

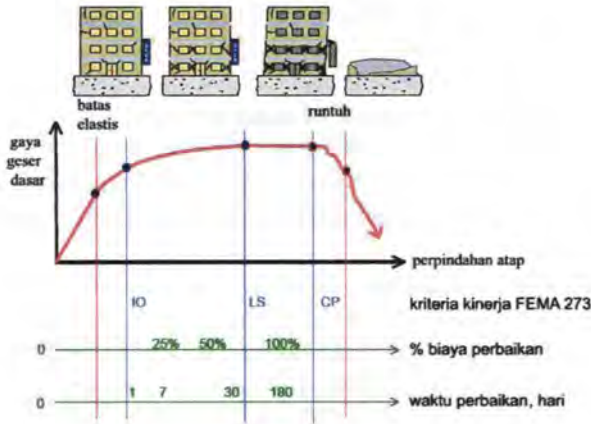
### 2.11 Analisa Statik Nonlinier (*Pushover Analysis*)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik.

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap.

Analisa *pushover* menghasilkan kurva *pushover* (Gambar 1), kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ). Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier. Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya.



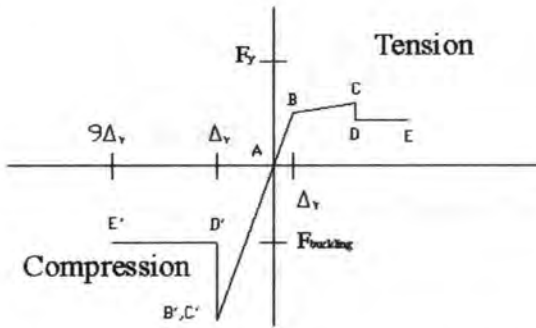
**Gambar 2.2 Kurva Kapasitas (FEMA 273)**

### 2.11.1. Hinge Properties

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada member. Ada beberapa macam pemodelan properti sendi untuk analisis beban dorong, diantaranya yaitu sebagai berikut :

#### 1. *Default axial-moment interaction hinges properties.*

Properti sendi bersifat *default*, model properti sendi pada program *ETABS* untuk elemen struktur beton bertulang berdasarkan pada tabel 9-6, tabel 9-7 dan tabel 9-12 ATC-40. Model *default* sendi yaitu sebagai berikut :

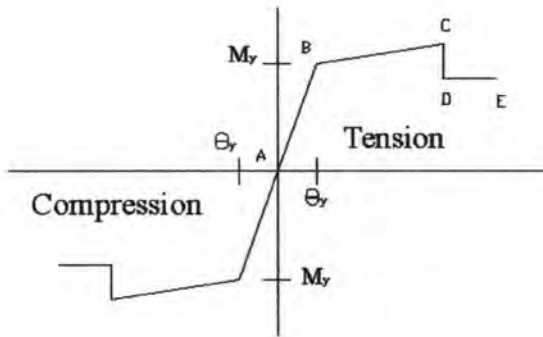
a. *Default-P*

**Gambar 2.3. Default-P hinge properties**

fitur sendi sebagai berikut :

- $P_y = A_s f_y$
- $P_c = 0.85 A_c f'_c$
- Kemiringan garis BC = 10 % total *strain hardening* baja
- Asumsi panjang sendi untuk  $D_y$  berdasarkan panjang total
- Titik B, C, D dan E sesuai Tabel 5.8 FEMA 273, *Braces in Tension*
- Titik B' =  $P_c$
- Point E' diambil  $9D_y$

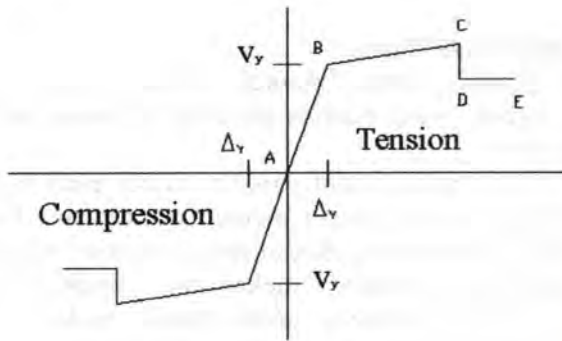
b. *Default-M3 dan Default-PMM*



**Gambar 2.4** *Default-M3 dan Default-PMM hinge properties*

fitur sendi sebagai berikut:

- Kemiringan garis BC = 10 % total *strain hardening* baja
- $Q_y = 0$
- Titik C, D dan E sesuai Tabel 9-6 ATC-40, *Modelling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams*.
- Kurva P-M-M diambil sama dengan hubungan kurva momen pada diagram interaksi *axial-moment*.

c. *Default-V2*

**Gambar 2.5** *Default-V2 hinge properties*

fitur sendi sebagai berikut :

- Kemiringan garis B C = 10 % total *strain hardening* baja
- Titik C, D dan E sesuai Tabel 9-12 ATC-40, *Modelling Parameters for Nonlinear Procedures-Coupling Beams*.

2. *New property axial-moment interaction hinges properties.*

Properti sendi bisa diubah dengan memasukkan nilai momen leleh (*Moment SF*) dan rotasi leleh (*Rotation SF*) sesuai skala yang akan kita tentukan.

Dalam studi kasus ini, pemodelan properti sendi sebagai berikut:

- a. Elemen balok, menggunakan *Default-M3* sesuai *ETABS* dengan nilai *relative distance* adalah 0 dan 1. Pemilihan *Default-M3* dengan pertimbangan karena balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok.
- b. Elemen kolom, menggunakan *Default-PMM* sesuai *ETABS* dengan nilai *relative distance* 0 dan 1. Pemilihan properti sendi *Default-PMM* untuk elemen kolom dengan pertimbangan bahwa pada elemen kolom

terdapat hubungan antara gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M).

### 2.11.2 Distribusi Sendi Plastis

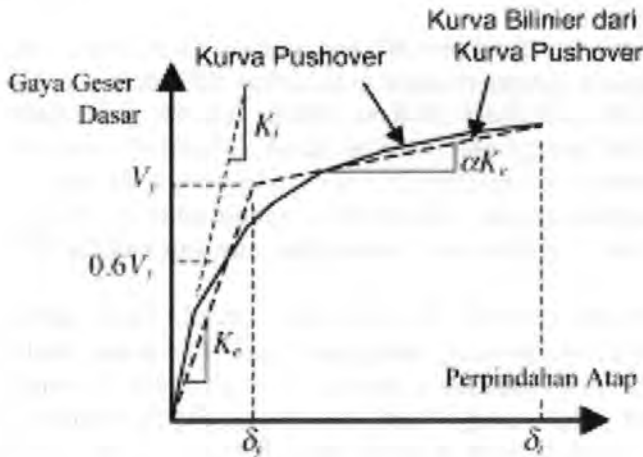
Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau.

Sendi plastis pada model struktur terjadi pada elemen balok dan kolom. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, maka untuk desain pada struktur bangunan gedung berdaktilitas penuh, mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi. Artinya, sendi plastis pada elemen kolom hanya boleh terjadi pada kolom lantai dasar saja.

Secara garis besar, evaluasi analisis beban dorong dilakukan untuk mendapatkan urutan mekanisme kelelahan, tujuan yang diharapkan adalah sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan elemen kolom lantai dasar

### 2.11.3 Waktu Getar Alami Efektif

Analisa *eigen - value* pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut. Analisa *eigen-value* dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu, waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa *eigen-value*. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif,  $T_e$ , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



**Gambar 2.6 Parameter waktu getar fundamental efektif dari kurva pushover**

Untuk itu, kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan,  $K_e$ , dan kuat leleh bangunan,  $V_y$ . Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan *secant* yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis ( $K_e$ ) dan kondisi in-elastis ( $\alpha K_e$ ), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif,  $T_e$  dihitung sebagai :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Dimana  $T_i$  dan  $K_e$  adalah periode alami awal efektif (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.



### **2.12 Analisis Dinamik Non-Linier Riwayat Waktu (*Time Hystori Analysis*)**

Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana maka harus dilakukan analisis respon dinamik *non-linier* riwayat waktu, dimana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan  $A_0 I$ , dimana  $A_0$  adalah percepatan puncak muka tanah menurut tabel 5 SNI 03-1726 -2002 dan  $I$  adalah factor keutamaan menurut tabel 1 SNI 03-1726-2002.

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.4 untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi, maka paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

Untuk itu dalam tugas akhir ini analisis menggunakan 5 macam percepatan gempa yaitu El Centro 1940, Santa Cruz (Luma Prieta) 17 Oktober 1989, Sierra Madre (California) 28 Juni 1991, Cape Mendocino 23 April 1992, dan Northridge (California) 17 Januari 1994.

### **2.13 Target Peralihan (*performance point*)**

Gaya dan deformasi setiap komponen atau elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi  $\delta_t$  dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana. Perencana mesti harus

memahami bahwa target perpindahan hanya merupakan rata-rata nilai dari beban gempa rencana.

Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan  $\delta_T$ . Jadi, parameter target perpindahan sangat penting perannya bagi perencanaan berbasis kinerja.

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, dua yang cukup terkenal adalah *Displacement Coefficient Method* atau Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273, FEMA 356 dan ATC-40) dan *Capacity Spektrum Method* atau metode spektrum kapasitas (FEMA 274/440, ATC-40). Selain itu, ada persyaratan perpindahan dari SNI 03-1726-2002 yang dapat dijadikan sebagai kriteria kinerja.

Pada tugas akhir ini hanya akan mengevaluasi level kinerja struktur berdasarkan FEMA 356, ATC-40, FEMA 440 dan SNI 03-1726-2002.

### 2.13.1 Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

Merupakan metoda utama yang terdapat dalam FEMA 273/356 untuk prosedur statik nonlinier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  dan  $C_3$  sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut "target perpindahan",  $\delta_T$ .

Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif,  $T_e$ , yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan. Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linier dari sistem SDOF ekuivalen. Jika di-plot-kan pada spektrum respons elastis akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak,  $S_a$ , versus waktu getar. Redaman yang digunakan selalu 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Puncak perpindahan

spectra elastis,  $S_d$ , berhubungan langsung dengan akselerasi spektra,  $S_a$ , dengan hubungan berikut:

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol  $\delta_T$ , ditentukan dari rumus berikut :

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

Dimana,

$T_e$  = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

$C_0$  = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

$C_1$  = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$= 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$= [1.0 + (R-1)T_s/T_e]/R \text{ untuk } T_e < T_s$$

$T_s$  = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$R$  = rasio "kuat elastik perlu" terhadap "koefisien kuat leleh terhitung".

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

$S_a$  = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

$V_y$  = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear.

$W$  = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

$C_m$  = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.

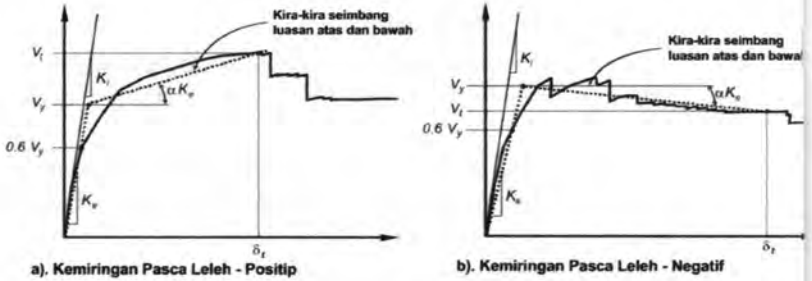
$C_2$  = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

$C_3$  = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek *P-delta*. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka  $C_3 = 1$ , sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

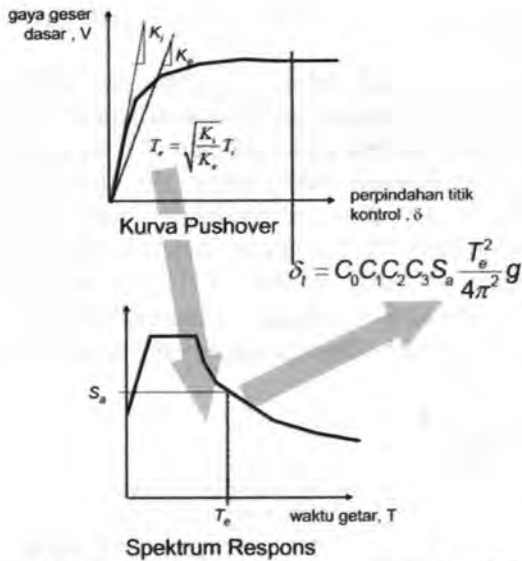
$\alpha$  = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya- lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear (lihat waktu getar efektif).

$g$  = percepatan gravitasi  $9.81 \text{ m/det}^2$



**Gambar 2. 7**  
**Perilaku pasca leleh sistem struktur (FEMA 356, 2000)**

Ilustrasi berikut dapat memberikan gambaran secara jelas penerapan Metode Koefisien Perpindahan dalam menetapkan target perpindahan dari struktur yang akan dievaluasi.



**Gambar 2.8 Skematik prosedur metode koefisien perpindahan (FEMA 440)**

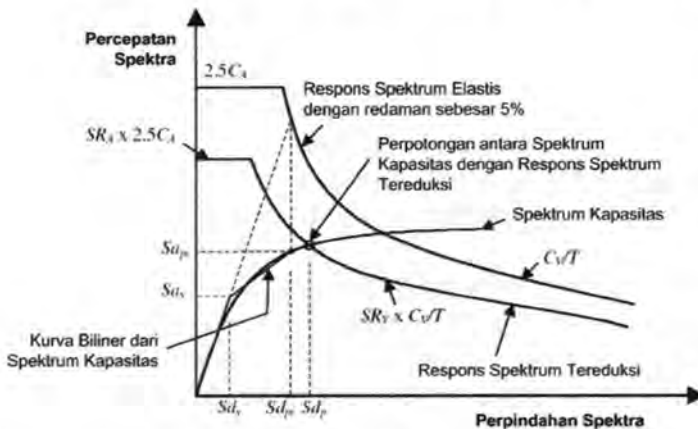
### 2.13.2 Metoda Spektrum Kapasitas

Merupakan metoda utama ATC 40, dalam Metoda Spektrum Kapasitas proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya-perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Proses tersebut sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*).

Format tersebut adalah konversi sederhana dari kurva hubungan gaya geser dasar dengan perpindahan lateral titik kontrol dengan menggunakan properti dinamis sistem dan hasilnya disebut sebagai kurva kapasitas struktur. Gerakan tanah gempa juga dikonversi ke format ADRS. Hal itu menyebabkan kurva kapasitas dapat di-plot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa perlu. Pada format

tersebut waktu getar ditunjukkan sebagai garis radial dari titik pusat sumbu.

Waktu getar ekuivalen,  $T_e$ , dianggap sebagai secant waktu getar tepat dimana gerakan tanah gempa perlu yang direduksi karena adanya efek redaman ekuivalen bertemu pada kurva kapasitas. Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk mendapatkan perpindahan inelastik maksimum (titik kinerja) adalah bersifat iteratif. ATC-40 menetapkan batas redaman ekuivalen untuk mengantisipasi adanya penurunan kekuatan dan kekakuan yang bersifat gradual.

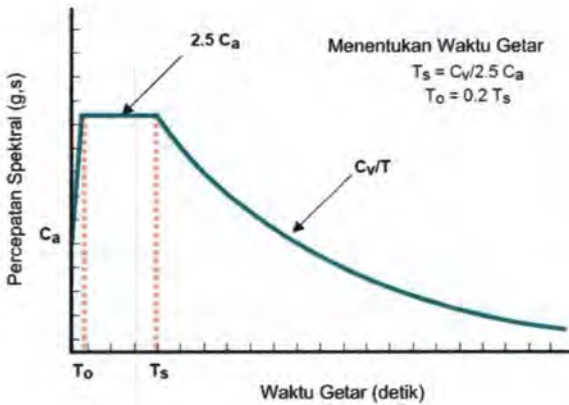


**Gambar 2.9**

### **Penentuan titik kinerja menurut metode spektrum kapasitas**

Metode ini secara khusus telah *built-in* dalam program ETABS V9.0.7, proses konversi kurva pushover ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva Respons Spektrum Rencana dengan parameter berikut :



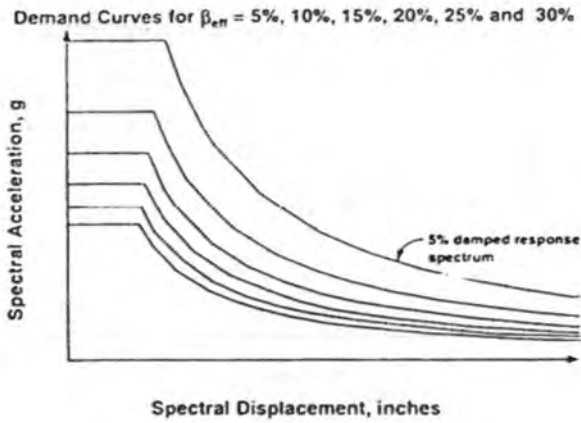


**Gambar 2.10** Parameter data respons spektrum rencana

Prosedur perhitungan titik kinerja ATC-40 seperti di atas adalah sebagai berikut :

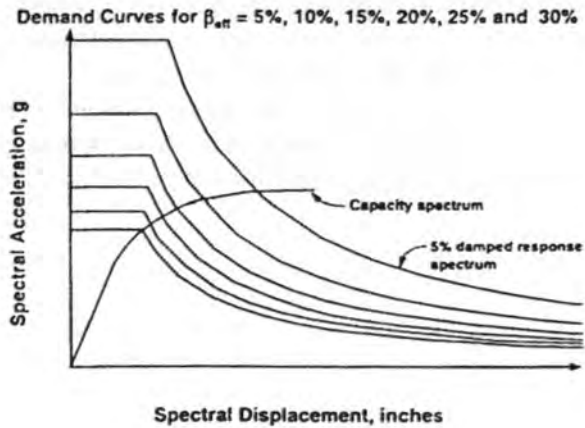
Tahap-tahap iterasi sesuai prosedur B ATC-40 sebagai berikut :

- 1) Plot kurva *demand spectrum* dengan redaman 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa.
- 2) Plot *family demand spectrum* dengan variasi nilai redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) mulai dari 5% sampai dengan batasan maksimum yang diijinkan. (Gambar 2.11).



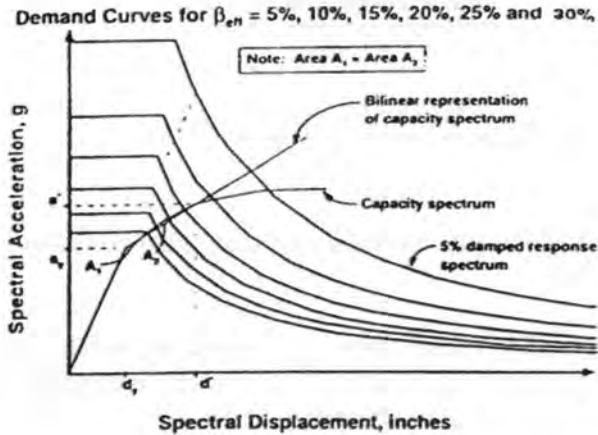
**Gambar 2.11. Kurva demand**

3) Plot *capacity spectrum*. (Gambar 2.12).



**Gambar 2.12. Capacity Spectrum.**

- 4) Ubah kurva *capacity spectrum* menjadi kurva bilinear, tentukan titik  $a^*$ ,  $d^*$  sebagai *initial pre-yield stiffness*. (Gambar 2.13).



**Gambar 2.13. Kurva bilinear.**

- 5) Melakukan iterasi untuk menghitung nilai redaman efektif untuk beberapa nilai *displacement* didekat titik  $a^*$ ,  $d^*$ . Kemudian menentukan segmen kemiringan pasca leleh dengan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Post-yield slope} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y}$$

Untuk titik  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ,

$$\text{Post-yield slope} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

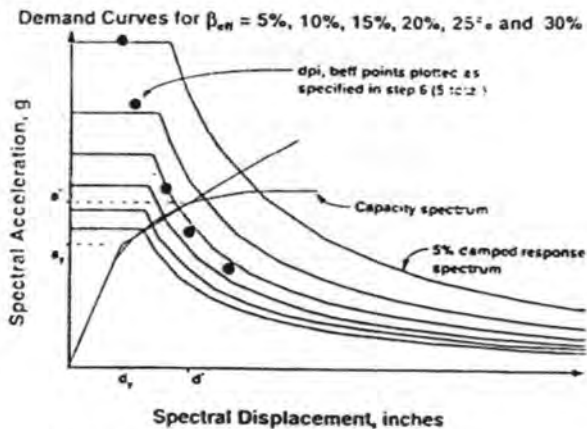
$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

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

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

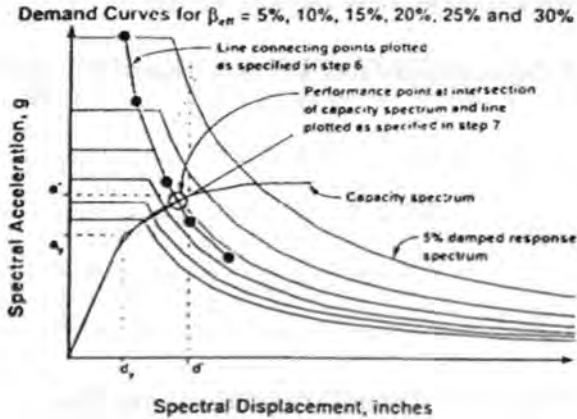
nilai  $k$  adalah nilai faktor modifikasi redaman sesuai tabel 8-1 ATC-40.

- 6) Plot setiap nilai  $d_{pi}$  yang diperoleh dari hasil iterasi langkah (5), kemudian hubungkan menjadi sebuah garis. (Gambar 2.14).



Gambar 2.14. Plot setiap nilai  $d_{pi}$ .

- 7) Titik potong antara garis hasil langkah (6) dengan *capacity spectrum* menghasilkan suatu *performance point*. (Gambar 2.15).



**Gambar 2.15. Performance Point.**

### 2.13.2.1 Structural Behavior Type

**Tabel 2.4 Structural Behavior Type berdasarkan ATC-40.**

Shaking Duration	Essentially New Building	Average Existing Building	Poor Existing Building
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Dalam studi kasus ini, struktur gedung dikategorikan sebagai bangunan baru, sehingga termasuk tipe A. Sesuai dengan ATC-40 maka untuk gedung tipe A batasan nilai redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) maksimum yang diijinkan adalah sebesar 40%. Redaman efektif adalah nilai redaman efektif yang menyatakan tingkatan realistis dari suatu estimasi nilai redaman.

### 2.13.2.2 Klasifikasi Deformation Limit

Kemudian dari hasil *performance point* dapat dihitung nilai *drift*. Nilai *drift* ini yang akan digunakan sebagai indikator kinerja struktur untuk penentuan tingkat kinerja struktur bangunan gedung yang ditinjau. Batasan *drift*

sesuai klasifikasi *deformation limits* ATC-40 untuk berbagai macam tingkat kinerja adalah sebagai berikut :

**Tabel 2.5 Deformation Limit untuk berbagai macam tingkat kinerja.**

<i>Performance Level</i>				
<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
<i>Maximum total drift</i>	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 V_1 / P_i$
<i>Maximum inelastic drift</i>	0.005	0.005-0.015	<i>No limit</i>	<i>No Limit</i>

### 2.13.3 Metoda Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)

Adanya dua macam metode evaluasi non-linier yaitu Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356) dan Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, FEMA 274) kadang-kadang menimbulkan keraguan karena hasilnya belum tentu sama . Untuk mengantisipasi hal tersebut dilakukan evaluasi melalui ATC 55 *Project* dan menghasilkan FEMA 440 : *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* , yang mana kedua metode tersebut dimodifikasi. Untuk Metode Koefisien Perpindahan, persamaan target perpindahannya tetap sama yaitu

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

Tetapi modifikasi diberikan dalam menentukan parameter  $C_1$  dan  $C_2$  :

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2}$$

dimana  $T_e$  adalah waktu getar efektif dari struktur SDOF dalam detik, R adalah rasio kekuatan yang dihitung dengan persamaan (9) yaitu,

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

Konstanta  $a$  adalah sama dengan 130, 90 dan 60 untuk *site* kategori B, C dan D. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_1$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka  $C_1$  dapat dianggap sama dengan 1.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T_e} \right)^2$$

Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_2$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka  $C_2$  dapat dianggap sama dengan 1.

## 2.13.4 Kinerja Struktur Gedung Berdasarkan SNI 03-1726-2002

### 2.13.4.1 Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut pasal 8.1.1 SNI 03-1726-2002 tidak boleh melampaui  $0.03/R$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm bergantung mana yang nilainya lebih kecil.



#### 2.13.4.2 Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 SNI 03-1726-2002 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali  $\zeta$  sebagai berikut :

- untuk struktur gedung beraturan :  

$$\zeta = 0,7 R$$
- untuk struktur gedung tidak beraturan :  

$$\zeta = 0,7 R / \text{Faktor skala}$$

di mana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditetapkan dalam Pasal 7.2.3. SNI 03-1726-2002.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.2.1 SNI 03-1726-2002 tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

#### 2.14 Kriteria Penerimaan Kinerja Struktur

Gaya geser dasar pada target perpindahan  $V_t$  tidak boleh kurang dari 80% dari gaya geser dasar efektif pada saat leleh,  $V_y$ , yang dihitung pada saat menentukan  $T_e$ . Kriteria penerimaan diberikan bila komponen portal struktur beton memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- 1) Struktur gedung perkantoran memiliki taraf kinerja Life Safety pada saat target peralihan sudah tercapai

- 2) Drift yang terjadi tidak boleh melebihi yang telah disyaratkan.
- 3) Sendi plastis hanya terjadi pada ujung-ujung balok dan kaki kolom.

*Revisi*  
**BAB III  
METODOLOGI**



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

## BAB III METODOLOGI

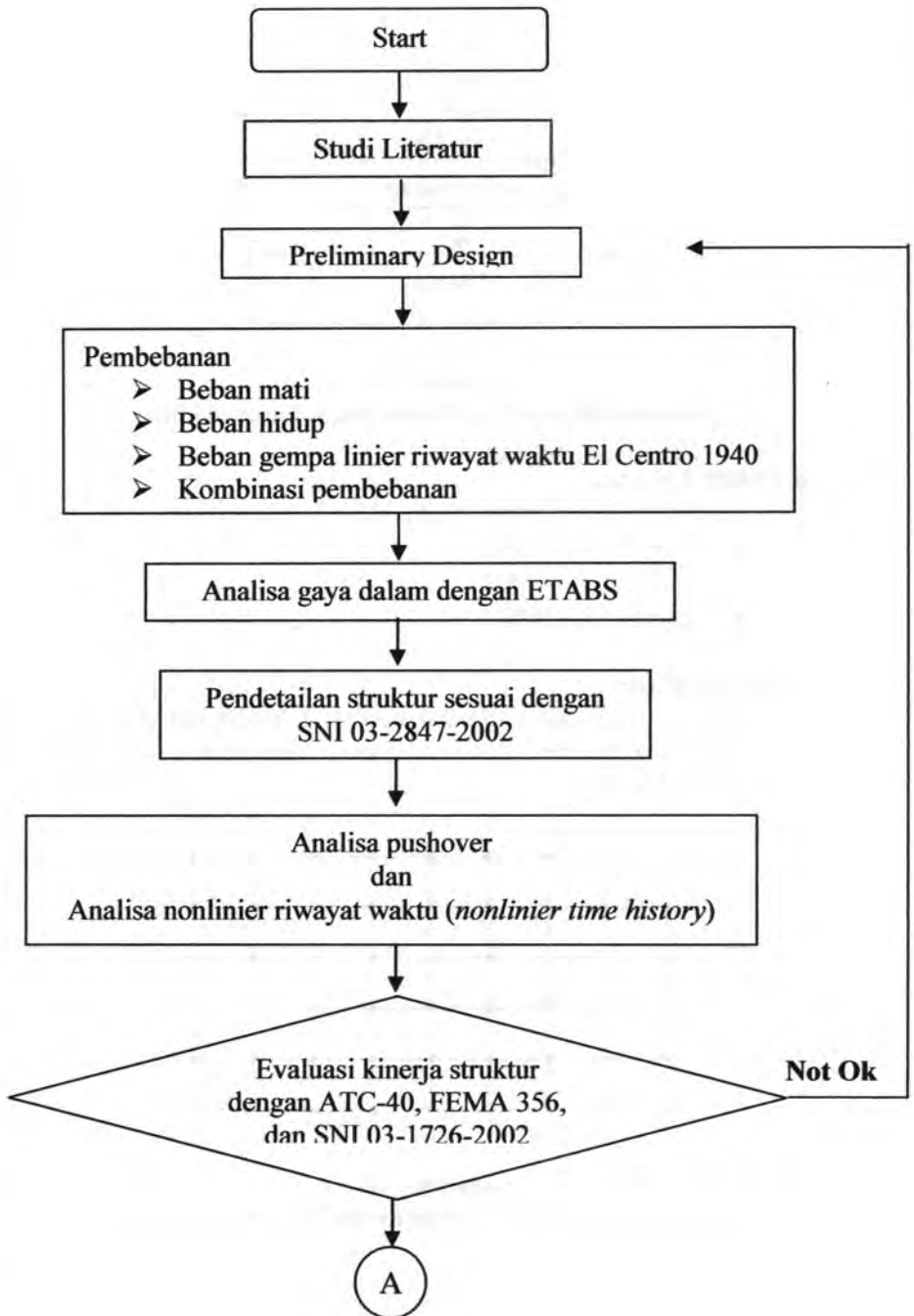
### 3.1 Umum

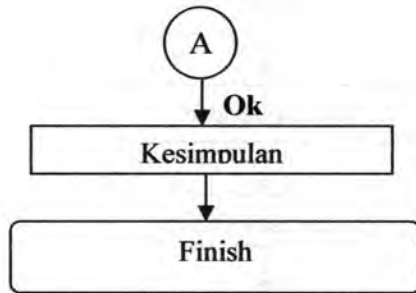
Langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam menyelesaikan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Studi literatur
2. Desain awal (*Preelimanary Design*)
  - a. Perencanaan dimensi balok menggunakan SNI-2847-2002 bab 11.5 tabel 8
  - b. Perencanaan tebal plat menggunakan SNI-2847-2002 bab 11.5.3
2. Pembebanan
  - a. Beban Mati (RSNI – 3 Revisi SNI 1727 -1989)
  - b. Beban Hidup (RSNI – 3 Revisi SNI 1727 - 1989)
  - c. Beban Gempa menggunakan analisa respon dinamik linier riwayat waktu dari rekaman gempa El Centro 1940 (SNI-1726-2002 pasal 7.3.2)
  - d. Kombinasi pembebanan
3. Kombinasi pembebanan SNI-2847-2002 pasal 11.2 :
  - 1). 1,4 D
  - 2). 1,2 D + 1,6 L
  - 3). 1,2 D + 1,0 L  $\pm$  1,0 E
  - 4). 0,9 D  $\pm$  1,0 E
4. Analisa struktur dengan bantuan ETABS V9.0.7 untuk mendapatkan gaya dalam yang digunakan untuk pendetailan elemen.
5. Pendetailan elemen pada struktur *dual system* (sistem ganda)
  - a. Komponen lentur (SNI-2847-2002 Pasal 23.3).
  - b. Komponen yang mengalami beban lentur dan aksial (SNI-2847-2002 pasal 23.4).
6. Analisa statis nonlinear (*pushover analysis*) dengan program bantu ETABS V9.0.7

7. Analisa *nonlinier time history* dengan menggunakan rekaman gempa El Centro 1940, Santa Cruz (Luma Prieta) 17 Oktober 1989 , Sierra Madre (California) 28 Juni 1991, Cape Mendocino 23 April 1992, dan Northridge (California) 17 Januari 1994. dengan bantuan program ETABS V9.0.7 (SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.3)
8. Mendapatkan titik kinerja dan mengevaluasi kinerja dengan metode yang terdapat pada ATC-40, FEMA 356, dan SNI 03-1726-2002 dengan konsep *performance based design*.
9. Kesimpulan.

Sehingga diagram alir (*flowchart*) dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :





**Gambar 3.1.**  
Flowcart Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

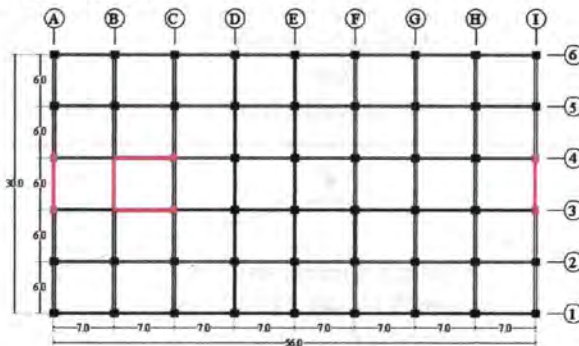
### 3.2 Studi Literatur

Sebagai acuan untuk Tugas Akhir ini digunakan :

- SNI 03-2847-2002
- SNI 03-1726-2002
- RSNI-1727-2002

### 3.3 Studi Kasus

Struktur yang akan dibahas adalah 1 model struktur *dual system asyemtris*. Adapun model yang akan digunakan sebagai berikut:



**Gambar 3.2.**  
Model denah tipikal struktur *dual system asyemtris*



### 3.4 Pre-eliminary Design

#### 3.4.1 Perencanaan Balok.

Menurut SNI 03-2847-2002 tabel 8 : balok pada 2 tumpuan sederhana memiliki tebal minimum ( bila lendutan tidak dihitung) :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

- a) Untuk struktur ringan dengan berat jenis 1500 Kg/m<sup>3</sup> – 2000 Kg/m<sup>3</sup>, nilai di atas harus dikalikan dengan (1.65-(0.0003)w<sub>c</sub>) tetapi tidak kurang dari 1.09.
- b) Untuk f<sub>y</sub> selain 400 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan (0.4 + f<sub>y</sub>/700) Dimana, L : Panjang beton  
 W<sub>c</sub> : Berat jenis beton  
 f<sub>y</sub> : Mutu baja

#### 3.4.2 Perencanaan dimensi kolom

Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan dimensi kolom :

$$\bar{f}'_c = \frac{N_{uk}}{A}$$

$$\bar{f}'_c = 0,85 \cdot f'_c$$

Dimana, N<sub>uk</sub> : Beban aksial yang diterima kolom

f'<sub>c</sub> : Kuat tekan beton karakteristik

A : Luas penampang kolom

#### 3.4.3 Perencanaan ketebalan pelat

Menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3, dimana :

- a) α<sub>m</sub> ≤ 0.2 , harus memenuhi tabel 10 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
- Pelat tanpa penebalan : h = 120 mm
  - Pelat dengan penebalanm :

$$h = 100 \text{ mm}$$

b)  $0.2 < \alpha_m < 2.0$ , tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\lambda_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 120 \text{ mm}$$

c)  $\alpha_m > 2.0$ , tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\lambda_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

### 3.5 Pembebanan

Pembebanan dikelompokkan menjadi dua menurut arah gayanya, yaitu beban vertikal dan beban horizontal. Untuk beban vertikal terdiri dari :

- Beban mati (RSNI 03-1727-2002)
- Beban hidup (RSNI 03-1727-2002).

Sedangkan beban horizontal terdiri dari beban gempa respon dinamik linier riwayat waktu dari rekaman gempa El Centro 1940 (SNI-1726-2002 pasal 7.3.2) dan beban angin. Namun dalam tugas akhir ini beban angin tidak diperhitungkan karena masih kalah besar dengan beban gempa.

### 3.6 Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 seperti yang telah disebutkan di atas.

### 3.7 Analisa struktur

Gaya-gaya dalam pada rangka utama diperoleh dengan



bantuan program ETABS 9.0.7

### 3.8 Perhitungan tulangan struktur utama.

Setelah gaya-gaya dalam didapatkan, maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan penulangan dari struktur utama.

#### 3.8.1 Penulangan Balok Induk

Tulangan direncanakan setelah memperhitungkan beban yang diterima. Dalam perhitungan tulangan digunakan rasio tulangan

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

dimana  $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$  (SNI 03-2847-2002 pasal 12.5.1)

Untuk struktur yang berada di wilayah gempa tinggi maka penulangan balok juga harus mengikuti pasal 23.3.1 s/d pasal 23.4 SNI 03-2847-2002

#### 3.8.2 Penulangan Kolom

Perhitungan dapat dilakukan dengan menggunakan hasil output perangkat lunak ETABS V9.2.0 yang kemudian menjadi input untuk perangkat lunak PCACOL. Perangkat lunak PCACOL dapat membantu kita dalam merencanakan tulangan kolom.

Untuk struktur yang berada di wilayah gempa tinggi maka penulangan kolom juga harus mengikuti pasal 23.4 SNI 03-2847-2002

#### 3.8.3 Penulangan geser balok.

Tulangan geser balok (senggang) direncanakan sesuai ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.

#### 3.8.4 Penulangan Dinding Geser

Penulangan *shearwall* direncanakan sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.6, dengan beban rencana maksimal 75 % gaya lateral (gempa) karena sisa gaya lateral akan diterima





**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

*Pre*  
**BAB IV**  
**PRE ELIMINARY DESIGN**



## BAB IV PRE ELIMINARY DESIGN

### 4.1 Data Perencanaan

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Type bangunan	: Perkantoran
Zone gempa	: Zone 6, tanah keras
Tinggi bangunan	: 42,5 m ( 12 lantai)
Lebar bangunan	: 30 m
Panjang bangunan	: 56 m
Mutu beton ( $f_c'$ )	: 30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	: 400 MPa

### 4.2 Item Pembebanan

Bangunan gedung diperhitungkan untuk memikul beban-beban sebagai berikut :

#### 1. Beban Gravitasi

##### 1. Beban Mati (berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1)

- Berat sendiri beton bertulang	: 24,00 kN/m <sup>3</sup>
- Adukan finishing lantai/1 cm	: 0,21 kN/m <sup>2</sup>
- Tegel/1 cm	: 0,24 kN/m <sup>2</sup>
- Aspal/1 cm	: 0,14 kN/m <sup>2</sup>
- Partisi	: 1,00 kN/m <sup>2</sup>
- Plafond + ME	: 0,18 kN/m <sup>2</sup>
- Plumbing	: 0,10 kN/m <sup>2</sup>
- Ducting AC	: 0,20 kN/m <sup>2</sup>

##### 2. Beban Hidup (berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel 4.1)

- Lantai atap	: 1,20 kN/m <sup>2</sup>
- Lantai Perkantoran	: 2,40 kN/m <sup>2</sup>

### 3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan berdasarkan *SNI 03-1726-2002* untuk zone gempa 6 dengan menggunakan *Time History Analysis*.

#### 4.3 Perencanaan Dimensi Balok

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{\min}$ ) dihitung berdasarkan *SNI 03-2847-2002 Ps. 11.5.2.1* di mana bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

Untuk  $f_y$  selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$

#### ➤ Balok Induk memanjang dengan $L = 700 \text{ cm}$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

$$= \frac{1}{16} \cdot 700$$

$$= 43,75 \rightarrow \text{di ambil } h_{\min} = 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 43,75 = 29,17 \text{ cm} \rightarrow \text{di ambil } b = 50 \text{ cm}$$

❖ Jadi di gunakan balok induk arah memanjang dengan ukuran **50/70 cm**

➤ **Balok Induk melintang dengan  $L = 600$  cm**

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{1}{16} L \\ &= \frac{1}{16} \times 600 \\ &= 37,5 \quad \rightarrow \text{di ambil } h_{\min} = 70 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 37,5 = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{di ambil } b = 50 \text{ cm}$$

❖ Jadi di gunakan balok induk arah melintang dengan ukuran **50/70 cm**

#### 4.4 Perencanaan Dimensi Pelat

##### 4.4.1 Dasar Perhitungan Dimensi Pelat

Perhitungan dimensi plat berdasarkan *SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3*, tebal plat sebagai berikut :

- Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$  menggunakan pasal 11.5(3(2))
- Untuk  $0,2 < \alpha_m < 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi :

$$h_f = \frac{L_n \times \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta [\alpha_m - 0,2]}$$

dan tidak boleh kurang dari *120 mm*

- Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi :

$$h_f = \frac{L_n \times \left[ 0,8 - \frac{f_y}{1500} \right]}{36 - 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari *90 mm*



$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$f_y$  = Tegangan leleh baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari plat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata – rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel.

Harga  $\alpha_m$  di dapat dari :

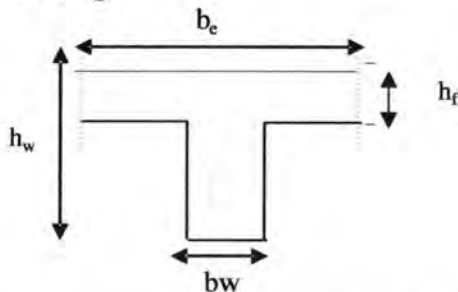
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}}$$

$$E_{balok} = E_{plat}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

**Balok Tengah :**

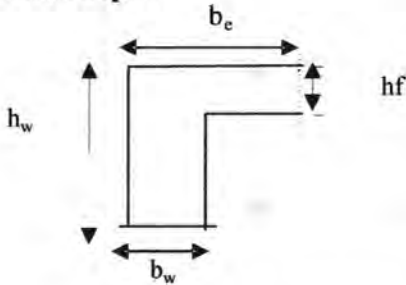


Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.2 : nilai lebar efektif balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok dan lebar efektif dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal pelat

- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

#### Balok Tepi :

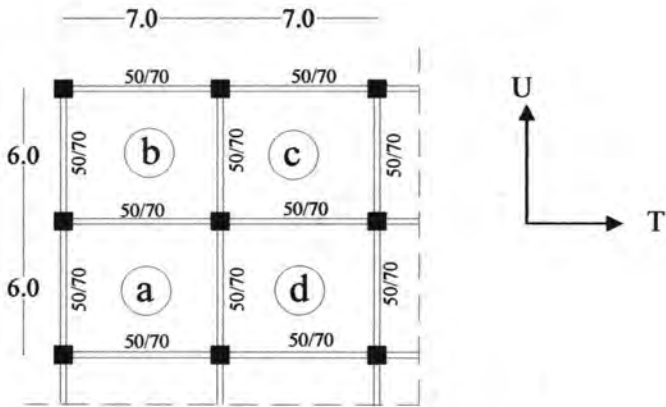


Menurut **SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.3** : Nilai lebar efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari :

- Seperduabelas dari bentang balok
- Enam kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

#### 4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

- Mutu bahan baja ( $f_y = 400$  MPa)
- Mutu bahan beton ( $f_c = 30$  MPa)
- Tebal pelat rencana : 15 cm



**Gambar 4.1**  
**Denah pelat lantai dan atap**

Pelat tipe a :

$$L_{n.B-T} = 700 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 650 \text{ cm}$$

$$L_{n.U-S} = 600 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 550 \text{ cm}$$

Pelat tipe b :

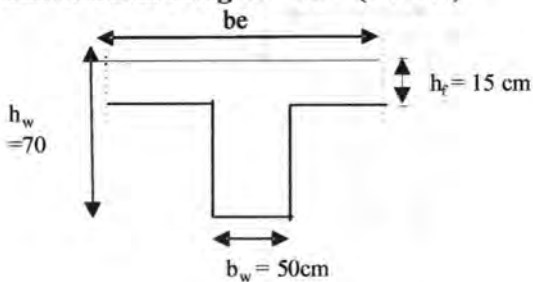
$$L_{n.B-T} = 700 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 650 \text{ cm}$$

$$L_{n.U-S} = 600 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 550 \text{ cm}$$

Untuk  $L_n$  pelat tipe c dan d setipe dengan pelat tipe a dan b

#### 4.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Balok

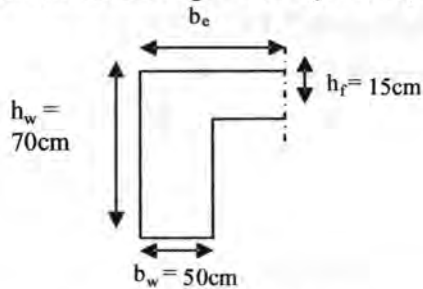
##### 1. Balok induk Tengah "T1" (50 x 70)



- Lebar efektif sayap  $\leq 8 h_f = 8 \times 15$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 120$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 240 + 50$   
 $\leq 290$  cm
- Lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} S_n = \frac{1}{2} \times 550$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 275$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 550 + 50$   
 $\leq 600$  cm
- $b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 600$   
 $b_e \leq 150$  cm  
 Dari ketiga syarat di atas diambil yang terkecil

Jadi nilai  $b_e$  untuk Balok induk Tengah "T1" (50 x 70) adalah **150** cm

## 2. Balok Induk Tepi "L1" (50 x 70)



- Lebar efektif sayap  $\leq 1/12 L = 1/12 \times 600$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 50$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 100 + 50$   
 $\leq 150$  cm
  - Lebar efektif sayap  $\leq 6 h_f = 6 \times 15$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 90$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 180 + 50$   
 $\leq 230$  cm
  - Lebar efektif sayap  $\leq 1/2 S_n = 1/2 \times 550$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 275$   
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 550 + 50$   
 $\leq 600$  cm
- Dari ketiga syarat di atas diambil yang terkecil

Jadi nilai  $b_e$  untuk Balok induk Tepi "L1" (50 x 70) adalah **150** cm

## 3. Balok induk Tengah "T2" (50 x 70)

- Lebar efektif sayap  $\leq 8 h_f = 8 \times 15$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 120$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 240 + 50$   
 $\leq 290$  cm

- Lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} S_n = \frac{1}{2} \times 550$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 275$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 550 + 50$   
 $\leq 600$  cm
- $b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 700$   
 $b_e \leq 175$  cm  
 Dari ketiga syarat di atas diambil yang terkecil

Jadi nilai  $b_e$  untuk Balok induk Tengah " T2 " (50 x 70) adalah **175** cm

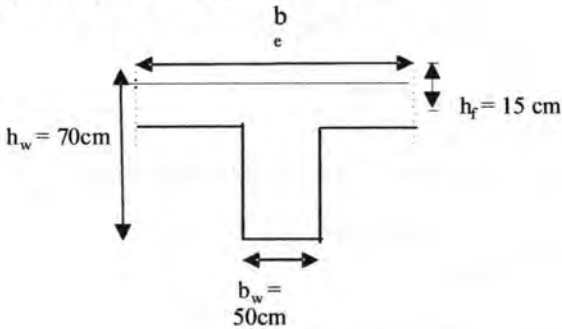
#### 4. Balok Induk Tepi " L2 " (50 x 70)

- Lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 700$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 58,33$ cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 116,66 + 50$   
 $\leq 166,66$  cm
- Lebar efektif sayap  $\leq 6 h_f = 6 \times 15$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 90$  cm  
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 180 + 50$   
 $\leq 230$  cm
- Lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} S_n = \frac{1}{2} \times 550$   
 Lebar efektif sayap  $\leq 275$   
 $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w = 550 + 50$   
 $\leq 600$  cm  
 Dari ketiga syarat di atas diambil yang terkecil

Jadi nilai  $b_e$  untuk Balok induk Tepi " L2 " (50 x 70) adalah **166,66** cm

#### 4.4.4 Perhitungan $I_{BALOK}$

##### 1. Balok Induk "T1" (50 x 70)



$$A = 15 \times 150 + 50 \times 55 = 5000 \text{ cm}^2$$

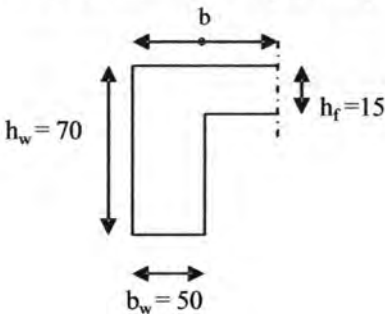
$$y = \frac{(150 \times 15 \times 7,5) + (50 \times 55 \times 42,5)}{5000} = 26,75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 150 \times 15^3 + 150 \times 15 \times 19,25^2 +$$

$$\frac{1}{12} \times 50 \times 55^3 + 50 \times 55 \times 15,75^2$$

$$= 2251354 \text{ cm}^4$$

##### 2. Balok induk "L1" (50 x 70)





$$A = 15 \times 150 + 50 \times 55 = 5000 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(150 \times 15 \times 7,5) + (50 \times 55 \times 42,5)}{5000} = 26,75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times 150 \times 15^3 + 150 \times 15 \times 19,25^2 + \\ &\quad \frac{1}{12} \times 50 \times 55^3 + 50 \times 55 \times 15,75^2 \\ &= 2251354 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_{plat} = \frac{1}{12} \times 650 \times 15^3 = 182812,5 \text{ cm}^4$$

### 3. Balok Induk " T2 " (50 x 70)

$$A = 15 \times 175 + 50 \times 55 = 5375 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(175 \times 15 \times 7,5) + (50 \times 55 \times 42,5)}{5375} = 25,4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times 175 \times 15^3 + 175 \times 15 \times 17,9^2 + \\ &\quad \frac{1}{12} \times 50 \times 55^3 + 50 \times 55 \times 17,1^2 \\ &= 2387652 \text{ cm} \end{aligned}$$

### 4. Balok induk " L2 " (50 x 70)

$$A = 15 \times 166,66 + 50 \times 55 = 5249,9 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(166,66 \times 15 \times 7,5) + (50 \times 55 \times 42,5)}{5249,9} = 25,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times 166,66 \times 15^3 + 166,66 \times 15 \times 18,3^2 + \\
 &\quad \frac{1}{12} \times 50 \times 55^3 + 50 \times 55 \times 16,7^2 \\
 &= 2344241 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} \times 650 \times 15^3 = 182812,5 \text{ cm}^4$$

**Tabel 4.1**  
**Jenis Balok Penumpu Pelat**

Jenis balok	$L_n$	$b_w$ (cm)	$h_w$ (cm)	$h_f$ (cm)	$b_e$ (cm)	$I_{\text{Balok}} \text{ (cm}^4\text{)}$
Blk Induk T1	650	50	70	15	150	2251354
Blk Induk L1	650	50	70	15	150	2251354
Blk Induk T2	650	50	70	15	175	2387652
Blk Induk L2	650	50	70	15	166,66	2344241

**Tabel 4.2**  
**Jenis Pelat**

Tipe Pelat	Tebal pelat	$L_n$ Barat - Timur (cm)	$L_n$ Utara - Selatan (cm)
a	15	650	550
b	15	650	550
c	15	650	550
d	15	650	550

**Tabel 4.3**  
**Perbandingan Kekakuan Pelat dan Balok ( $\alpha$ )**

Tipe Pelat	$\alpha_{\text{Barat}}$	$\alpha_{\text{Timur}}$	$\alpha_{\text{Utara}}$	$\alpha_{\text{Selatan}}$	$\alpha_m$
a	12,32	12,32	13,06	13,06	<b>12,69</b>
b	12,32	12,32	12,82	13,06	<b>12,63</b>
c	12,32	12,32	12,82	13,06	<b>12,63</b>
d	12,32	12,32	13,06	13,06	<b>12,69</b>

Bedasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(3)) yang mana  $\alpha_m \geq 2$ , maka ketebalan plat minimum adalah

$$h_f = \frac{L_n \times \left[ 0,8 - \frac{f_y}{1500} \right]}{36 - 9\beta}$$

$L_n$  terpanjang adalah  $L_n = 650$  cm

$$h_f = \frac{650 \times \left[ 0,8 - \frac{400}{1500} \right]}{36 - 9 \times \frac{650}{550}} = 13,67 \text{ cm}$$

Dan tidak boleh kurang dari 9 cm.

Jadi, di pakai ketebalan pelat lantai dan atap adalah 15 cm

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan kolom yang mengalami pembebanan adalah kolom yang memikul bentang yang terluas, yaitu 700 cm x 600 cm.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1 : kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan

momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

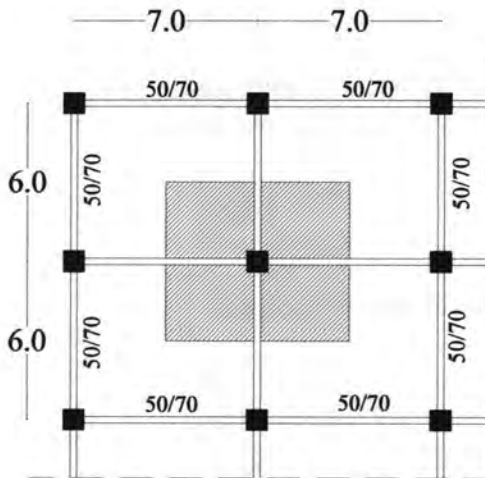
Direncanakan:

Tebal Pelat = 15 cm = 150 mm

Tinggi lantai 1 = 400 cm

Tinggi lantai 2 s/d 9 = 350 cm

Asumsi awal dimensi kolom : 80 x 80 cm



**Gambar 4.2**  
**Daerah Pembebanan Kolom**

Berdasarkan **RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1** :

**Beban Mati**

Pelat	: 7 m x 6 m x 0,15 x 24 kN/m <sup>3</sup> x 12	= 1814,4kN
Plafond + ME	: 7 m x 6 m x 0,18 kN/m <sup>2</sup> x 12	= 90,7kN
Partisi	: 7 m x 6 m x 1 kN/m <sup>2</sup> x 12	= 504kN
Balok Induk	: (7+6) m x 0,7 x 0,5 x 24 kN/m <sup>2</sup> x 12	= 1310,4kN
Kolom	: 0,8 x 0,8 x 4 m x 24 kN/m <sup>2</sup> x 1 0,8 x 0,8 x 3,5 m x 24 kN/m <sup>2</sup> x 11	= 652,8kN
Tegel (2 cm)	: 7 m x 6 m x 0,24 kN/m <sup>2</sup> x 2 x 11	= 221,8kN
Spesi (2 cm)	: 7 m x 6 m x 0,21 kN/m <sup>2</sup> x 2 x 12	= 211,7kN
Aspal (1 cm)	: 7 m x 6 m x 0,14 kN/m <sup>2</sup> x 1 x 1	= 5,9 kN
Plumbing	: 7 m x 6 m x 0,10 kN/m <sup>2</sup> x 12	= 50,4 kN
Ducting AC	: 7 m x 6 m x 0,20 kN/m <sup>2</sup> x 12	= 100,8 kN
	<b>Berat Total</b>	<b>= 4962,9kN</b>

Berdasarkan **RSNI 03-1727-1989 tabel 4.1** :

**Beban Hidup**

Atap	: 7 m x 6 m x 1,20 kN/m <sup>2</sup> x 1 tingkat	= 50,4 kN
Lantai	: 7 m x 6 m x 2,4 kN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	= 1108,8 kN
<b>Berat Total</b>		<b>= 1159,2 kN</b>

Menurut **RSNI 03-1727-1989 pasal 4.8.2** : Beban hidup dapat direduksi hingga 20 % untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih.

Maka beban hidup di atas dapat direduksi sebesar 20 % atau dikali koefisien reduksi beban hidup = 0,8

Jadi total beban untuk beban hidup : LL = 0,8 x 1159,2 kN  
= 927,36 kN

Jadi Berat Total : W = DL + LL  
= 4962,9 + 927,36 = 5890,26 kN

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa

Rencana awal :

$$b \times h = A = \frac{W}{0,85 \cdot f_c} = \frac{5890,26 \cdot 10^3}{0,85 \times 30} = 230990,6 \text{ mm}^2$$

Dimensi awal :  $A = 230990,6$  ;  $b = h$

$b = 480,6 \text{ mm} \rightarrow$  di ambil  $b = h = 800 \text{ mm}$

Jadi dimensi kolom digunakan **80/80 cm**.

#### 4.6 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 16.5.3.(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang daripada  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

Direncanakan:

Tebal Dinding Geser = 35 cm

Panjang bentang : 700 cm

Tinggi total : 42,5 m

$$\triangleright 35 \text{ cm} \geq \frac{H}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq \frac{350}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq 14 \text{ cm}$$

$$\triangleright 35 \text{ cm} \geq \frac{L}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq \frac{700}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq 28 \text{ cm}$$

$\triangleright$  Tidak boleh kurang dari 100 mm = 10 cm

Jadi, tebal shearwall sebesar 35 cm telah memenuhi syarat.



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

## BAB V PERENCANAAN MODEL

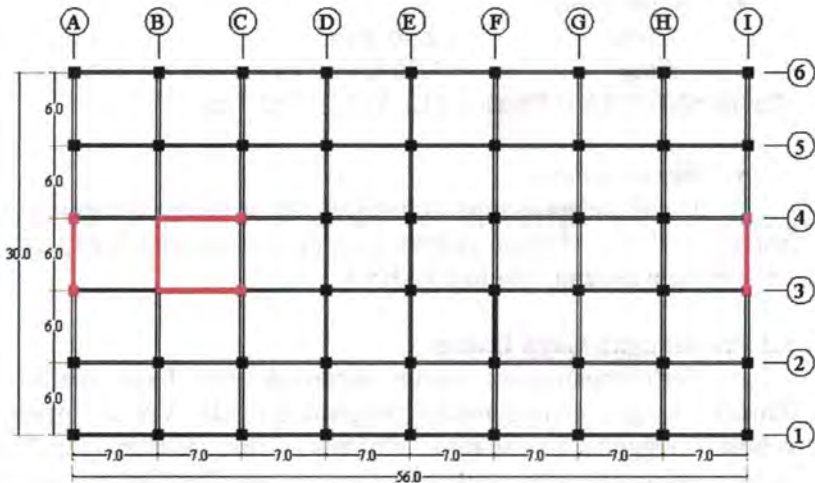




## BAB V PERENCANAAN MODEL

### 5.1 Data Gedung

- Jenis gedung : Perkantoran
- Luas : 30 x 56 m<sup>2</sup>
- Tinggi : 12 lantai (42,5m)
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Zona gempa : 6, tanah keras
- Kolom lantai 1 - 12 : 80 x 80 cm<sup>2</sup>
- Shearwall : 35 cm
- Komponen batas : 70 x 70 cm
- Balok : 50 x 70 cm<sup>2</sup>
- Pelat : 15 cm



**Gambar 5.1 Denah Model**

## 5.2 Pembebanan

- Beton : 24,00 kN/m<sup>3</sup>
- Beban mati
  - lantai
    - tegel : 0,24 kN/m<sup>2</sup>
    - spesi : 0,21 kN/m<sup>2</sup>
    - plafon + ME : 0,18 kN/m<sup>2</sup>
    - partisi : 1,00 kN/m<sup>2</sup> luas lantai
    - plumbing : 0,10 kN/m<sup>2</sup>
    - Ducting AC : 0,2 kN/m<sup>2</sup>
  - atap
    - aspal : 0,14 kN/m<sup>2</sup>
    - spesi : 0,21 kN/m<sup>2</sup>
    - plafon + ME : 0,18 kN/m<sup>2</sup>
    - plumbing : 0,10 kN/m<sup>2</sup>
    - Ducting AC : 0,2 kN/m<sup>2</sup>
- Beban hidup
  - Lantai : 2,40 kN/m<sup>2</sup>
  - Atap : 1,20 kN/m<sup>2</sup> (termasuk beban hujan)

(Revisi SNI-1727-1989/Mod SEI/ASCE 7-02 Tabel 4-1)

- Beban gempa

Untuk beban gempa digunakan beban gempa dinamik *time history analysis*, rekaman gempa yang digunakan adalah El Centro 1940 dengan program bantu ETABS V.9.0.7.

## 5.3 Perhitungan Gaya Dalam

Perhitungan gaya dalam diperoleh dari hasil analisa 3 dimensi dengan menggunakan program ETABS V.9.07. Analisa gempa menggunakan analisa dinamis *Time History Analysis* menggunakan rekaman gempa El Centro yang direkam tanggal 15 Mei 1940 di California dengan memperhitungkan gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dengan arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi

bersamaan dengan pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi dengan efektifitas sebesar 30%.

Pendistribusian gaya gempa lateral tidak terlepas dari elemen pelat dan elemen balok. Oleh karena itu lantai dimodelkan sebagai diafragma yang kaku (*rigid diaphragm*). Sehingga seluruh joint dalam satu bidang tidak dapat bergerak relatif satu sama lain, setiap pergerakan joint akan mempengaruhi joint lain dalam satu bidang yang sama.

Untuk mendapatkan gaya dalam yang paling besar, maka beban-beban yang ada dikombinasikan sesuai dengan SNI 03-2847-2002, yaitu :

$$1.U = 1,4 D$$

$$2.U = 1,2 D + 1,6 L$$

$$3.U = 1,2 D + 1L \pm 1,0 E$$

$$4.U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

#### 5.4 Analisa Modal

Analisa modal atau *eigen-value* diperlukan untuk mengetahui perilaku dinamis bangunan sekaligus perioda getar alami. Parameter yang mempengaruhi pada analisa modal adalah massa dan kekakuan lateral bangunan.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut SNI 1726-2002 pasal 5.4.3 harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun analisis dinamik 3 dimensi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ , apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut:

$$\text{- untuk } 0 < e \leq 0,3 b$$

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

atau

$$e_d = e - 0,05 b$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

Dalam hal ini pusat kekakuan didapat dengan bantuan program ETABS v9.07

**Tabel 5.1**  
**Pusat massa dan pusat rotasi**

Lantai	B	L	XCR	YCR	ex	ey	ed x	ed y	koord x
12	56	30	24.652	14.887	3.348	0.113	7.822	1.670	32.474
11	56	30	24.476	14.893	3.524	0.107	8.086	1.661	32.562
10	56	30	24.277	14.901	3.723	0.099	8.385	1.649	32.662
9	56	30	24.059	14.91	3.941	0.090	8.712	1.635	32.771
8	56	30	23.839	14.921	4.161	0.079	9.042	1.619	32.881
7	56	30	23.633	14.934	4.367	0.066	9.351	1.599	32.984
6	56	30	23.458	14.947	4.542	0.053	9.613	1.580	33.071
5	56	30	23.331	14.962	4.669	0.038	9.804	1.557	33.135
4	56	30	23.273	14.979	4.727	0.021	9.891	1.532	33.164
3	56	30	23.319	14.999	4.681	-0.001	9.822	1.499	33.141
2	56	30	23.540	15.025	4.460	0.025	9.490	1.538	33.030
1	56	30	24.321	15.118	3.679	0.118	8.319	1.677	32.640

Note : koordinat sudut bangunan (kiri-bawah) dianggap (0,0)

### Massa Lantai :

#### Lantai 1 – 11

Beban mati

Pelat	: 0,15 m x 56 m x 30 m x 24 kN/m <sup>3</sup>	=	6048 kN
Tegel	: 2 cm x 56 m x 30 m x 0,24 kN/m <sup>2</sup>	=	806,4 kN
Spesi	: 2 cm x 56 m x 30 m x 0,21 kN/m <sup>2</sup>	=	705,6 kN
Plafon+ME	: 56 m x 30 m x 0,18 kN/m <sup>2</sup>	=	302,4 kN
Plumbing	: 56 m x 30 m x 0,1 kN/m <sup>2</sup>	=	168 kN
Ducting AC	: 56 m x 30 m x 0,2 kN/m <sup>2</sup>	=	336 kN
Partisi	: 56 m x 30 m x 1 kN/m <sup>2</sup>	=	1680 kN +
Jumlah		=	10046,4 kN

**Beban hidup**

Untuk perhitungan massa bangunan beban hidup direduksi menjadi 30 %

$$0,3 \times 56 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 2,4 \text{ kN/m}^2 = 1209,6 \text{ kN}$$

Jadi massa lantai untuk tingkat 1-11 adalah

$$\frac{10046,4 + 1209,6}{9,81} = 1147,4 \text{ kN.s}^2/\text{m}$$

Momen Inersia Massa untuk tingkat 1-11 adalah

$$\frac{m.(B^2 + L^2)}{12} = \frac{1147,4 \times (56^2 + 30^2)}{12} = 385909 \text{ kNm}^4.\text{s}^2$$

**Lantai 12****Beban mati**

Pelat	: 0,15 m x 56 m x 30 m x 24 kN/m <sup>3</sup>	= 6048 kN
Spesi	: 2 cm x 56 m x 30 m x 0,21 kN/m <sup>2</sup>	= 705,6 kN
Aspal	: 1 cm x 56 m x 30 m x 0,14 kN/m <sup>2</sup>	= 235,2 kN
Plafon+ME	: 56 m x 30 m x 0,18 kN/m <sup>2</sup>	= 302,4 kN
Plumbing	: 56 m x 30 m x 0,1 kN/m <sup>2</sup>	= 168 kN
Ducting AC	: 56 m x 30 m x 0,2 kN/m <sup>2</sup>	= 336 kN +
Jumlah		= 7795,2 kN

**Beban hidup**

Untuk perhitungan massa bangunan beban hidup direduksi 30 %

$$0,3 \times 56 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 1,2 \text{ kN/m}^2 = 604,8 \text{ kN}$$

Jadi massa lantai untuk tingkat 12 adalah

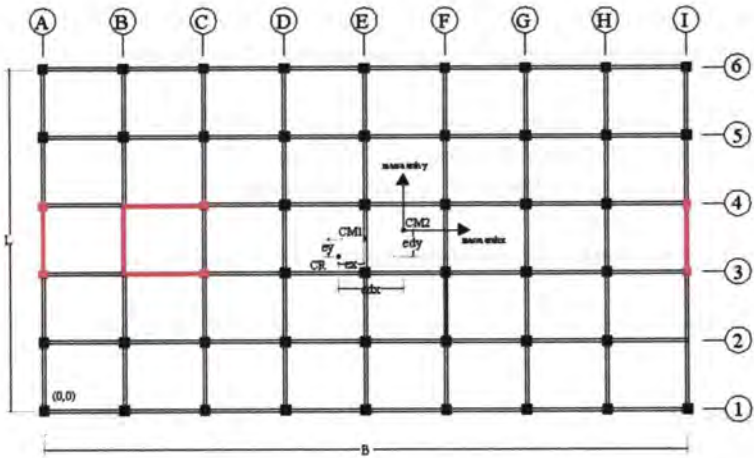
$$\frac{7795,2 + 604,8}{9,81} = 856,3 \text{ kN.s}^2/\text{m}$$

Momen Inersia Massa untuk tingkat 12 adalah

$$\frac{m.(B^2 + L^2)}{12} = \frac{856,3 \times (56^2 + 30^2)}{12} = 288002 \text{ kNm}^4.\text{s}^2$$







**Gambar 5.2** Penempatan pusat massa dan pusat rotasi

Selanjutnya dengan program ETABS dapat diperoleh hasilnya sebagai berikut:

**Tabel 5.2**  
**Modal Participation Mass Ratios**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.57391	75.365	0.3777	0	75.3654	0.3777	0
2	1.52696	0.4578	71.762	0	75.8232	72.1394	0
3	0.88919	0.0575	3.529	0	75.8807	75.6685	0
4	0.46311	13.575	0.3046	0	89.4554	75.9731	0
5	0.44928	0.3583	12.982	0	89.8137	88.9555	0
6	0.25203	0.0084	0.9938	0	89.8221	89.9493	0
7	0.23801	4.9613	0.0973	0	94.7834	90.0465	0
8	0.23038	0.1191	4.5725	0	94.9025	94.6191	0
9	0.15503	2.2629	0.0402	0	97.1654	94.6593	0
10	0.14972	0.0439	2.1931	0	97.2093	96.8524	0
11	0.1264	0.0012	0.2587	0	97.2105	97.1111	0
12	0.114	1.1748	0.0178	0	<b>98.3854</b>	<b>97.1289</b>	0

**Tabel 5.3**  
**Modal Load Participation Ratios**

Type	Accel	StatPercent	DynPercent	effective period
Accel	UX	99.9949	98.3854	1.548
Accel	UY	99.9867	97.1289	1.483
Accel	UZ	0	0	0.000
Accel	RX	99.9999	99.9848	1.574
Accel	RY	100	99.9962	1.527
Accel	RZ	53.7176	95.074	0.000

Hasil analisa memperlihatkan bahwa akselerasi arah x dan arah y mempunyai ratio *modal load participation* > 90 % dan partisipasi massa arah X dan arah Y dalam menghasilkan respons total telah melebihi 90 %.

Pasal 5.6 SNI 1726-2002 menyatakan bahwa untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental  $T_1$  dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien  $\zeta$  untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya  $n$  menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n$$

Menurut tabel 8 SNI 1726-2002, untuk wilayah gempa 6, maka nilai  $\zeta = 0,15$ . jadi nilai  $T_1$  maksimum untuk bangunan bertingkat 12 adalah  $= 0,15 \times 12 = 1,8$  detik.

Sehingga gedung ini memenuhi syarat karena  $t = 1,548$  detik < 1,8 detik OK.

### 5.5 Evaluasi Beban Gempa

Pasal 7.1.3 SNI-1726-2002 menyatakan, bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang 80% nilai akhir respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1$$



Dimana  $V_1$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_i$$

Dengan  $C_1$  adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari Spektrum Respon Gempa Rencana menurut gambar 2 untuk waktu getar alami pertama  $T_1$ ,  $I$  adalah faktor keutamaan menurut tabel 1 dan  $R$  adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan  $W_i$  adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang telah direduksi.

**Tabel 5.4**  
**Berat Total Bangunan**

level	Balok (kN)	Lantai (kN)	30% B. hidup	kolom (kN)	shearwall (kN)	Total (kN)
12	4821.6	9475.2	604.8	2473	1187.76	18562.32
11	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
10	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
9	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
8	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
7	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
6	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
5	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
4	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
3	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
2	4821.6	10046.4	1209.6	2473	1187.76	19738.32
1	4821.6	10046.4	1209.6	2826.2	1357.44	20261.28
<b>Total</b>						<b>236206.8</b>

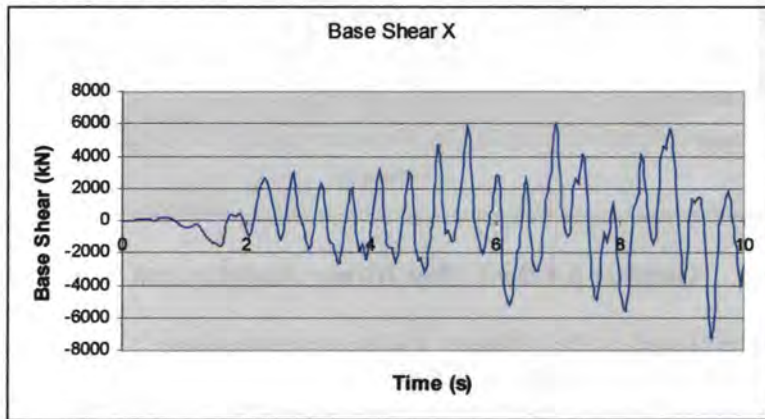
## Evaluasi gempa arah X

### Analisa Statik

$T_x = 1,548$  detik, sedangkan persyaratan bangunan 12 lantai,  $T_1$  maks = 1,8 detik, jadi  $T_x$  masih memenuhi persyaratan, dari tabel kurva spektrum wilayah 6 (tanah keras) maka  $C_1 = 0,42 / 1,548 = 0,271$ , sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_i = \frac{0,271 \times 1}{8,5} \times 236207 = 7531 \text{ kN}$$

### Analisa Dinamis



**Gambar 5.3 Hasil Time History Analysis arah X**

Dari hasil *Time History Analysis* menghasilkan

$$V_x = 7289,12 \text{ kN} > 0,8 \times V_1 = 6024,8 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK}$$

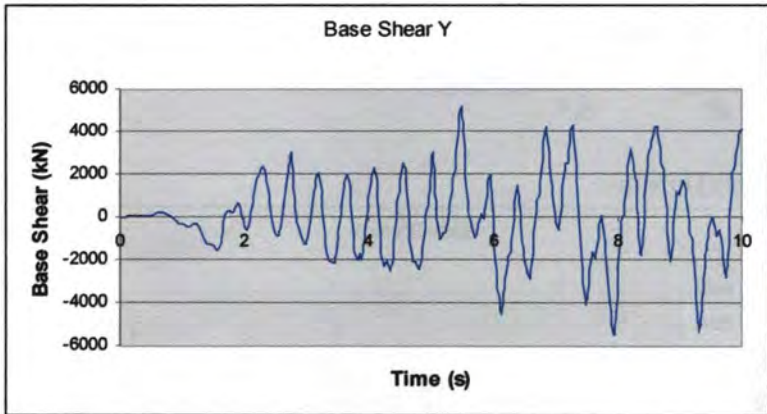
## Evaluasi gempa arah Y

### Analisa Statik

$T_Y = 1,483$  detik, sedangkan persyaratan bangunan 12 lantai,  $T_1$  maks = 1,8 detik, jadi  $T_Y$  masih memenuhi persyaratan, dari tabel kurva spektrum wilayah 6 (tanah keras) maka  $C_1 = 0,42 / 1,483 = 0,283$ , sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,283 \times 1}{8,5} \times 236207 = 7864 \text{ kN}$$

### Analisa Dinamis



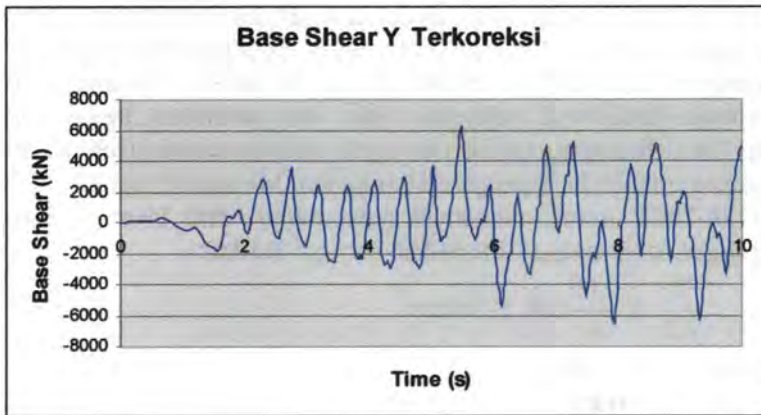
**Gambar 5.4 Hasil *Time History Analysis* arah Y**

Dari hasil analisa *Time History Analysis* menghasilkan

$$V_Y = 5396,74 \text{ kN} < 0,8 \times V_1 = 6291,2 \text{ kN}$$

Jadi gempa dinamis arah Y harus diperbesar  $6291,2 / 5396,74 = 1,166 \approx 1,2$  kali.

Hasil *Time History Analysis* setelah dikoreksi sebagai berikut :



Gambar 5.5 Hasil *Time History Analysis* arah Y terkoreksi

Tabel 5.5  
Nilai *Base Shear* setelah dikoreksi

Analisa	Sebelum dikoreksi		Setelah dikoreksi	
	<i>Base Shear X</i> kN	<i>Base Shear Y</i> kN	<i>Base Shear X</i> kN	<i>Base Shear Y</i> kN
<i>Static</i>	7531	7864	7531	7864
<i>Dynamic (THA)</i>	7289,12	5396,74	7289,12	6476
rasio ( <i>Dynamic/Static</i> )	0,97	0,69	0,97	0,82
	<b>OK</b>	<b>Not OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

### 5.6 Kontrol Drift

Untuk menghasilkan kinerja struktur yang memuaskan, dilakukanlah pemeriksaan pada simpangannya. Pemeriksaan dilakukan, baik pada nilai simpangan maksimum pada puncak bangunan, atau pada simpangan antar tingkatnya (*interstory drift*).

Dalam hal pemeriksaan *drift*, dikenalkan di sini kondisi batas layan dan batas *ultimate*. Kinerja batas layan struktur ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur serta ketidaknyamanan bagi penghuni bangunan. Menurut Pasal 8.1.2 SNI 03-1726-2002, untuk memenuhi persyaratan batas layan struktur, simpangan antar tingkat ditentukan sebagai berikut :

$$\frac{\Delta}{FS} \leq \frac{0,03}{R} x h_i \leq 30mm$$

Dimana:

$$FS = \frac{0,8.V_1}{V_t} \geq 1$$

$$FS_x = \frac{0,8 \times 7531}{7289,12} = 0,823 \rightarrow \text{diambil} = 1$$

$$FS_y = \frac{0,8 \times 7864}{6476} = 0,971 \rightarrow \text{diambil} = 1$$

Jadi, nilai  $FS = 1$  sehingga syarat nilai kinerja batas layan adalah sebagai berikut :

Untuk lantai 1

$$\Delta_s = \frac{0,03}{8,5} \times 4000 = 14,118 \text{ mm}$$

Untuk lantai 2 - 12

$$\Delta_s = \frac{0,03}{8,5} \times 3500 = 12,35 \text{ mm}$$

Sedangkan kinerja batas *ultimate* ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum akibat beban gempa rencana dalam kondisi struktur di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan runtuhnya gedung yang dapat menyebabkan jatuhnya korban jiwa, serta untuk mencegah benturan

berbahaya antar gedung bertetangga atau antar bagian gedung yang dipisahkan oleh sela pemisah (dilatasi). Untuk keadaan ini ditentukanlah syarat sebagai berikut:

$$\xi \cdot \Delta \leq 0,02 \cdot h_i$$

Dimana untuk gedung tidak beraturan nilai  $\xi$  adalah

$$\xi = \frac{0,7 \cdot R}{FS} = \frac{0,7 \cdot 8,5}{1} = 5,95$$

Sehingga syarat kinerja batas *ultimate* adalah

Untuk lantai 1

$$\Delta m = 0,02 \times 4000 = 80 \text{ mm}$$

Untuk lantai 2 - 12

$$\Delta m = 0,02 \times 3500 = 70 \text{ mm}$$

**Tabel 5.6**  
**Kinerja Batas Layan Arah X ( $\Delta s$ )**

Tingkat	$\Delta s$ (m)	$\Delta s$ antar tingkat (m)	syarat $\Delta s$ (m)	Ket
12	0.01430	0.00150	0.01235	OK
11	0.01280	0.00160	0.01235	OK
10	0.01120	0.00130	0.01235	OK
9	0.00990	0.00050	0.01235	OK
8	0.00940	0.00040	0.01235	OK
7	0.00900	0.00070	0.01235	OK
6	0.00830	0.00110	0.01235	OK
5	0.00720	0.00140	0.01235	OK
4	0.00580	0.00150	0.01235	OK
3	0.00430	0.00010	0.01235	OK
2	0.00420	0.00290	0.01235	OK
1	0.00130	0.00130	0.014118	OK

**Tabel 5.7**  
**Kinerja Batas *Ultimate* Arah X ( $\Delta m$ )**

Tingkat	$\Delta m$ (m)	$\Delta m$ antar tingkat (m)	$\xi \Delta m$ antar tingkat (m)	syarat $\Delta m$ (m)	Ket
12	0.01430	0.00150	0.00893	0.07	OK
11	0.01280	0.00160	0.00952	0.07	OK
10	0.01120	0.00130	0.00773	0.07	OK
9	0.00990	0.00050	0.00298	0.07	OK
8	0.00940	0.00040	0.00238	0.07	OK
7	0.00900	0.00070	0.00417	0.07	OK
6	0.00830	0.00110	0.00655	0.07	OK
5	0.00720	0.00140	0.00833	0.07	OK
4	0.00580	0.00150	0.00893	0.07	OK
3	0.00430	0.00010	0.00060	0.07	OK
2	0.00420	0.00290	0.01726	0.07	OK
1	0.00130	0.00130	0.00774	0.08	OK

**Tabel 5.8**  
**Kinerja Batas Layan Arah Y ( $\Delta s$ )**

Tingkat	$\Delta s$ (m)	$\Delta s$ antar tingkat (m)	syarat $\Delta s$ (m)	Ket
12	0.01910	0.00160	0.01235	OK
11	0.01750	0.00150	0.01235	OK
10	0.01600	0.00020	0.01235	OK
9	0.01580	0.00060	0.01235	OK
8	0.01520	0.00100	0.01235	OK
7	0.01420	0.00150	0.01235	OK
6	0.01270	0.00200	0.01235	OK
5	0.01070	0.00220	0.01235	OK
4	0.00850	0.00240	0.01235	OK
3	0.00610	0.00230	0.01235	OK
2	0.00380	0.00220	0.01235	OK
1	0.00160	0.00160	0.014118	OK



**Tabel 5.9**  
**Kinerja Batas *Ultimate* Arah Y ( $\Delta m$ )**

Tingkat	$\Delta m$ (m)	$\Delta m$ antar tingkat (m)	$\xi \Delta m$ antar tingkat (m)	syarat $\Delta m$ (m)	Ket
12	0.01910	0.00160	0.00952	0.07	OK
11	0.01750	0.00150	0.00893	0.07	OK
10	0.01600	0.00020	0.00119	0.07	OK
9	0.01580	0.00060	0.00357	0.07	OK
8	0.01520	0.00100	0.00595	0.07	OK
7	0.01420	0.00150	0.00893	0.07	OK
6	0.01270	0.00200	0.01190	0.07	OK
5	0.01070	0.00220	0.01309	0.07	OK
4	0.00850	0.00240	0.01428	0.07	OK
3	0.00610	0.00230	0.01369	0.07	OK
2	0.00380	0.00220	0.01309	0.07	OK
1	0.00160	0.00160	0.00952	0.08	OK

## 5.7 Penulangan Balok

Penulangan balok didisain tipikal untuk lantai 1 – 11 dan 12, hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendisainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perencanaan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2003 pasal 23 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

### 5.7.1 Penulangan Balok akibat Momen Lentur

#### 5.7.1.1 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 1-11 as B-H

**Tabel 5.10**  
**Resume Momen Disain Balok as B-H**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-79.369	0
		Positif	41.83	25.837
		Neg.Interior	-48.493	-52.333
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-19.791	0
		Positif	16.065	11.475
		Neg.Interior	-19.651	-10.675
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	± 231.12	0
		Positif	-22.259	45.475
		Neg.Interior	± 176.321	± 122.654

**Tabel 5.11**  
**Kombinasi Momen Balok as B-H Lantai 1-11**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)		
			Ujung	Dalam	
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-111.1166	0	
		Positif	58.562	36.1718	
		Neg.Interior	-67.8902	-73.2662	
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-126.9084	0	
		Positif	75.9	31.0044	
		Neg.Interior	-89.6332	-62.7996	
3	0,9 D ± 1.0 E	Neg.Eksterior	-302.5521	0	
			159.6879	0	
		Positif	37.647	68.7283	
			Neg.Interior	-219.9647	-169.7537
			132.6773	75.5543	
4	1.2D+1.0L±1.0E	Neg.Eksterior	-346.1538	0	
			116.0862	0	
		Positif	44.002	87.9544	
			Neg.Interior	-254.1636	-196.1286
			98.4784	49.1794	

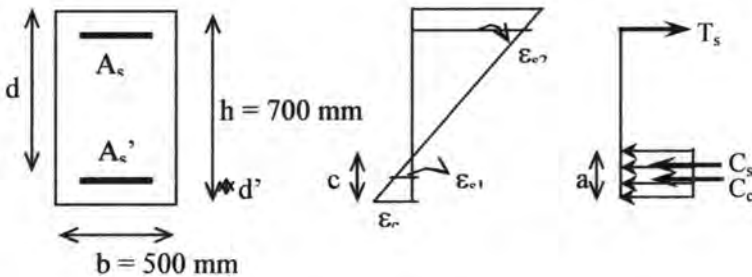
### 5.7.1.1.1. Menghitung Tulangan Lentur Tumpuan Ujung Negatif Eksterior

#### Akibat Gempa ke kiri

$$M_u = -346.153.800 \text{ Nmm}$$

Asumsi awal :

Cover	= 40 mm
Tulangan Longitudinal	= D 19
Tulangan Sengkang	= Ø 10



$$d = 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 640,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 0,5 \times 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{346.153.800}{0,8} = 432692250 \text{ Nmm}$$

Dicoba  $\rho$  tulangan tarik rangkap = 0,0035

$$\begin{aligned} \text{Luas Tulangan Tarik } A_{s1} &= A_s - A'_s \\ &= \rho \times b_w \times d \\ &= 0,0035 \times 500 \times 640,5 \\ &= 1120,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_{s1} \times f_y \times \left( d - \frac{A_{s1} \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b_w} \right) \\ &= 1120,875 \times 400 \times \left( 640,5 - \frac{1120,875 \times 400}{2 \times 0,85 \times 30 \times 500} \right) \\ &= 279285127 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= M_n - M_{n1} \\ &= 432692250 - 279285127 = 153407123 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

*Kontrol apakah tulangan tekan telah leleh :*

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0035 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 59,5}{400 \times 640,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

$0,0035 \leq 0,015$  (tulangan tekan belum leleh)

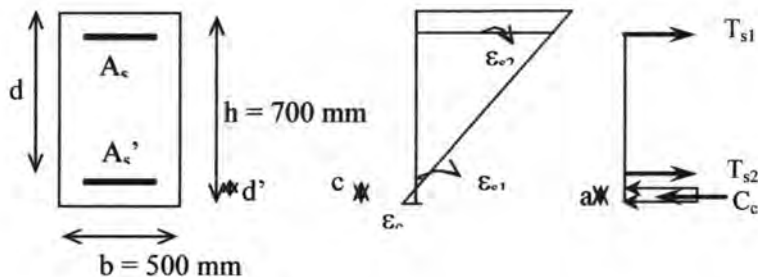
Mencari nilai  $f'_s$  :

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,0035 \times 400} \times \frac{59,5}{640,5} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = |-263| < 400 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil  $f'_s = 263 \text{ MPa}$  (dalam kondisi tarik)



$$M_{n2} = A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$A'_s = \frac{M_{n2}}{f'_s \times (d - d')} = \frac{153407123}{263 \times (640,5 - 59,5)} = 1004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi Luas tulangan tarik rangkap } A_s &= A_{s1} + A'_s \\ &= 1120,875 + 1004 \\ &= 2124,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### Pemilihan Tulangan

Pada sisi yang tertarik dipakai tulangan **8D 19**

$$(A_s = 2267,08 \text{ mm}^2 > 2124,875 \text{ mm}^2)$$

Pada sisi yang tertekan dipakai tulangan **5D 19**

$$(A_s = 1417 \text{ mm}^2 > 1004 \text{ mm}^2)$$

Cek momen nominal tulangan terpasang :

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} = \frac{1417}{500 \times 640,5} = 0,0044$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0026 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 59,5}{400 \times 640,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

0,0026 < 0,015 (*tulangan tekan belum leleh*)

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta \times f'_c \times d'}{(\rho - \rho') \times f_y \times d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,0026 \times 400} \times \frac{59,5}{640,5} \right| \leq f_y$$

$f'_s = |-561,65| > 400$  MPa (*tulangan tekan dalam kondisi tarik*)

Maka diambil  $f'_s = 400$  MPa (*dalam kondisi tarik*)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2267,08 \times 400 - 1417 \times (-400)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 115,6 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (2267,08 \times 400 - 1417 \times -400) \times (640,5 - \frac{115,6}{2}) + 1417 \times -400 \times (640,5 - 59,5)$$

$$= 529374566 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 529374566$$

$$= 423.499.653 \text{ Nmm} > 346.153.800 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$

### Akibat Gempa ke kanan

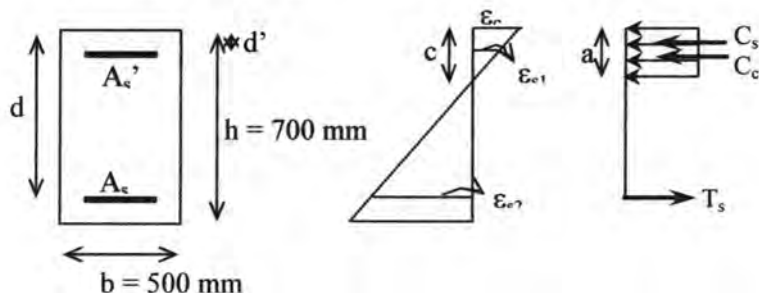
$$M_u = 159.687.900 \text{ Nmm}$$

Asumsi awal :

$$\text{Cover} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Longitudinal} = D 19$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \emptyset 10$$



$$d = 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 640,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 0,5 \times 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{159687900}{0,8} = 199609875 \text{ Nmm}$$

Dicoba  $\rho$  tulangan tarik tunggal = 0,0035

$$\begin{aligned} \text{Luas Tulangan Tarik } A_{s1} &= A_s - A'_s \\ &= \rho \times b_w \times d \\ &= 0,0035 \times 500 \times 640,5 \\ &= 1120,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_{s1} \times f_y \times \left( d - \frac{A_{s1} \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b_w} \right) \\ &= 1120,875 \times 400 \times \left( 640,5 - \frac{1120,875 \times 400}{2 \times 0,85 \times 30 \times 500} \right) \\ &= 279285127 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, maka  $M_{n2}$  diambil setengah dari  $M_{n1}$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= 0,5 \times M_{n1} = 0,5 \times 279285127 \\ &= 139642563 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol apakah tulangan tekan telah leleh :

$$\begin{aligned} \rho - \rho' &\geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} \\ 0,0035 &\geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 59,5}{400 \times 640,5} \times \frac{600}{600 - 400} \\ 0,0035 &\leq 0,015 \text{ (tulangan tekan belum leleh)} \end{aligned}$$

Mencari nilai  $f'_s$  :

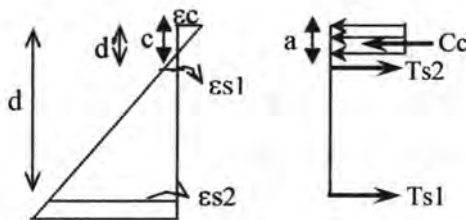


$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,0035 \times 400} \times \frac{59,5}{640,5} \right| \leq f_y$$

$$f's = |-263| < 400 \text{ Mpa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil  $f's = 263 \text{ Mpa}$  (dalam kondisi tarik)



$$M_{n2} = A'_s \times f's \times (d - d')$$

$$A'_s = \frac{M_{n2}}{f'_s \times (d - d')} = \frac{139642563}{263 \times (640,5 - 59,5)}$$

$$= 913,873 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jadi Luas tulangan tarik rangkap } A_s = A_{s1} + A'_s$$

$$= 1120,875 + 913,873$$

$$= 2034,748 \text{ mm}^2$$

### Pemilihan Tulangan

Pada sisi yang tertarik dipakai tulangan **8 D 19**

$$(A_s = 2267,08 \text{ mm}^2 > 2034,748 \text{ mm}^2)$$

Pada sisi yang tertekan dipakai tulangan **5 D 19**

$$(A_s = 1417 \text{ mm}^2 > 913,873 \text{ mm}^2)$$

**Cek momen nominal tulangan terpasang :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} = \frac{1417}{500 \times 640,5} = 0,0044$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0026 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 59,5}{400 \times 640,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

0,0026 < 0,015 (tulangan tekan belum leleh)

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta \times f'_c \times d'}{( \rho - \rho' ) \times f_y \times d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,0026 \times 400} \times \frac{59,5}{640,5} \right| \leq f_y$$

$f'_s = |-561,65| > 400$  MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)

Maka diambil  $f'_s = 400$  MPa (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2267,08 \times 400 - 1417 \times (-400)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 115,6 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times (d - \frac{a}{2}) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (2267,08 \times 400 - 1417 \times -400) \times (640,5 - \frac{115,6}{2}) +$$

$$1417 \times -400 \times (640,5 - 59,5)$$

$$= 529374566 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 529374566$$

$$= 423.499.653 \text{ Nmm} > 159.687.900 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$

Rekapitulasi tulangan lentur pada bentang ujung negatif eksterior

**Akibat gempa kekiri**

Tulangan atas : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : 5 D 19 ( $A_s = 1417 \text{ mm}^2$ )

**Akibat gempa kekanan**

Tulangan atas : 5 D 19 ( $A_s = 1417 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )

Jadi tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari kedua arah pembebanan gempa, yaitu :

**Tulangan atas : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )**

**Tulangan bawah : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )**

**Cek Momen Nominal tulangan terpasang dalam menahan gempa kekiri :**

Mu : -346.153.800 Nmm

Tulangan tarik : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )

Tulangan tekan : 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )

Cover : 40 mm

Tulangan Longitudinal : D 19

Tulangan Sengkang :  $\emptyset$  10

d : 640,5 mm

d' : 59,5 mm

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b_w}$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a^2 - \left( A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \right) \cdot a - A'_s \cdot \beta_1 \cdot d' \cdot E_s = 0$$

$$12750 \cdot a^2 + 452509168 \cdot a - 22931514200 = 0$$

Maka didapat

**a = 50,604 mm** lebih kecil dari  $d'$ , maka :

$$f'_s = \frac{d'-c}{d-c} \times f_y = \frac{59,5 - \left( \frac{50,604}{0,85} \right)}{640,5 - \left( \frac{50,604}{0,85} \right)} \times 400$$

$$= -0,0235 \text{ Mpa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Mencari nilai a sebenarnya :

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2267,08 \times 400 - 2267,08 \times (-0,0235)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$a = 71,13 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times (d - \frac{a}{2}) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (2267,08 \times 400 - 2267,08 \times -0,0235) \times (640,5 - \frac{71,13}{2}) + 2267,08 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5)$$

$$548575691 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 0,8 \times 548575691$$

$$= 438.860.553 \text{ Nmm} > 346.153.800 \text{ Nmm OK}$$

**Cek Momen Nominal tulangan terpasang dalam menahan gempa kekanan :**

Mu	: -159.687.900 Nmm
Tulangan tarik	: 8 D 19 ( $A_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )
Tulangan tekan	: 8 D 19 ( $A'_s = 2267,08 \text{ mm}^2$ )
Cover	: 40 mm
Tulangan Longitudinal	: D 19
Tulangan Sengkang	: Ø 10
d	: 640,5 mm
d'	: 59,5 mm

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b_w}$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a^2 - \left( A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \right) \cdot a - A'_s \cdot \beta_1 \cdot d' \cdot E_s = 0$$

$$12750 \cdot a^2 + 452509168 \cdot a - 22931514200 = 0$$

Maka didapat

**a = 50,604 mm** lebih kecil dari  $d'$ , maka :

$$f'_s = \frac{d'-c}{d-c} \times f_y = \frac{59,5 - \left( \frac{50,604}{0,85} \right)}{640,5 - \left( \frac{50,604}{0,85} \right)} \times 400$$

$$= -0,0235 \text{ Mpa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Mencari nilai a sebenarnya :

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2267,08 \times 400 - 2267,08 \times (-0,0235)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$a = 71,13 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times (d - \frac{a}{2}) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (2267,08 \times 400 - 2267,08 \times -0,0235) \times (640,5 - \frac{71,13}{2}) +$$

$$2267,08 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5)$$

548575691 Nmm

$$\phi Mn = 0,8 \times 548575691$$

$$= 438.860.553 \text{ Nmm} > 159.687.900 \text{ Nmm OK}$$

### 5.7.1.1.2. Menghitung Tulangan Lentur Lapangan Bentang dalam

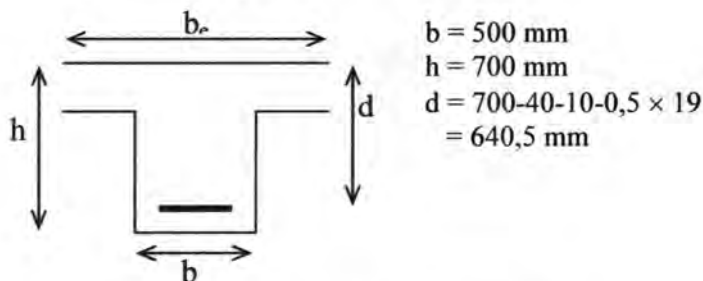
$$M_u = 87.954.400 \text{ Nmm}$$

Asumsi awal :

Cover = 40 mm

Tulangan Longitudinal = D 19

Tulangan Sengkang = Ø 10



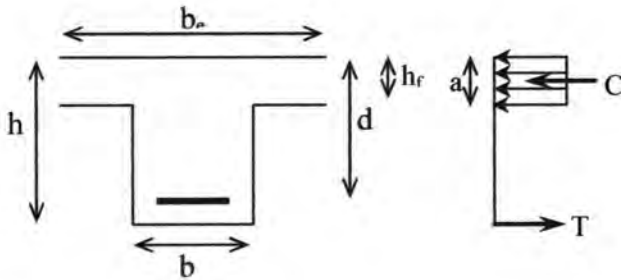
Lebar efektif flens → SNI 03-2847-2002 ps 10.10.2

$$b_{e1} \leq \frac{1}{4} b_s = 1500 \text{ mm}$$

$$b_{e2} \leq b_w + 16h_f = 500 + (16 \times 150) = 2900 \text{ mm}$$

$$b_{e3} \leq b_w + \frac{1}{2} l_n = 500 + \frac{1}{2} \times 5500 = 2750 \text{ mm}$$

Jadi diambil  $b_e = 1500 \text{ mm}$



**Cek Balok T asli atau Palsu :**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b_e \times d^2} = \frac{87954400}{0,8 \times 1500 \times 640,5^2} = 0,179 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,179}{400}} \right)$$

$$= 0,00045 < \rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

Maka pakai  $\rho \text{ min} = 0,0035$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{\rho \cdot b_e \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$= \frac{0,0035 \times 640,5 \times 400}{0,85 \times 30}$$

$$= 35,165 \text{ mm} < h_f = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{Balok T palsu}$$

Maka dihitung dengan analisa penampang kotak :



$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b_e \times d^2} = \frac{87954400}{0,8 \times 1500 \times 640,5^2} = 0,179 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,179}{400}} \right)$$

$$= 0,00045 < \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

Maka pakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 500 \times 640,5 = 1120,875 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **4D19** ( $A_s = 1133,54 \text{ mm}^2$ ).

**Cek Momen Nominal tulangan terpasang :**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} = \frac{1133,54 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 35,56 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1133,54 \times 400 \times \left( 640,5 - \frac{35,56}{2} \right)$$

$$= 282351211,5 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 282351211,5$$

$$= 225880969 \text{ Nmm} > 87.954.400 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$

**Tabel 5.12**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as B-H**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	Ø (kl)
Ujung	Neg. Eksterior	-346.154	2125.061	8 D 19	2267.080	438
		159.688	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	75.900	1118.250	4 D 19	1133.540	225
	Neg. Interior	-254.164	1372.364	8 D 19	2267.080	438
		132.677	2034.960	8 D 19	2267.080	438
Tengah	Neg. Interior	-196.129	2034.960	8 D 19	2267.080	438
		75.554	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	87.954	1118.250	4 D 19	1133.540	225

#### 5.7.1.1.3 Kontrol penulangan Balok Interior as B-H Lantai 1-11 sesuai SNI 03-2847-2002.

- Kontrol kekuatan lentur positif dimuka kolom  $\geq 0,5$  kuat lentur negatif dimuka kolom Sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2.2

##### **Tumpuan Negatif Eksterior (bentang ujung)**

$$0,5 \times A_s = 0,5 \times 2267,08 = 1133,54 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 2267,08 \text{ mm}^2 > 1133,54 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

##### **Tumpuan Negatif Interior (bentang ujung)**

$$0,5 \times A_s = 0,5 \times 2267,08 = 1133,54 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 2267,08 \text{ mm}^2 > 1133,54 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

- Kontrol tulangan minimum sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.(2(1)) :

$$1). \frac{b_w \times d}{4 \times f_y} \times \sqrt{f_{c'}} = 1096,3 \text{ mm}^2$$

$$2). \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} = 1120,875 \text{ mm}^2$$

Luas semua tulangan lebih dari 1120,875 mm<sup>2</sup> **OK**

- Kontrol rasio tulangan ( $\rho$ ) sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.(2(1)).

Tumpuan Negatif Eksterior (bentang ujung)

$$\text{Tulangan Atas : } \rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

$$\text{Tulangan Bawah : } \rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

Kontrol rasio tulangan akibat menahan gempa kekiri :

$$\rho \leq 0,025 + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

$$0,007 \leq 0,025 + \frac{0,007 \times 0,0235}{400}$$

$$0,007 \leq 0,025 \quad \mathbf{OK}$$

Kontrol rasio tulangan akibat menahan gempa kekanan :

$$\rho \leq 0,025 + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

$$0,007 \leq 0,025 + \frac{0,007 \times 0,0235}{400}$$

$$0,007 \leq 0,025 \quad \mathbf{OK}$$

Tumpuan Negatif Interior (bentang ujung)

$$\text{Tulangan Atas : } \rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

$$\text{Tulangan Bawah : } \rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} = \frac{2267,08}{500 \times 640,5} = 0,007$$

Kontrol rasio tulangan akibat menahan gempa kekiri :

$$\rho \leq 0,025 + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

$$0,007 \leq 0,025 + \frac{0,007 \times 0,0235}{400}$$

$$0,007 \leq 0,025 \quad \text{OK}$$

Kontrol rasio tulangan akibat menahan gempa kekanan :

$$\rho \leq 0,025 + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

$$0,007 \leq 0,025 + \frac{0,007 \times 0,0235}{400}$$

$$0,007 \leq 0,025 \quad \text{OK}$$

Pada Lapangan

$$\text{Rasio tulangan positif : } \rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = 0,00354 < 0,0244$$

- Sesuai SNI 032847-2002 Pasal 23.3.(2(2)) : di tiap potongan sepanjang balok tidak boleh ada kuat momen positif maupun negatif yang kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat momen max =  $\frac{1}{4} \times 438,862 \text{ kN} = 109,716 \text{ KN}$ . Dari hasil perhitungan didapat tiap bagian balok terpasang tulangan kuat momen lebih dari 109,716 KN **(OK)**
- Sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5.(2(1)) Tiap potongan baik di sisi bawah maupun atas harus ada 2 batang tulangan. Ini dipenuhi oleh tulangan terpasang yang melebihi dari 2 batang. **(OK)**

### 5.7.1.2 Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 1-11 as A dan I

Tabel 5.13

Resume Momen Disain Balok Eksterior as A-I Lantai 1-11

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-57.235	0
		Positif	39.254	16.049
		Neg.Interior	-31.895	-49.092
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-12.231	0
		Positif	5.658	6.793
		Neg.Interior	-13.472	-7.798
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	± 196.587	0
		Positif	-41.32	70.279
		Neg.Interior	± 154.391	± 170.413

Tabel 5.14

Kombinasi Momen Balok Eksterior as A dan I Lantai 1-11

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-80.129	0
		Positif	54.9556	22.4686
		Neg.Interior	-44.653	-68.7288
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-88.2516	0
		Positif	56.1576	19.2588
		Neg.Interior	-59.8292	-58.9104
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-248.0985	0
			145.0755	0
		Positif	35.3286	84.7231
			Neg.Interior	-183.0965
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	-277.5	0
			115.674	0
		Positif	11.4428	96.3308
			Neg.Interior	-206.137
		102.645	103.7046	

**Tabel 5.15**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok as A-I Lantai 1-11**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f M (kN)
Ujung	Neg. Eksterior	-277.500	1563.311	8 D 19	2267.080	438
		145.076	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	56.158	1120.875	4 D 19	1133.540	225
	Neg. Interior	-206.137	2034.960	8 D 19	2267.080	438
		125.686	2034.960	8 D 19	2267.080	438
Tengah	Neg. Interior	-237.121	1232.919	6 D 19	1700.310	333
		126.230	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	96.331	1120.875	4 D 19	1133.540	225

### 5.7.1.3 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 1-11 as 2-5

**Tabel 5.16**  
**Resume Momen Disain Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg. Eksterior	-79.44	0
		Positif	41.223	25.124
		Neg. Interior	-41.025	-56.508
2	Hidup (L)	Neg. Eksterior	-18.469	0
		Positif	18.856	10.242
		Neg. Interior	-18.856	-9.693
3	Gempa (E)	Neg. Eksterior	<u>+</u> 251.351	<u>+</u> 0
		Positif	19.7404	19.7602
		Neg. Interior	<u>+</u> 201.425	<u>+</u> 195.2

**Tabel 5.17**  
**Kombinasi Momen Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-111.216	0
		Positif	57.7122	35.1736
		Neg.Interior	-57.435	-79.1112
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-124.8784	0
		Positif	79.6372	30.1488
		Neg.Interior	-79.3996	-67.8096
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-322.847	0
			179.855	0
		Positif	37.1007	42.3718
			-238.3475	-246.0572
			164.5025	144.3428
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	-365.148	0
			137.554	0
		Positif	88.064	60.151
			-269.511	-272.7026
			133.339	117.6974

**Tabel 5.18**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as 2-5 Lantai 1-11**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f Mn (kNm)
Ujung	Neg. Eksterior	-365.148	2280.479	8 D 19	2267.080	438.862
		179.855	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
	Positif	88.064	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881
	Neg. Interior	-269.511	1497.942	8 D 19	2267.080	438.862
		164.503	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
Tengah	Neg. Interior	-272.703	1524.057	8 D 19	2267.080	438.862
		144.343	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
	Positif	60.151	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881



### 5.7.1.4 Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 1-11 as 1 dan 6

**Tabel 5.19**  
**Resume Momen Disain Balok Eksterior as 1 dan 6**  
**Lantai 1-11**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-69.47	0
		Positif	58.939	11.077
		Neg.Interior	-74.23	-45.232
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-38.331	0
		Positif	8.009	1.28
		Neg.Interior	-40.505	-3.477
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	$\pm$ 167.62	0
		Positif	37.912	42.485
		Neg.Interior	$\pm$ 201.4	$\pm$ 198.01

**Tabel 5.20**  
**Kombinasi Momen Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 1-11**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-97.258	0
		Positif	82.5146	15.5078
		Neg.Interior	-103.922	-63.3248
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-144.6936	0
		Positif	83.5412	13.2924
		Neg.Interior	-153.884	-54.2784
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-230.143	0
			105.097	0
		Positif	53.0451	52.4543
			Neg.Interior	-268.207
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	-289.315	0
			45.925	0
		Positif	116.6478	57.0574
			Neg.Interior	-330.981
			71.819	140.2546

**Tabel 5.21**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as 1 dan 6**  
**Lantai 1-11**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f Mn (kNm)
Ujung	Neg. Eksterior	-289.315	1486.004	8 D 19	2267.080	438.862
		105.097	1380.111	6 D 19	1700.310	333.984
	Positif	116.648	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881
		Neg. Interior	-330.981	1710.112	8 D 19	2267.080
	134.593		1380.111	6 D 19	1700.310	333.984
Tengah	Neg. Interior	-255.765	1305.553	8 D 19	2267.080	438.862
		157.301	1380.111	6 D 19	1700.310	333.984
	Positif	57.057	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881

#### 5.7.1.5 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 12 as B-H

**Tabel 5.22**  
**Resume Momen Disain Balok Interior as B-H**  
**Lantai 12**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-65.941	0
		Positif	35.248	25.845
		Neg.Interior	-37.465	-47.613
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-16.451	0
		Positif	10.56	11.345
		Neg.Interior	-16.562	-9.158
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	± 141.87	± 0
		Positif	34.714	46.81
		Neg.Interior	± 169.629	± 154.87

**Tabel 5.23**  
**Kombinasi Momen Balok Interior as B-H Lantai 12**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-92.3174	0
		Positif	49.3472	36.183
		Neg.Interior	-52.451	-66.6582
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-105.4508	0
		Positif	59.1936	31.014
		Neg.Interior	-71.4572	-57.1356
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-201.2169	0
			82.5231	0
		Positif	31.7232	70.0705
			Neg.Interior	-203.3475
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	-237.4502	0
			46.2898	0
		Positif	87.5716	89.169
			Neg.Interior	-231.149
			108.109	88.5764

**Tabel 5.24**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as B-H Lantai 12**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f M (kN)
Ujung	Neg. Eksterior	-237.450	1235.609	6 D 19	1700.310	333
		82.523	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	87.572	1120.875	4 D 19	1133.540	225
		Neg. Interior	-231.149	1184.050	6 D 19	1700.310
			135.911	2034.960	8 D 19	2267.080
Tengah	Neg. Interior	-221.164	2034.960	8 D 19	2267.080	438
		112.018	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	89.169	1120.875	4 D 19	1133.540	225



## 5.7.1.6 Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 12 as A dan I

**Tabel 5.25**  
**Resume Momen Disain Balok Eksterior as A dan I**  
**Lantai 12**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-52.12	0
		Positif	60.631	4.272
		Neg.Interior	-61.346	-37.932
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-24.387	0
		Positif	6.784	3.443
		Neg.Interior	-24.022	-6.194
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	± 136.5	0
		Positif	30.769	62.595
		Neg.Interior	± 164.654	± 135.214

**Tabel 5.26**  
**Kombinasi Momen Balok Eksterior as A dan I Lantai 12**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-72.968	0
		Positif	84.8834	5.9808
		Neg.Interior	-85.8844	-53.1048
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-101.5632	0
		Positif	83.6116	5.1264
		Neg.Interior	-112.0504	-45.5184
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-183.408	0
			89.592	0
		Positif	54.5679	66.4398
			Neg.Interior	-219.8654
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	109.4426	101.0752
			-223.431	0
		Positif	49.569	0
			Neg.Interior	110.3102
Neg.Interior	-262.2912	-186.9264		
	67.0168	83.5016		



**Tabel 5.27**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as A dan I Lantai 12**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f M (kN)
Ujung	Neg. Eksterior	-223.431	1120.899	6 D 19	1700.310	333
		89.592	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	110.310	1120.875	4 D 19	1133.540	225
	Neg. Interior	-262.291	1438.867	6 D 19	1700.310	333
		109.443	2034.960	8 D 19	2267.080	438
Tengah	Neg. Interior	-186.926	2034.960	8 D 19	2267.080	438
		101.075	2034.960	8 D 19	2267.080	438
	Positif	71.164	1120.875	4 D 19	1133.540	225

#### 5.7.1.7 Penulangan Lentur Balok Interior Lantai 12 as 2-5

**Tabel 5.28**  
**Resume Momen Disain Balok Interior as 2-5**  
**Lantai 12**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-67.162	0
		Positif	30.388	23.121
		Neg.Interior	-29.143	-50.776
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-15.907	0
		Positif	4.212	8.915
		Neg.Interior	-14.499	-8.529
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	± 154.26	± 0
		Positif	43.471	66.109
		Neg.Interior	± 162.532	± 151.36



**Tabel 5.29**  
**Kombinasi Momen Balok Interior as 2-5 Lantai 12**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-94.0268	0
		Positif	42.5432	32.3694
		Neg.Interior	-40.8002	-71.0864
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-106.0456	0
		Positif	43.2048	27.7452
		Neg.Interior	-58.17	-60.9312
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-214.7058	0
			93.8142	0
		Positif	27.3492	86.9179
			-188.7607	-197.0584
			136.3033	105.6616
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	-250.7614	0
			57.7586	0
		Positif	84.1486	102.7692
			-212.0026	-220.8202
			113.0614	81.8998

**Tabel 5.30**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Interior as 2-5 Lantai 12**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f Mn (kNm)	
Ujung	Neg. Eksterior	-250.761	1344.526	6 D 19	1700.310	333.984	
		93.814	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862	
	Positif	84.149	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881	
		Neg. Interior	-212.003	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
			136.303	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
Tengah	Neg. Interior	-220.820	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862	
		105.662	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862	
	Positif	102.769	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881	



**5.7.1.8 Penulangan Lentur Balok Eksterior Lantai 12 as 1 dan 6**  
**Tabel 5.31**  
**Resume Momen Disain Balok Eksterior as 1 dan 6**  
**Lantai 12**

No	Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	Mati (D)	Neg.Eksterior	-51.65	0
		Positif	69.868	9.326
		Neg.Interior	32.24	-32.146
2	Hidup (L)	Neg.Eksterior	-20.051	0
		Positif	10.764	-0.849
		Neg.Interior	-20.192	-1.115
3	Gempa (E)	Neg.Eksterior	$\pm$ 161.3	0
		Positif	32.486	38.142
		Neg.Interior	$\pm$ 164.9	$\pm$ 158.64

**Tabel 5.32**  
**Kombinasi Momen Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 12**

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen di Bentang (kNm)	
			Ujung	Dalam
1	1.4 D	Neg.Eksterior	-72.31	0
		Positif	97.8152	13.0564
		Neg.Interior	45.136	-45.0044
2	1.2 D + 1.6 L	Neg.Eksterior	-94.0616	0
		Positif	101.064	11.1912
		Neg.Interior	6.3808	-38.5752
3	0,9 D + 1.0 E	Neg.Eksterior	-207.785	0
			114.815	0
		Positif	62.8812	46.5354
			Neg.Interior	-135.884
4	1.2D+1.0L+1.0E	Neg.Eksterior	193.916	129.7086
			-243.331	0
		Positif	79.269	0
			127.0916	48.4842
Neg.Interior	-146.404	-198.3302		
	183.396	118.9498		



**Tabel 5.33**  
**Rekapitulasi Penulangan Balok Eksterior as 1 dan 6 Lantai 12**

Bentang	Lokasi	Mu (kNm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pasang (mm <sup>2</sup> )	f Mn (kNm)
Ujung	Neg. Eksterior	-243.331	1283.728	6 D 19	1700.310	333.984
		114.815	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
	Positif	127.092	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881
	Neg. Interior	-146.404	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
		193.916	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
Tengah	Neg. Interior	-198.330	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
		129.709	2034.960	8 D 19	2267.080	438.862
	Positif	48.484	1120.875	4 D 19	1133.540	225.881

## 5.7.2 Penulangan Geser Balok

### 5.7.2.1 Penulangan Geser Balok Interior Lantai 1-11 as B-H

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.(4(1)) : gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum  $M_{pr}$ , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta  $V_e$  harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

**Akibat Gempa kekiri :**

$M_{pr1}$  Tul- pada Neg.Eksterior (bentang ujung) :

$$M_{pr1} = \left( A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s \right) \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times (d - d')$$

$$= (2267,08 \times 1,25 \times 400 - 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235) \times \left( 640,5 - \frac{71,13}{2} \right) + 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5)$$

$$= 685719614 \text{ Nmm}$$

Mpr tul+ pada Neg.Interior (bentang ujung) :

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= \left( A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s \right) \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times \left( d - \frac{71,13}{2} \right) \\ &= (2267,08 \times 1,25 \times 400 - 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235) \times (640,5 - \frac{71,13}{2}) \\ &\quad + 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5) \\ &= 685719614 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

**Akibat Gempa kekanan :**

Mpr Tul+ pada Neg.Eksterior (bentang ujung) :

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= \left( A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s \right) \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times \left( d - \frac{71,13}{2} \right) \\ &= (2267,08 \times 1,25 \times 400 - 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235) \times (640,5 - \frac{71,13}{2}) \\ &\quad + 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5) \\ &= 685719614 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mpr tul- pada Neg.Interior (bentang ujung) :

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= \left( A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s \right) \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times \left( d - \frac{71,13}{2} \right) \\ &= (2267,08 \times 1,25 \times 400 - 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235) \times (640,5 - \frac{71,13}{2}) \\ &\quad + 2267,08 \times 1,25 \times -0,0235 \times (640,5 - 59,5) \\ &= 685719614 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Analisa terhadap Gempa kekiri :

Pada saat gempa kekiri  $M_{pr}$  yang bekerja adalah  $M_{pr1}$  dan  $M_{pr4}$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L} - \frac{W_u \times L}{2} = \frac{685,72 + 685,72}{5,2} - 99,59$$

$$= 164,15 \text{ kN}$$

$$V_{ekr} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L} + \frac{W_u \times L}{2} = \frac{685,72 + 685,72}{5,2} + 99,59$$

$$= 363,33 \text{ kN}$$

Analisa terhadap Gempa kekanan :

Pada saat gempa kekanan  $M_{pr}$  yang bekerja adalah  $M_{pr2}$  dan  $M_{pr3}$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{L} + \frac{W_u \times L}{2} = \frac{685,72 + 685,72}{5,2} + 99,59$$

$$= 363,33 \text{ kN}$$

$$V_{ekr} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{L} - \frac{W_u \times L}{2} = \frac{685,72 + 685,72}{5,2} - 99,59$$

$$= 164,15 \text{ kN}$$

### 5.7.2.2 Pemasangan Sengkok Balok Interior Lantai 1-11 as B-H di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila :

1. Gaya geser akibat gempa  $> 0,5 \times$  total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

Akibat gempa kekiri

$$263,74 \text{ kN} > 0,5 \times 363,33 = 181,665 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2. Gaya aksial tekan  $< A_g \times f_c' / 20$

$$< 500 \times 700 \times 30 / 20 = 525000 \text{ N}$$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan memenuhi

❖ Karena semua syarat dipenuhi maka  $V_c = 0$

Mencari kuat geser yang disumbangkan tulangan geser ( $V_s$ ) :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{363,33}{0,75} = 484,44 \text{ kN}$$

Dengan memakai sengkang geser  $4 \phi 10 \text{ mm}$  maka  $A_v = 314 \text{ mm}^2$  diperoleh  $s$  sebesar :

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{314 \times 400 \times 640,5}{484440} = 166 \text{ mm}$$

❖ Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.3.2, Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi :

1.  $d/4 = \frac{640,5}{4} = 160,125 \text{ mm}$
2. Delapan kali diameter terkecil tulangan memanjang  
 $= 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
3. 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup  
 $= 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dengan hasil ini maka diambil jarak antar sengkang di dalam sendi Plastis = 150 mm.

- Sengkang tertutup dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$ .
- Sengkang tertutup pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

❖ Kontrol kuat geser  $V_s$  tidak boleh diambil lebih besar dari  $V_s$  max Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5.6.8 :

$$\begin{aligned} V_{s \max} &= \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 640,5 \times \sqrt{30} \\ &= 1169388 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \times 400 \times 640,5}{150} \\ = 536312 \text{ N} < V_s \text{ max} \quad \underline{\text{OK}}$$

Juga pasal 13.5.4.3

$$V_s < \frac{1}{3} b_w \cdot d \sqrt{f_c'}$$

$$536312 \text{ N} < 584694 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Maka :

$$\phi (V_c + V_s) = 0,75 \times (0 + 536312) \\ = 402234 \text{ N} > 363330 \text{ N} \quad \underline{\text{OK}}$$

### 5.7.2.3 Pemasangan Sengkang Balok Interior Lantai 1-11 as B-H di Luar sendi Plastis (Lapangan) :

$V_u$  pada jarak 1400 mm = 221,3 kN

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{221,3}{0,75} = 307,36 \text{ kN}$$

Sesuai pasal 13.3.1.1 diluar sendi plastis (2h)

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 500 \cdot 640,5 = 292347 \text{ N}$$

$$V_{s2} = V_s - V_c = 15013 \text{ N}$$

Dengan memakai sengkang 2  $\phi$  10 mm maka  $A_v = 157 \text{ mm}^2$  diperoleh  $s$  sebesar :

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{s2}} = \frac{157 \times 400 \times 640,5}{15013} = 2679 \text{ mm}$$

Jarak sengkang di luar sendi Plastis :

- ❖ Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.3.4, Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi :

$$\frac{d}{2} = \frac{640,5}{2} = 320,25 \text{ mm}$$

Jadi dipasang sengkang  $2 \phi 10 - 300 \text{ mm}$  sebanyak :

$$\frac{l_n - 4h}{s} + 1 = \frac{5200 - 4 \times 700}{300} + 1 = 9 \text{ buah}$$

- ❖ Kontrol kuat geser  $V_s$  tidak boleh diambil lebih besar dari  $V_s$  max Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5.6.9 :

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 640,5 \times \sqrt{30}$$

$$= 1169388 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157 \times 400 \times 640,5}{300}$$

$$= 134078 \text{ N} < V_s \max$$

**OK**

Juga pasal 13.5.4.3

$$V_s < \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$134078 \text{ N} < 584694 \text{ N} \quad \text{OK}$$

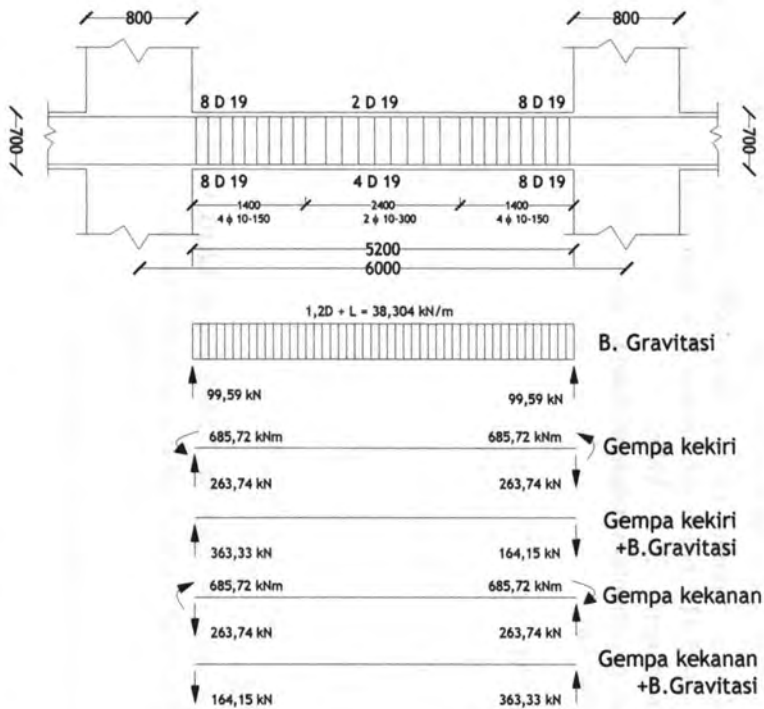
Maka :

$$\phi (V_c + V_s) = 0,75 \times (292347 + 134078)$$

$$= 319818,75 \text{ N} > 221300 \text{ N}$$

**OK**

Gambar 5.6 Disain untuk Gaya geser Balok lantai 1-11 as B-H



### 5.7.3 Pemutusan Tulangan Balok

#### 5.7.3.1 Pemutusan tulangan Balok Interior lantai 1-11 as B-H

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif di atas perletakan interior pada balok. Tulangan di atas perletakan ini adalah **8D19** dan akan dihentikan sekaligus **5D19** setelah memenuhi SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2.1. Jadi desain akan dihentikan jarak penghentian **5D19** dari muka kolom ( $x$ ). Agar diperoleh panjang penghentian terbesar maka dipakai kombinasi beban  $0,9D +$  kemungkinan kuat momen  $M_{pr}$  di ujung komponen. Kuat Momen nominal ( $\phi M_n$ ) dari **4D19** adalah 225,34 kNm. Karena itu **5D19** boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah menurun menjadi 225,34 kNm.

Jarak penghentian tulangan dengan  $M_n = 225,34$  kNm dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Diketahui } M_{pr} &= 685,72 \text{ kNm} \\ q &= 21,528 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 - V_u \cdot x + M_{pr} = M_n$$

$$\frac{1}{2} \cdot 21,528 \cdot x^2 - 319,71 \cdot x + 685,72 = 225,34$$

$$10,764 x^2 - 319,71x + 460,38 = 0$$

$$\text{Diperoleh } x = 1,52 \text{ m}$$

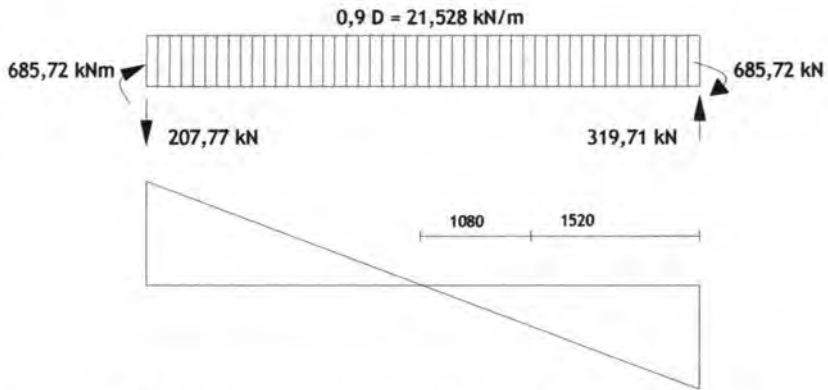
Sesuai dengan (SNI 03-2847-2002 Pasal 14.10.3), tulangan 5D19 akan dihentikan sejauh  $l$  (pilih yang lebih besar)

$$l = x + d = 2,16 \text{ m} \approx 2,2 \text{ m (menentukan)}$$

atau

$$l = x + 12 \cdot db = 1,748 \text{ m dari muka kolom}$$





**Gambar 5.7 Diagram momen untuk penghentian tulangan negatif pada perletakan interior**

Panjang  $l = 2,2 \text{ m}$  harus lebih panjang dari  $l_d$  yaitu panjang penyaluran (SNI 03-2847-2002-2847 Pasal 14.10.4) yang dihitung dengan rumus tersebut di (SNI 03-2847-2002-2847 Pasal 14.2.3).

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

Dimana :

$$\alpha = 1,3$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$c = d'$  tulangan pada  $M_{pr3} = 59,5$  mm

atau

$$c = \frac{500 - 2x(40 + 10) - 19}{8 \times 2} = 23,8 \text{ mm (menentukan)}$$

Maka :

$$\frac{c + K_{tr}}{db} = \frac{23,8 + 0}{19} = 1,253 < 2,5 \text{ (max)}$$

Jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \cdot \frac{1,3 \times 1 \times 0,8 \times 1}{1,253}$$

$$= 54,55$$

$$l_d = 54,55 \times d_b = 1036,45 \text{ mm} = 1,036 \text{ m} \approx 1,1 \text{ m}$$

ternyata  $l = 2,2 \text{ m} > l_d = 1,1 \text{ m}$

Jadi 8 D19 dipasang sepanjang 2,2 m dari muka kolom lalu dihentikan.

Perlu diamankan bahwa penghentian tulangan ini tidak boleh dilakukan di daerah tarik kecuali memenuhi SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.5. Dalam hal ini titik balik momen kira-kira berada pada jarak  $1,08 \text{ m} + 1,52 \text{ m} = 2,6 \text{ m} > 2,2 \text{ m}$ . Karena penghentian berada pada daerah tarik, perlu ada pengamanan sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.5.1 atau SNI 03-2847-2002 pasal 14.10.5.2. Dicoba dulu kemungkinan  $V_n$  dari tulangan geser

terpasang.  $\frac{2}{3} \times \phi \times V_n$  lebih besar dari gaya geser berfaktor  $V_u$ . Maka :

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} \times \phi \times V_n &= \frac{2}{3} \times 0,75 \times (V_c + V_s) \\ &= \frac{2}{3} \times 0,75 \times \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d + \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) \\ &= \frac{2}{3} \times 0,75 \times \left( \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 640,5 + \frac{157 \times 400 \times 640,5}{300} \right) \end{aligned}$$

$$= 213212 \text{ N}$$

$$= 213,212 \text{ kN} > 201,23 \text{ kN (pada jarak 2,2 m) } \underline{\text{OK}}$$

➤ Karena  $\frac{2}{3} \times \phi \times V_n > V_u$  maka penghentian 5D19 boleh

dilakukan pada jarak 2,2 m dari muka kolom

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (SNI 03-2847-2002-2847 Pasal 23.5.1.3) dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait  $90^\circ$ . Sesuai dengan (SNI 03-2847-2002-2847 Pasal 23.5.4.1)  $l_{dh}$  diambil yang lebih besar dari :

1.  $8 \cdot d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$

2.  $150 \text{ mm}$

3.  $\frac{f_y \times d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 19}{5,4 \sqrt{30}} = 257 \text{ mm}$

Jadi diambil  $l_{dh} = 300 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom dengan panjang kait  $12 \cdot d_b = 228 \text{ mm}$  sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 9.1.2

## 5.8 Perencanaan Penulangan Kolom

### 5.8.1 Penulangan Kolom Interior E4 Lantai 1-4

#### 5.8.1.1 Penulangan Lentur Kolom Interior E4 Lantai 1-4

Data :

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa

Dimensi kolom :

Lebar (B) : 800 mm

Tinggi (H) : 800 mm

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL v 3.64

**Tabel 5.34**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara**  
**Lantai dasar dan 1**

Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)
Mati (D)	4834.65	4.277
Hidup (L)	1153.48	0.632
Gempa (E)	3.05	179.991
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	6768.51	5.9878
1.2 D + 1.6 L	7647.148	6.1436
0.9 D + 1.0 E	4354.235	183.8403
0.9 D - 1.0 E	4348.135	-176.1417
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	6958.11	185.7554
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	6952.01	-174.2266

**Tabel 5.35**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara**  
**Lantai 1 dan 2**

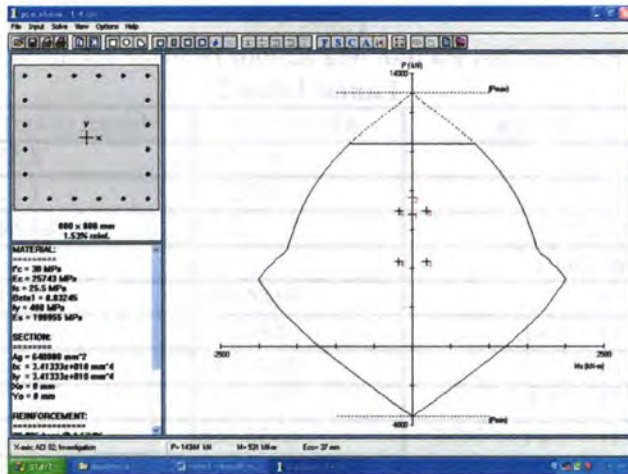
<b>Beban</b>	<b>Aksial (kN)</b>	<b>Momen (kNm)</b>
Mati (D)	4419.04	8.537
Hidup (L)	1052.77	1.328
Gempa (E)	2.75	84.881
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	6186.656	11.9518
1.2 D + 1.6 L	6987.28	12.3692
0.9 D + 1.0 E	3979.886	92.5643
0.9 D - 1.0 E	3974.386	-77.1977
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	6358.368	96.4534
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	6352.868	-73.3086

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut Pasal 23.4(1) harus dipenuhi bila:

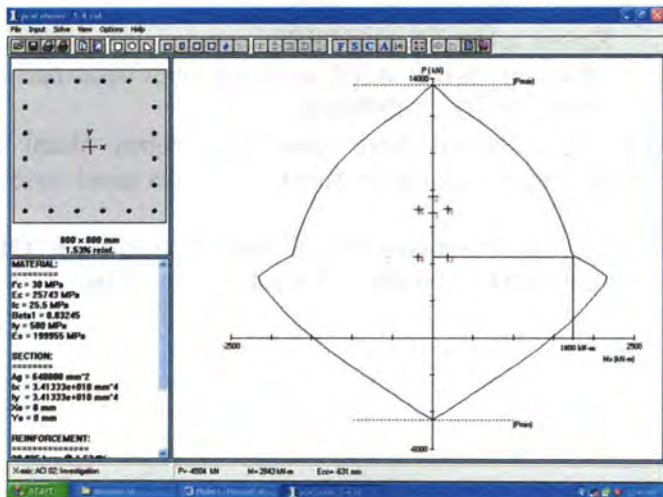
- Kolom sebagai bagian SPBL
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari  $A_g \cdot f_c' / 10$   
 $= 800^2 \times 30 / 10 = 1920000 \text{ N}$

Karena 1920 kN ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maximum yang tercantum di Tabel 5.35 maka pasal tersebut diatas berlaku:

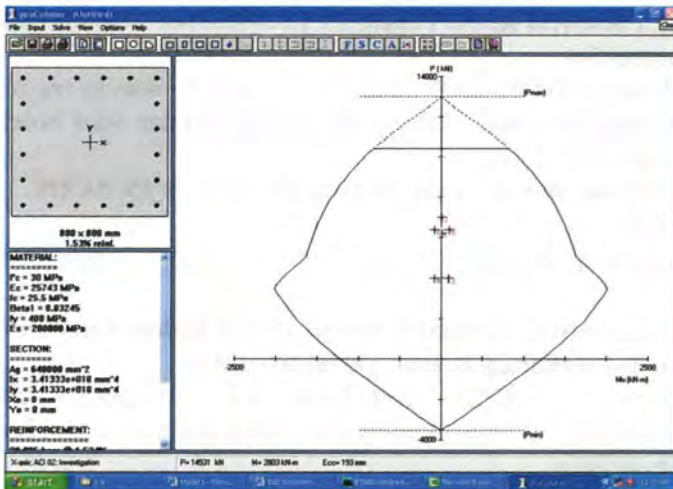
- Ukuran penampang terkecil  $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$  **OK**
- Ratio  $B/H = 800/800 = 1 > 0,4$  **OK**



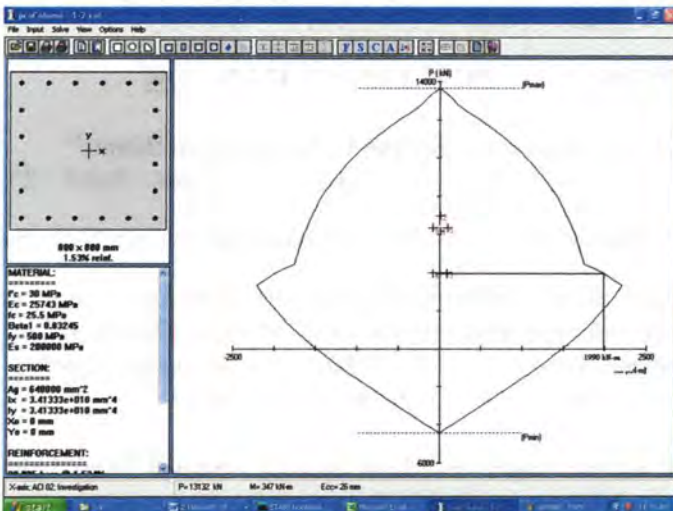
**Gambar 5.8 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 antara lantai dasar dan 1**



**Gambar 5.9 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai dasar dan 1**



**Gambar 5.10 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 antara lantai 1 dan 2**



**Gambar 5.11 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai 1 dan 2**

### 5.8.1.1.1 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom Interior E4 Lantai 1-4

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.1, rasio tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0,01 (1 %) dan tidak boleh lebih dari 0,06 (6 %).

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh :

Tulangan Longitudinal : 20D25 (1 % <  $\rho$  = 1,53 % < 6 %) **OK**

### 5.8.1.1.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Interior E4 Lantai 1-4 terhadap Beban Aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.4.5 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n(\max) &= 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 30 \times (800^2 - 9812,5) + 400 \times 9812,5 \right] \\ &= 10397286,25 \text{ N} = \mathbf{10397,3 \text{ kN} > 7647 \text{ kN}} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

### 5.8.1.1.3 Persyaratan "Strong Column Weak Beams"

Sesuai filosofi "Capacity Design", maka Pasal 23.4 (2) mensyaratkan  $\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$ , perlu difahami bahwa  $M_e$  harus dicari

dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, konsisten dengan arah gempa yang ditinjau. Dalam hal ini hanya kombinasi beban dengan beban gempa yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam* ini.

Untuk kolom tengah E4, kuat momen nominal balok-balok yang bertemu di Hubungan Balok Kolom adalah  $\Sigma M_g = 6/5 \times (438,862 + 438,862) = 1053,3 \text{ kNm}$ . (lihat Tabel 5.12).  $M_e$  untuk kolom tengah diatas lantai 1 diperoleh, dengan bantuan Gambar 5.11 sebesar 1990 kNm yang dihasilkan dari  $P_u$  terkecil = 3974,386 kN



(lihat Tabel 5.35). Dengan cara yang sama  $M_e$  untuk kolom tengah E4 dibawah lantai 1 didapat dengan, bantuan Gambar 5.9 sebesar 1800 kNm hasil kombinasi dengan  $P_u = 4348.135$  kN (lihat Tabel 5.34). Hasilnya adalah sebagai berikut:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= 1990 + 1800 \\ &= 3790 \text{ kNm} \\ \Sigma M_g &= 438,862 + 438,862 \\ &= 877,724 \text{ kNm} \end{aligned} \right\} 3790 > \frac{6}{5} 877,724 = 1053,3 \quad \text{OK}$$

#### 5.8.1.1.4 Pengekangan Kolom Tengah

Memenuhi Pasal 23.4(4(4)), ujung-ujung kolom interior E4 sepanjang  $l_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai Pasal 23.4(4(2))

$$\begin{aligned} l_o &\geq h = 800 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih kolom} = 550 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

dimana  $s$  tidak boleh lebih besar dari:

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil kolom =  $\frac{1}{4} \times 800 = 200$  mm atau
- $6 d_b = 6 \times 25 = 150$  mm
- $s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} =$   
 $100 + \frac{350 - 0,5[800 - 2 \cdot (40 + 13/2)]}{3}$   
 $= 98,83$  mm

- nilai  $s_x$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

dipakai jarak begel ( $s$ ) = 100 mm (minimum)

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai Pasal 23.4(4(1)) diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil 2 rumus berikut ini:

$$A_{sh} = 0,3 \left( s \cdot h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left( s \cdot h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \right)$$

Dengan asumsi  $s = 100$  mm,  $f_{yh} = 400$  MPa, selimut beton 40 mm dan  $\phi_s = 13$  mm

$$A_{sh} = 0,3 \left( 100 \cdot (800 - (2 \times 40) - 13) \times \frac{30}{400} \right) \left( \frac{800 \times 800}{(800 - (2 \times 40))^2} - 1 \right)$$

$$= 373,14 \text{ mm}^2$$

atau

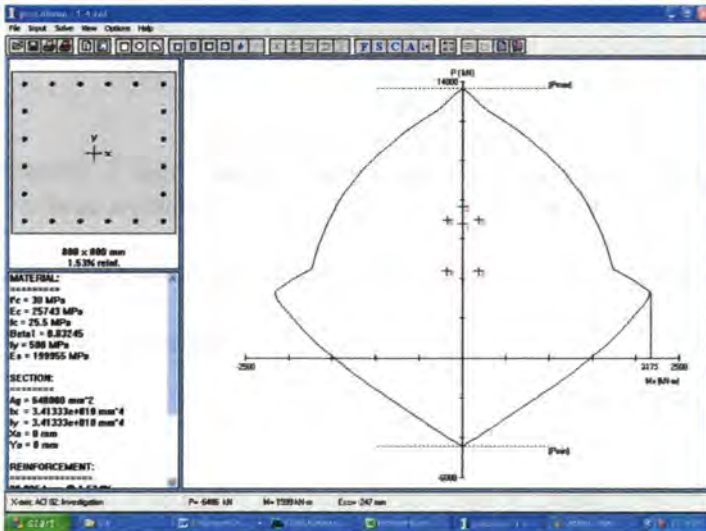
$$A_{sh} = 0,09 \left( 100 \times (800 - (2 \times 40) - 13) \times \frac{30}{400} \right)$$

$$= 477,225 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi Pasal 23.4(4(3)) dan 9.10(5(3)) dipasang  $A_{sh} 4\phi 13 = 530 > 477,225 \text{ mm}^2$

### 5.8.1.2 Penulangan Transversal untuk Beban Geser

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut Pasal 23.4(5(1)) harus ditentukan dari kuat momen maksimum,  $M_{pr}$ , dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di Hubungan Balok Kolom yang bersangkutan.  $M_{pr}$  ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan  $\phi = 1,0$ .  $M_{pr}$  ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan. Momen pakai  $f_s = 1,25 f_y$ . Namun Pasal tersebut diatas juga membatasi bahwa  $M_{pr}$  tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok Kolom berdasarkan pada  $M_{pr}$  balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.



**Gambar 5.12 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Interior E4 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai dasar dan 1**

Dengan bantuan Gambar 5.12,  $M_{pr} = M_b = 2175 \text{ kNm}$   
 Bila dianggap  $M_{pr}$  yaitu momen balance kolom tengah diatas dan dibawah lantai 2 sama besar maka:

$$\begin{aligned} V_e &= (2 \times M_{pr})/l_n \\ &= (2 \times 2175)/(4 - 0,7) = 1318 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_{pr}$  positif dan negatif dari balok-balok yang bertemu di HBK didapat dari Gambar 5.6 dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing ( $l_1$  dan  $l_2$ ) kolom maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan  $M_{pr}$  balok sebagai berikut:

$$V_{u \text{ bawah}} = 2 \times \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_1} \times \frac{l_2}{l_1 + l_2}$$

$$= 2 \times \frac{685,72 + 685,72}{4} \times \frac{3,5}{4 + 3,5}$$

$$= 320 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ atas}} = 418 \text{ kN}$$

Disini  $l_1$  dan  $l_2$  adalah tinggi kolom tingkat 1 dan 2. Ternyata  $V_e = 1318 > 418 \text{ kN}$ , dan  $V_u$  lebih besar dari hasil analisa struktur.

Mengingat beban aksial terfaktor kolom interior ini lebih besar dari

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10} = \frac{800^2 \cdot 30}{10} \cdot \frac{1}{1000} = 1920 \text{ kN}, \text{ maka } V_c \text{ diambil sesuai}$$

Pasal 13.3(1(2))

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w \cdot d$$

$$= \left( 1 + \frac{4348,135 \times 10^3}{14 \times 800^2} \right) \frac{\sqrt{30}}{6} \times 800 \times \left( 800 - 40 - 13 - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 796,7 \text{ kN}$$

Berdasarkan  $A_v$  4dp13 = 530 mm<sup>2</sup> dan s terpasang = 100 mm (lihat tulangan pengekanan)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{530 \times 400 \times 734,5}{100} \\ &= 1557,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

maka  $\phi(V_s + V_c) = 0,75(1557,14 + 796,7) = 1765,38 \text{ kN} > V_u = 418 \text{ kN}$

Ini berarti  $A_{sh}$  terpasang berdasarkan persyaratan pengekanan (Pasal 23.4(4(1))) di  $l_o$  cukup untuk menahan geser.

Sisa panjang kolom tetap harus pakai tulangan transversal dengan:

$$s \leq 6 \cdot d_b \text{ tulangan memanjang}$$

$$\leq 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm atau}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

pakai  $s = 130 \text{ mm}$

#### 5.8.1.4 Panjang Lewatan Kolom

##### 5.8.1.4.1 Panjang Lewatan pada Sambungan tulangan Kolom

##### Interior E4 lantai 1-4

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2, sebagai berikut :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

Dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 59,25 \text{ mm}$$

$$c = \frac{800 - 2 \times (40 + 13) - 25}{5 \times 2} = 66,9 \text{ mm}$$

Sebagai penyederhanaan perencanaan, diperbolehkan mengasumsikan  $K_{tr} = 0$  bahkan untuk kondisi dimana tulangan transversal dipasang. (Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2)

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{59,25 + 0}{25} = 2,37$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \cdot \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,37}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = 27,733$$

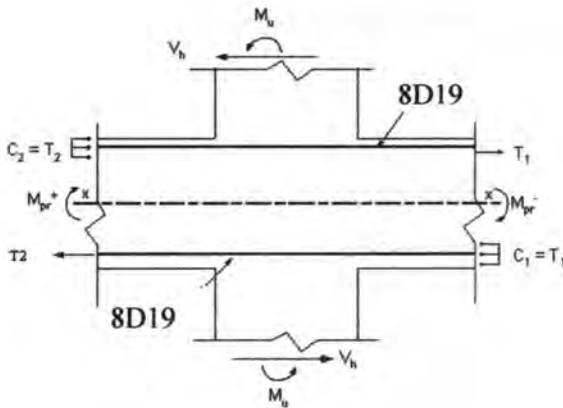
$$l_d = 27,733 \times 25 = 693,325 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.2 bahwa sambungan lewatan kolom harus diletakkan di tengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Maka berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.15.1 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik harus menggunakan Sambungan kelas B, yaitu sepanjang  $1,3 l_d$  dan tidak kurang dari 300 mm. Sehingga panjang minimum sambungan lewatan tarik sebesar =  $1,3 \times 693,325 \text{ mm} = 901,32 \approx 1000 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ .

#### 5.8.1.5. Hubungan Balok Kolom Di Baris E4

Pasal 23.5 menentukan tulangan transversal berbentuk hoop seperti diatur Pasal 23.4.4 harus dipasang dalam HBK, kecuali bila HBK tersebut terkekang oleh komponen-komponen struktur sesuai Pasal 23.5 (2(2))

Di HBK yang keempat mukanya terdapat balok-balok dengan lebar setidak-tidaknya selebar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separuh yang disyaratkan oleh Pasal 23.4 (4(1)) dan  $s \leq 0,25 h$  atau 150 mm. Untuk kesederhanaan pendetailing, pakai saja  $A_{sh}$  ujung kolom untuk HBK.



**Gambar 5.13 Sketsa HBK**

Kuat geser nominal yang diperiksa disini adalah diarah U-S pada baris E. Gaya geser yang mungkin terjadi di potongan x-x adalah  $T_1 + T_2 - V_h$ .  $T_1$  dan  $T_2$  diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK di arah U-S.

$$T_1 = A_{s1} \times 1,25 \times f_y = 2267,08 \times 1,25 \times 400 = 1133,54 \text{ kN}$$

$$T_2 = A_{s2} \times 1,25 \times f_y = 2267,08 \times 1,25 \times 400 = 1133,54 \text{ kN}$$

$V_h$  dihitung dari  $M_{pr}$  kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dalam hal ini jumlah  $M_{pr}$  itu dipikul oleh kolom atas dan kolom bawah HBK berbanding terbalik dengan panjangnya masing-masing.

$$M_{k \text{ atas}} = (685,72 + 685,72) \left( \frac{4}{4 + 3,5} \right) = 731,435 \text{ kNm}$$

$$M_{k \text{ bawah}} = 640 \text{ kNm}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} = \frac{685,72 + 685,72}{2} = 685,72 \text{ kNm}$$

Sehingga gaya geser horisontal kolom atas:

$$\begin{aligned} V_{h \text{ atas}} &= \frac{Mk}{\frac{h_{in}}{2}} \\ &= \frac{2 \times 731,435}{3,5} \\ &= 417,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

dan gaya geser horisontal kolom bawah:

$$\begin{aligned} V_{h \text{ bawah}} &= \frac{2 \times 640}{4} \\ &= 320 \text{ kNm} \end{aligned}$$

dimana  $h_{in}$  adalah panjang bersih kolom tingkat i

Dengan hasil perhitungan diatas diperoleh:

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser kolom atas di x-x} &= T_1 + T_2 - V_h \\ V_{x-x} &= 1133,54 + 1133,54 - 417,96 \\ &= 1849,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser kolom bawah di x-x} \\ V_{x-x} &= 1133,54 + 1133,54 - 320 \\ &= 1947,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 1,7 \cdot A_j \cdot \sqrt{f'_c} \\ &= 1,7 \times (800 \times 800) \times \sqrt{30} = 5959,22 \text{ kN} > V_{x-x} = 1947,08 \text{ kN} \\ &\mathbf{OK} \end{aligned}$$



## 5.8.2 Penulangan Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4

### 5.8.2.1 Penulangan Lentur Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4

Data :

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa

Dimensi kolom :

Lebar (B) : 800 mm

Tinggi (H) : 800 mm

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL v 3.64

**Tabel 5.36**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara**  
**Lantai dasar dan 1**

Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)
Mati (D)	3264.42	4.801
Hidup (L)	640.69	0.707
Gempa (E)	237.9	187.938
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	4570.188	6.7214
1.2 D + 1.6 L	4942.408	6.8924
0.9 D + 1.0 E	3175.878	192.2589
0.9 D - 1.0 E	2700.078	-183.6171
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	4795.894	194.4062
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	4320.094	-181.4698

**Tabel 5.37**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara**  
**Lantai 1 dan 2**

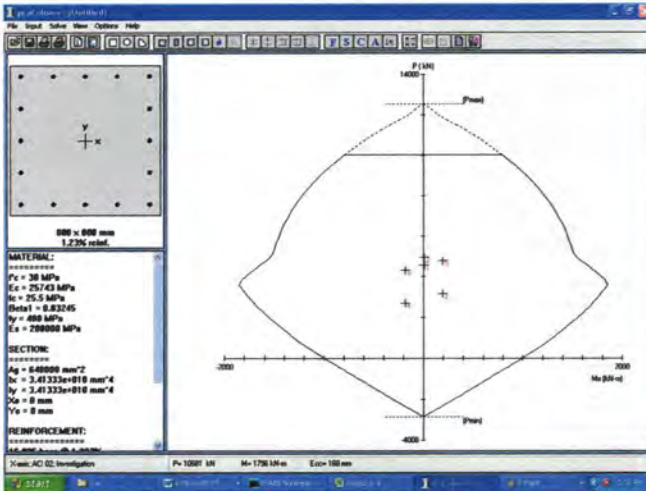
<b>Beban</b>	<b>Aksial (kN)</b>	<b>Momen (kNm)</b>
Mati (D)	2994.66	10.009
Hidup (L)	589.02	1.531
Gempa (E)	212.73	87.457
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	4192.524	14.0126
1.2 D + 1.6 L	4536.024	14.4604
0.9 D + 1.0 E	2907.924	96.4651
0.9 D - 1.0 E	2482.464	-78.4489
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	4395.342	100.9988
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	3969.882	-73.9152

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut Pasal 23.4(1) harus dipenuhi bila:

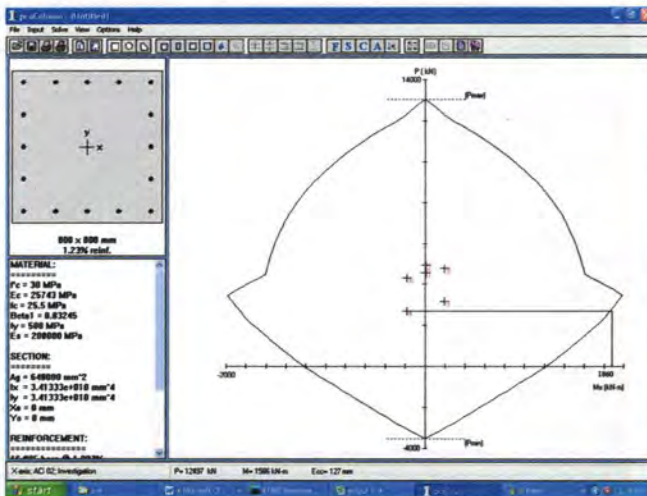
- Kolom sebagai bagian SPBL
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari  $A_g \cdot f_c' / 10$   
 $= 800^2 \times 30 / 10 = 1920000 \text{ N}$

Karena 1920 kN ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maksimum yang tercantum di Tabel 5.37 maka pasal tersebut diatas berlaku:

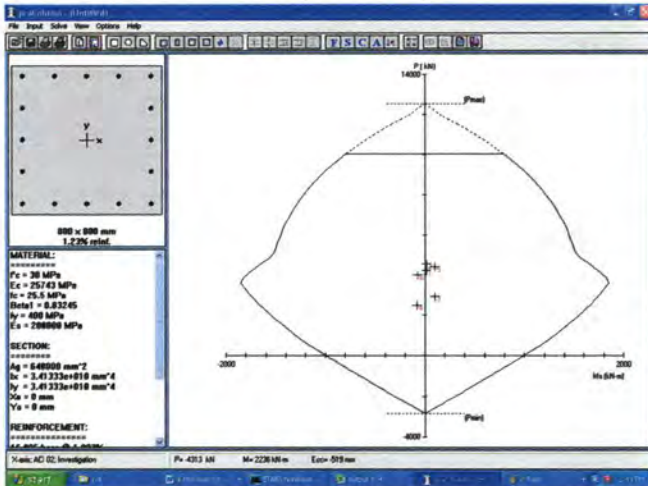
- Ukuran penampang terkecil 800 mm > 300 mm **OK**
- Ratio B/H = 800/800 = 1 > 0,4 **OK**



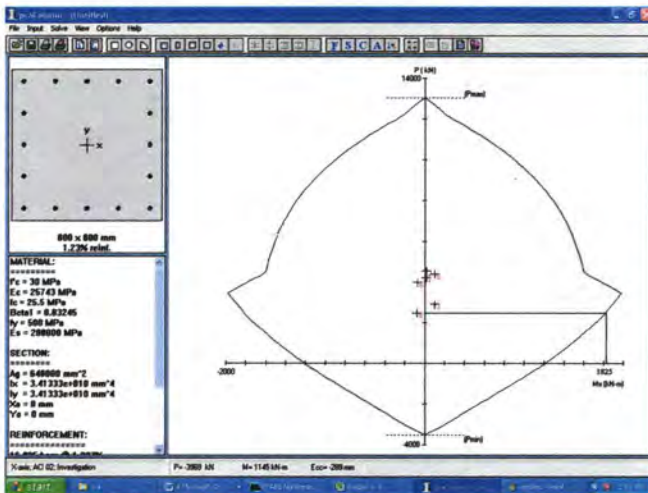
**Gambar 5.14 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 antara lantai dasar dan 1**



**Gambar 5.15 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai dasar dan 1**



**Gambar 5.16 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 antara lantai 1 dan 2**



**Gambar 5.17 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E6 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai 1 dan 2**

### 5.8.2.1.1 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.1, rasio tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0,01 (1 %) dan tidak boleh lebih dari 0,06 (6 %).

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh :

Tulangan Longitudinal : 16D25 (1 % <  $\rho$  = 1,23 % < 6 %) **OK**

### 5.8.2.1.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Eksterior E6 Lantai 1-4 terhadap Beban Aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.4.5 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \varphi \cdot P_n(\max) &= 0,8 \times \varphi \times \left[ 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 30 \times (800^2 - 7850) + 400 \times 7850 \right] = \\ &10015109 \text{ N} = \mathbf{10015 \text{ kN} > 4942,4 \text{ kN}} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

### 5.8.2.1.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”

Sesuai filosofi “*Capacity Design*”, maka Pasal 23.4 (2) mensyaratkan  $\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$ , perlu difahami bahwa  $M_e$  harus dicari

dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, konsisten dengan arah gempa yang ditinjau. Dalam hal ini hanya kombinasi beban dengan beban gempa yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam* ini.

Untuk kolom eksterior E6, kuat momen nominal balok-balok yang bertemu di Hubungan Balok Kolom adalah  $\Sigma M_g = 6/5 \times (438,862 + 333,984) = 927,42 \text{ kNm}$  (lihat tabel 5.21)  $M_e$  untuk kolom eksterior diatas lantai 1 diperoleh, dengan bantuan Gambar 5.17

sebesar 1825 kNm yang dihasilkan dari  $P_u$  terkecil = 2482,464 kN (lihat Tabel 5.37). Dengan cara yang sama  $M_e$  untuk kolom eksterior E6 dibawah lantai 1 didapat dengan, bantuan Gambar 5.15 sebesar 1860 kNm hasil kombinasi dengan  $P_u = 2700,078$  kN (lihat Tabel 5.36). Hasilnya adalah sebagai berikut:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_e &= 1825 + 1860 \\ &= 3685 \text{ kNm} \\ \Sigma M_g &= 438,862 + 333,984 \\ &= 772,846 \text{ kNm} \end{aligned} \right\} 3685 > \frac{6}{5} 772,846 = 927,4 \text{ O}$$

#### 5.8.2.1.4 Pengekangan Kolom Tengah

Memenuhi Pasal 23.4(4(4)), ujung-ujung kolom interior E4 sepanjang  $l_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai Pasal 23.4(4(2))

$$\begin{aligned} l_o &\geq h = 800 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih kolom} = 550 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned} - \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} &= \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm atau} \\ - 6 d_b &= 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ - s_x &= 100 + \frac{350 - h_x}{3} = \\ &= 100 + \frac{350 - 0,5[800 - 2 \cdot (40 + 13/2)]}{3} \\ &= 98,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

- nilai  $s_x$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

dipakai jarak begel ( $s$ ) = 100 mm (minimum)

$A_{sh \text{ min}}$  sesuai Pasal 23.4(4(1)) diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil 2 rumus berikut ini:

$$A_{sh} = 0,3 \left( s \cdot h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left( s \cdot h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \right)$$

Dengan asumsi  $s = 100$  mm,  $f_{yh} = 400$  MPa, selimut beton 40 mm dan  $\phi_s = 13$  mm

$$A_{sh} = 0,3 \left( 100 \cdot (800 - (2 \cdot 40)) - 13 \right) \cdot \frac{30}{400} \left( \frac{800 \cdot 800}{(800 - (2 \cdot 40))^2} - 1 \right)$$

$$= 373,14 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \left( 100 \cdot (800 - (2 \cdot 40)) - 13 \right) \frac{30}{400}$$

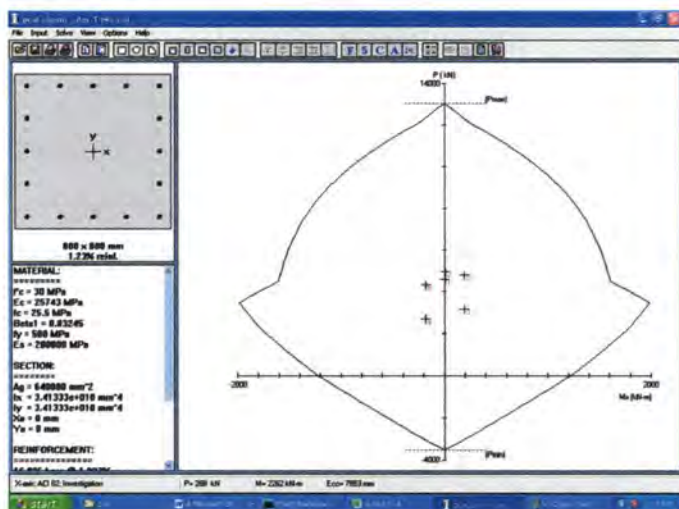
$$= 477,225 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi Pasal 23.4(4(3)) dan 9.10(5(3)) dipasang  $A_{sh}$   $4\phi 13 = 530 > 477,225 \text{ mm}^2$

### 5.8.2.2 Penulangan Transversal untuk Beban Geser

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut Pasal 23.4(5(1)) harus ditentukan dari kuat momen maksimum,  $M_{pr}$ , dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di Hubungan Balok Kolom yang bersangkutan.  $M_{pr}$  ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan  $\phi = 1,0$ .  $M_{pr}$  ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan. Momen pakai  $f_s = 1,25 f_y$ . Namun Pasal tersebut diatas juga membatasi bahwa  $M_{pr}$  tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok Kolom berdasarkan pada  $M_{pr}$  balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.





**Gambar 5.18 Diagram Interaksi Aksial Vs Momen Kolom Eksterior E4 Dengan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  antara lantai dasar dan 1**

Dengan bantuan Gambar 5.18,  $M_{pr} = M_b = 2000$  kNm  
 Bila dianggap  $M_{pr}$  yaitu momen balance kolom tengah diatas dan dibawah lantai 2 sama besar maka:

$$V_c = \frac{(2 \times M_{pr})}{l_n} = \frac{(2 \times 2000)}{(4 - 0,7)} = 1212 \text{ kNm}$$

$M_{pr}$  positif dan negatif dari balok-balok yang bertemu di HBK didapat dari perhitungan manual dari tulangan terpasang dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing ( $l_1$  dan  $l_2$ ) kolom maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan  $M_{pr}$  balok sebagai berikut:



$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ bawah}} &= 2 \times \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_1} \times \frac{l_2}{l_1 + l_2} \\
 &= 2 \times \frac{685,71 + 685,72}{4} \times \frac{3,5}{4 + 3,5} \\
 &= 320 \text{ kN} \\
 V_{u \text{ atas}} &= 417,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Disini  $l_1$  dan  $l_2$  adalah tinggi kolom tingkat 1 dan 2. Ternyata  $V_e = 1212 > 417,96 \text{ kN}$ , dan  $V_u$  lebih besar dari hasil analisa struktur.

Mengingat beban aksial terfaktor kolom tengah ini lebih besar dari

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10} = \frac{800^2 \cdot 30}{10} \cdot \frac{1}{1000} = 1920 \text{ kN}, \text{ maka } V_c \text{ diambil sesuai}$$

Pasal 13.3(1(2))

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w \cdot d \\
 &= \left( 1 + \frac{2700,078 \times 10^3}{14 \times 800^2} \right) \frac{\sqrt{30}}{6} \times 800 \times \left( 800 - 40 - 13 - \frac{25}{2} \right) \\
 &= 698 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan  $A_v \text{ 4dp13} = 530 \text{ mm}^2$  dan  $s$  terpasang = 100 mm (lihat tulangan pengekangan)

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{530 \times 400 \times 734,5}{100} \\
 &= 1557,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka  $\phi(V_s + V_c) = 0,75(1557,14 + 698) = 1691,355 > V_u = 417,96 \text{ kN}$   
 Ini berarti  $A_{sh}$  terpasang berdasarkan persyaratan pengekangan (Pasal 23.4(4(1))) di  $l_o$  cukup untuk menahan geser.

Sisa panjang kolom tetap harus pakai tulangan transversal dengan:

$$s \leq 6 \cdot d_b \text{ tulangan memanjang}$$

$$\leq 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm atau}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

$$\text{pakai } s = 130 \text{ mm}$$

### 5.8.2.3 Panjang Lewatan Kolom

#### 5.8.2.3.1 Panjang Lewatan pada Sambungan tulangan Kolom Eksterior E4 lantai 1-4

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2, sebagai berikut :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

Dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 59,25 \text{ mm}$$

$$c = \frac{800 - 2 \times (40 + 13) - 25}{4 \times 2} = 83,625 \text{ mm}$$

Sebagai penyederhanaan perencanaan, diperbolehkan mengasumsikan  $K_{tr} = 0$  bahkan untuk kondisi dimana tulangan transversal dipasang. (Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2)

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{59,25 + 0}{25} = 2,37$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \cdot \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,37}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = 27,733$$

$$l_d = 27,733 \times 25 = 693,325 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.3.2 bahwa sambungan lewatan kolom harus diletakkan di tengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Maka berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.15.1 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik harus menggunakan Sambungan kelas B, yaitu sepanjang  $1,3 l_d$  dan tidak kurang dari 300 mm. Sehingga panjang minimum sambungan lewatan tarik sebesar  $= 1,3 \times 693,325 \text{ mm} = 901,32 \approx 1000 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ .

#### 5.8.2.4 Hubungan Balok Kolom Di Baris E6

Kuat geser HBK tepi E6 yang diperiksa adalah arah U-S di kolom luar baris ke-6. HBK ini hanya dikekang oleh 3 balok sehingga sesuai Pasal 23.5.2.2, tulangan transversal di ujung kolom dipasang dalam HBK. Gambar 5.19 menunjukkan penampang HBK eksterior pada lantai 1. Gaya geser ujung kolom di x-x diperoleh dari selisih gaya tarik tulangan atas T dan gaya geser horisontal kolom.  $M_{pr}$  ujung balok ini = 685,72 kNm. Dengan cara yang sama seperti di interior diperoleh momen dikolom atas dan bawah bernilai berbanding terbalik dengan panjang kolom masing-masing:

$$M_{k \text{ atas}} = 685,72 \times \left( \frac{4}{4 + 3,5} \right)$$

$$= 365,72 \text{ kNm}$$

$$M_{k \text{ bawah}} = 685,72 \times \left( \frac{3,5}{4 + 3,5} \right)$$

$$= 320 \text{ kNm}$$

Dengan momen diujung kolom ini gaya geser diatas dan bawah HBK adalah sebagai berikut:

$$V_{h \text{ atas}} = \frac{2 \times 365,72}{3,5} = 208,98 \text{ kN}$$

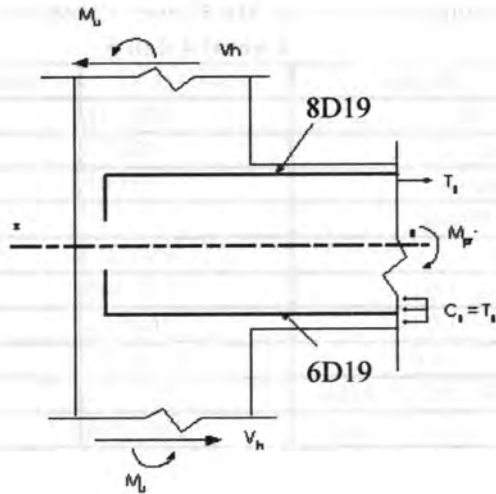
$$V_{h \text{ bawah}} = \frac{2 \times 320}{4} = 160 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{s1} \times 1,25f_y \\ &= 2267,08 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1133,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser di x-x} &= T - V_h \\ \text{Geser atas di x-x} &= 1133,54 - 208,98 \\ &= 924,56 \text{ kN} \\ \text{Geser bawah di x-x} &= 1133,54 - 160 \\ &= 973,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal sesuai Pasal 23.5(3(1))

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 1,7 \cdot A_j \cdot \sqrt{f_c'} \\ &= 1,7 \times (800 \times 800) \times \sqrt{30} = 5959,22 \text{ kN} > V_{x-x} = \\ &924,56 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Sketsa HBK

Tabel 5.38  
Kesimpulan  $P_u$  dan  $M_u$  Kolom Interior E4 antara  
Lantai 4 dan 5

Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)
Mati (D)	3196.43	8.996
Hidup (L)	751.2	1.321
Gempa (E)	2.08	67.358
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	4475.002	12.5944
1.2 D + 1.6 L	5037.636	12.9088
0.9 D + 1.0 E	2878.867	75.4544
0.9 D - 1.0 E	2874.707	-59.2616
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	4588.996	79.4742
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	4584.836	-55.2418

**Tabel 5.39**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara**  
**Lantai 4 dan 5**

<b>Beban</b>	<b>Aksial (kN)</b>	<b>Momen (kNm)</b>
Mati (D)	2190.38	10.2
Hidup (L)	428.07	1.429
Gempa (E)	195.01	66.473
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	3066.532	14.28
1.2 D + 1.6 L	3313.368	14.5264
0.9 D + 1.0 E	2166.352	75.653
0.9 D - 1.0 E	1776.332	-57.293
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	3251.536	80.142
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	2861.516	-52.804

**Tabel 5.40**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Interior E4 antara**  
**Lantai 8 dan 9**

<b>Beban</b>	<b>Aksial (kN)</b>	<b>Momen (kNm)</b>
Mati (D)	1569.7	10.062
Hidup (L)	350.26	1.474
Gempa (E)	1.05	96.379
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	2197.58	14.0868
1.2 D + 1.6 L	2444.056	14.4328
0.9 D + 1.0 E	1413.78	105.4348
0.9 D - 1.0 E	1411.68	-87.3232
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	2234.95	109.9274
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	2232.85	-82.8306

**Tabel 5.41**  
**Kesimpulan Pu dan Mu Kolom Eksterior E6 antara**  
**Lantai 8 dan 9**

<b>Beban</b>	<b>Aksial (kN)</b>	<b>Momen (kNm)</b>
Mati (D)	1415.21	11.344
Hidup (L)	203.62	1.536
Gempa (E)	97.75	97.189
<b>Kombinasi</b>		
1.4 D	1981.294	15.8816
1.2 D + 1.6 L	2024.044	16.0704
0.9 D + 1.0 E	1371.439	107.3986
0.9 D - 1.0 E	1175.939	-86.9794
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	1999.622	112.3378
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	1804.122	-82.0402

**Tabel 5.42**  
**Rekapitulasi Penulangan Kolom**

<b>Lantai</b>	<b>Lokasi</b>	<b>Dimensi</b>	<b>Tulangan</b>	<b>rasio</b>
1 - 4	Eksterior As 1 dan As 6 (B-H)	800 x 800	16 D 25	1,23 %
	Eksterior As A dan As I (1-6)		20 D 25	1,53 %
	Interior		20 D 25	1,53 %
5 - 8	Eksterior	800 x 800	16 D 25	1,23 %
	Interior		16 D 25	1,23 %
9 - 12	Eksterior	800 x 800	16 D 25	1,23 %
	Interior		16 D 25	1,23 %

## **5.9 DISAIN DINDING STRUKTURAL BETON KHUSUS (DSBK) ATAU DINDING GESER (SHEAR WALL)**

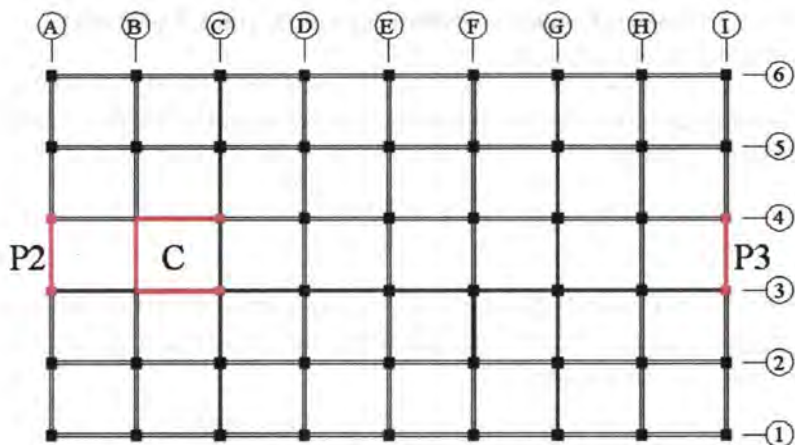
### **5.9.1 Persyaratan Disain DSK**

Sebagai persyaratan untuk disain Dinding Struktural Batas Khusus (DSBK), harus dipastikan bahwa kelelahan tulangan lentur yang terjadi di dasar DS (sebagai sendi plastis), benar-benar merupakan penentu kekuatan, dan selanjutnya dibuat berkemampuan deformasi secara inelastis sehingga DS ini mampu memencarkan energi gempa keseluruhan sistem struktur.

Untuk mewujudkan prinsip disain kapasitas yang fundamental ini disain DS dapat dilakukan dengan 4 prosedur dibawah ini:

- a. Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar DS sebagai kolom pendek dengan syarat penulangan longitudinal diujung dan badan DS sesuai Pasal 23.6(2).
- b. Pastikan tidak terjadi kegagalan oleh tegangan tarik dan tekan diagonal oleh beban geser dengan pengamanan berturut-turut sesuai Pasal 23.6.(4(1)) dan 23.6.(4(4)).
- c. Hindarkan instabilitas oleh regangan beton  $>0,003$  dengan pengamanan sesuai Pasal 23.6(6(2)) atau 23.6(6(3)) dan 23.6(6(4))
- d. Jamin kemampuan daktilitas DS dengan detailing tersebut di Pasal 23.6 (6(4)) c s/d f





Gambar 5.20 Penamaan DSBK

## 5.9.2 Desain DSBK P3

### 5.9.2.1 Pengaruh Kombinasi Beban

Kesimpulan gaya disain di P3 dapat dibaca di Tabel 5.42

**Tabel 5.43 Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P3**

Beban		Beban Aksial kN	Momen kNm	Gaya Geser kN
Mati		7613.77	188.92	70.32
Hidup		1288.37	29.455	16.21
Gempa		112	24080.5	2280.51
No	Kombinasi Beban			
1	1,4D	10659.278	264.488	98.448
2	1,2D + 1,6L	11197.916	273.832	110.32
3	1,2D + 1,0L + 1,0E	10536.894	24336.7	2381.104
	1,2D + 1,0L - 1,0E	10312.894	-23824	-2179.916
4	0,9D + 1,0E	6964.393	24250.5	2343.798
	0,9D - 1,0E	6740.393	-23910	-2217.222

### 5.9.2.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial DSBK P3 terhadap Beban Aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 16.5.2 : kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi \cdot P_n = 0,55 \times \phi \times f_c' \times A_g \left( 1 - \left( \frac{kx l_c}{32 x h} \right)^2 \right)$$

Nilai  $k = 0,8$  , untuk dinding yang ditahan pada puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya. Maka diperoleh :

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &= 0,55 \times 0,7 \times 30 \times (350 \times 6000) \left( 1 - \left( \frac{0,8 \times 4.000}{32 \times 350} \right)^2 \right) \\ &= 22275 \text{ kN} > P_u = 11197,916 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

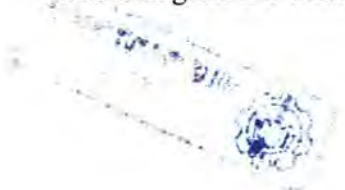
### 5.9.2.3 Geser Rencana

Sedikitnya harus pakai 2 tirai tulangan bila gaya geser dalam bidang dinding diantara 2 komponen batas melebihi  $\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c'}$  , dimana  $A_{cv}$  adalah luas netto yang dibatasi tebal dan panjang penampang dinding (Pasal 23.6(2(21)):

$$\begin{aligned} V_u &= 2381,104 > \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c'} \\ &= 2381,104 > \frac{1}{6} \times (350 \times 6000) \times \sqrt{30} \\ &= 2381,104 > 1917,028 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Jadi diperlukan 2 lapis tulangan di dinding ini. Dan harus diatur bahwa ratio tulangan diarah vertikal dan horisontal harus tidak boleh kurang dari 0,0025 dan  $s \leq 450 \text{ mm}$  (Pasal 23.6(2(1))).

Batas kuat geser DS sesuai Pasal 23.6(4(4)) adalah sebesar:



$$\begin{aligned}\phi \frac{2}{3} A_{cv} \sqrt{f_c'} &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times (350 \times 6000) \times \sqrt{30} \\ &= 4217,463 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai  $\phi$  diambil = 0,55. karena kuat geser nominal lebih kecil dari kuat lentur nominal komponen (Pasal 11.3(2(4a))). Dapat dilihat dibawah ini bahwa kuat geser nominal < Batas kuat geser.

Berpedoman pada pasal 23.6(4(1)), karena  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{42,5}{6,70} = 6,343 > 2$ ,

maka kuat geser nominal  $V_n$  untuk DS ini tidak boleh lebih dari:

$$V_n = A_{cv} \left[ \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} + \rho_n \cdot f_y \right]$$

Dimana  $\rho_n$  adalah ratio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus  $A_{cv}$

Dengan memakai tulangan 2 $\phi$ 12 ( $A_s = 113,04 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 120 \text{ mm}$  diperoleh:

$$\begin{aligned}\rho_n &= \frac{2 \times 113,04}{350 \times 120} \\ &= 0,0054\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,55 \times (350 \times 6000) \left[ \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{30} + 0,0054 \times 400 \right] \\ &= 3549,17 \text{ kN} > 2381,104 \text{ OK}\end{aligned}$$

Bila  $\frac{h_w}{l_w} < 2,0$  maka ratio tulangan vertikal ( $\rho_v$ ) harus tidak boleh

lebih kecil dari  $\rho_n$  (lihat pasal 23.6(4(3)). Mengingat  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{42,5}{6,70} =$

6,343 ratio tulangan minimum harus dipakai. Jadi tulangan vertikal dinding perlu  $0,0025 \times 350 \times 350 = 306,25 \text{ mm}^2$



Bila dipakai 2 lapis tulangan  $\phi 12$  mm,  $s = \frac{2 \times 113,04 \times 350}{306,25} =$

$258,38 < s$  yang diijinkan = 450 mm. Jadi perlu 2 lapis  $\phi 12$  mm tulangan vertikal dengan  $s = 250$  mm

#### 5.9.2.4 Disain Daerah Batas

Pasal 23.6(6(2a)) menentukan DS perlu komponen batas khusus bila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \times \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007$$

untuk menghitung  $c$ , perlu didisain kebutuhan tulangan vertikal DS yang akan dipasang di komponen batas  $700 \times 700$  mm akibat kombinasi beban tersebut di Tabel 5.42 lebih dahulu. Diagram interaksi di Gambar 5.21 ternyata menunjukkan DS dapat menampung kombinasi beban tersebut di Tabel 5.42 dengan pemasangan  $32\phi 25$  pada komponen batas dan 2 tirai tulangan vertikal  $2\phi 12$ ,  $s = 250$  pada badan DS.

Nilai  $c$  ditentukan konsisten dengan terjadinya  $\delta_u$  (idem  $\Delta_m$ ) dan harus diperoleh dari 2 kombinasi beban aksial tersebut. Di Tabel 5.42 dari kombinasi momen nominal maksimum  $M_n'$  yang menghasilkan  $c$  yang lebih besar yaitu:

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2D + 0,5 L \\ &= 1,2 \times 7613,77 + 0,5 \times 1288,37 \\ &= 9780,709 \text{ kNm} \end{aligned}$$

dan

$$\begin{aligned} P_u' &= 0,9D \\ &= 0,9 \times 7613,77 \\ &= 6852,393 \end{aligned}$$

$M_n'$  dari masing-masing beban aksial berfaktor ini diperoleh dengan bantuan diagram interaksi di gambar 5.22 yang dibuat untuk DS

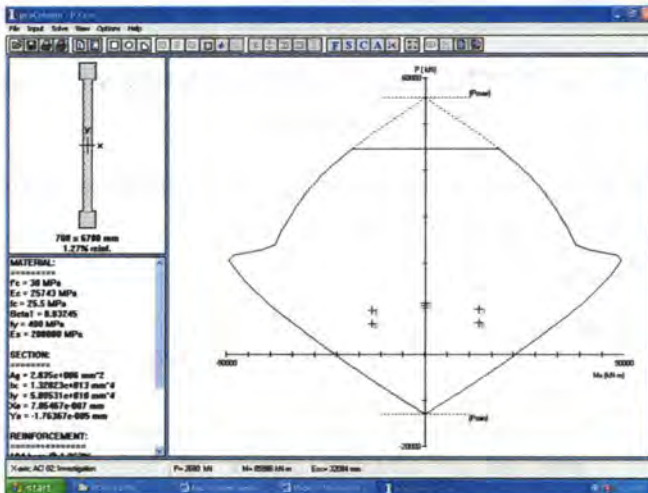
dengan tulangan tersebut diatas. Momen dengan  $\phi = 1$  dan  $f_s = f_y$ . Dengan bantuan program komputer PCACOL pula, nilai  $c$  diperoleh. Untuk kasus contoh soal ini ternyata kombinasi beban:

$$\begin{aligned} P_u' &= 1,2D + 0,5 L \\ &= 1,2 \times 7613,77 + 0,5 \times 1288,37 \\ &= 9780,709 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_n' = 67896 \text{ kNm}$$

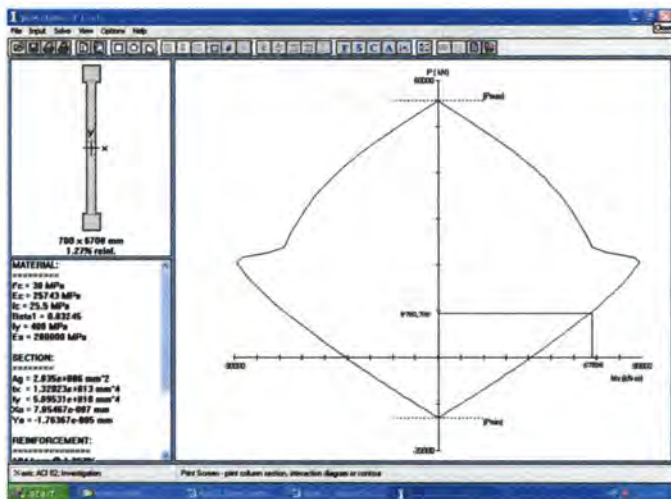
memberikan  $c$  terbesar yaitu = 262 mm, yang ternyata lebih kecil dari  $\frac{lw}{600(\delta u/hw)} = \frac{6700}{600(19,1/42500)} = \frac{6700}{600 \times 0,007} = 1595,24 \text{ mm}$ , jadi

DS ini tidak perlu komponen batas.



**Gambar 5.21 Diagram Interaksi Disain Kekuatan DSBK**





**Gambar 5.22 Diagram Pn-Mn Untuk DSBK dengan  $\phi = 1$  dan  $f_s = f_y$**

Perhitungan di bawah ini hanya dimaksudkan memberi ilustrasi bila diperlukan detailing pada komponen batas.

Sesuai Pasal 23.4 (4 (1):

- A) Tulangan sengkang  $> \rho_s = 0,12 f_c' / f_{yh} = 0,12 \times 30 / 400 = 0,009$
- B)  $A_{sh} \geq 0,09 (s h_c f_c' / f_{yh}) =$
- Di komponen batas dengan jarak  $s = 6 d_b = 6 \times 25 = 150$  mm, jadi  $s = 150$  mm (maximum)
 
$$= 0,09 \times 150 \times (700 - 2 \times 40 - 12) \times 30 / 400$$

$$= 615,6 \text{ mm}^2 \text{ (dipakai } 6\phi 12, A_s = 678,24 \text{ mm}^2)$$
  - Di dinding dengan jarak  $s = 6 d_b = 6 \times 12 = 72$  mm, namun digunakan  $s = 100$  mm (minimum)
 
$$= 0,09 \times 100 \times (350 - 2 \times 30 - 12) \times 30 / 400$$

$$= 187,65 \text{ mm}^2 \text{ (dipakai } 2 \phi 12, a_s = 226,08 \text{ mm}^2)$$

**Tabel 5.44. Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P2**

Beban		Beban Aksial kN	Momen kNm	Gaya Geser kN
Mati		7760.2	1060.24	91.2
Hidup		1289.25	166.003	14.35
Gempa		163.25	12221	2150.36
No	Kombinasi Beban			
1	1,4D	10864.28	1484.34	127.68
2	1,2D +1,6L	11375.04	1537.89	132.4
3	1,2D+1,0L+1,0E	10764.74	13659.3	2274.15
	1,2D+1,0L-1,0E	10438.24	-10783	-2026.57
4	0,9D+1,0E	7147.43	13175.3	2232.44
	0,9D-1,0E	6820.93	-11267	-2068.28

Desain DSBK P2 tipikal dengan DSBK P3

### 5.9.3 Desain DSBK Tipe C (P1)

#### 5.9.3.1 Pengaruh Kombinasi Beban

Kesimpulan gaya disain di P1 dapat dibaca di Tabel 5.44

**Tabel 5.45 Kesimpulan Beban Aksial, Momen dan Gaya Geser Berfaktor Pada P1**

Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)	Geser (kN)
Mati (D)	22908.040	13483.799	92.730
Hidup (L)	4702.930	3044.283	14.87
Gempa (E)	26.520	38719.157	4430.020
<b>Kombinasi</b>			
1.4 D	32071.256	18877.319	129.822
1.2 D + 1.6 L	35014.336	21051.412	135.068
0.9 D + 1.0 E	20643.756	50854.576	4513.477
0.9 D - 1.0 E	20590.716	-26583.738	-4346.563
1.2 D + 1.0 L + 1.0 E	32219.098	57943.999	4556.166
1.2 D + 1.0 L - 1.0 E	32166.058	-19494.315	-4303.874

### 5.9.3.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial DSBK Tipe C (P3) terhadap Beban Aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 16.5.2 : kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi.P_n = 0,55 \times \phi \times f_c' \times A_g \left( 1 - \left( \frac{k \times l_c}{32 \times h} \right)^2 \right)$$

Dengan  $l_c$  = panjang kolom terpanjang dan  $h$  = tebal DSBK  
 Nilai  $k = 0,8$  , untuk dinding yang ditahan pada puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya. Maka diperoleh :

$$\begin{aligned} \phi.P_n &= 0,55 \times 0,7 \times 30 \times (350 \times 6000 + 2 \times 350 \times 7000) \left( 1 - \left( \frac{0,8 \times 4000}{32 \times 350} \right)^2 \right) \\ &= 74250 \text{ kN} > P_u = 35014,336 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

### 5.9.3.3 Geser Rencana

Sedikitnya harus pakai 2 tirai tulangan bila gaya geser dalam bidang dinding diantara 2 komponen batas melebihi  $\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c'}$  , dimana  $A_{cv}$  adalah luas netto yang dibatasi tebal dan panjang penampang dinding (Pasal 23.6(2(21)):

$$\begin{aligned} V_u &= 4556,166 > \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c'} \\ &= 4556,166 > \frac{1}{6} \times (350 \times 6000 + 2 \times 350 \times 7000) \times \sqrt{30} \\ &= 4556,536 < 6390 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena  $V_u < \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f_c'}$  maka beton mampu menerima beban tanpa dibutuhkan tulangan. Tulangan disini hanya sebagai



tulangan praktis dipasang *dua baris tulangan*. Jadi, tidak diperlukan 2 lapis tulangan di dinding ini.

Batas kuat geser DS sesuai Pasal 23.6(4(4)) adalah sebesar:

$$\begin{aligned}\phi \frac{2}{3} A_{cv} \sqrt{f_c'} &= 0,55 \times \frac{2}{3} \times (350 \times 6000 + 2 \times 350 \times 7000) \times \sqrt{30} \\ &= 14058,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai  $\phi$  diambil = 0,55. karena kuat geser nominal lebih kecil dari kuat lentur nominal komponen (Pasal 11.3(2(4a))). Dapat dilihat dibawah ini bahwa kuat geser nominal < Batas kuat geser.

Berpedoman pada pasal 23.6(4(1)), karena  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{42,5}{6,70} = 6,343 > 2$ ,

maka kuat geser nominal  $V_n$  untuk DS ini tidak boleh lebih dari:

$$V_n = A_{cv} \left[ \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} + \rho_n \cdot f_y \right]$$

Dimana  $\rho_n$  adalah ratio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus  $A_{cv}$

Dengan memakai tulangan  $2\phi 12$  ( $A_s = 113,04 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 250 \text{ mm}$  diperoleh:

$$\begin{aligned}\rho_n &= \frac{2 \times 113,04}{350 \times 250} \\ &= 0,00258\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,55 \times (350 \times 6000 + 2 \times 350 \times 7000) \left[ \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{30} + 0,00258 \times 400 \right] \\ &= 7487,75 \text{ kN} > 4556,536 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Bila  $\frac{h_w}{l_w} < 2,0$  maka ratio tulangan vertikal ( $\rho_v$ ) harus tidak boleh

lebih kecil dari  $\rho_n$  (lihat pasal 23.6(4(3)). Mengingat  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{42,5}{6,70} =$

6,343 ratio tulangan minimum harus dipakai. Jadi tulangan vertikal dinding perlu  $0,0025 \times 350 \times 350 = 306,25 \text{ mm}^2$

Bila dipakai 2 lapis tulangan  $\phi 12$  mm,  $s = \frac{2 \times 113,04 \times 350}{306,25} =$

$258,38 < s$  yang diijinkan = 450 mm. Jadi perlu 2 lapis  $\phi 12$  mm tulangan vertikal dengan  $s = 250$  mm

#### 5.9.3.4 Disain Daerah Batas

Pasal 23.6(6(2a)) menentukan DS perlu komponen batas khusus bila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \times \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007$$

untuk menghitung  $c$ , perlu didisain kebutuhan tulangan vertikal DS yang akan dipasang di komponen batas  $700 \times 700$  mm akibat kombinasi beban tersebut di Tabel 5.44 lebih dahulu. Diagram interaksi di Gambar 5.24 ternyata menunjukkan DS dapat menampung kombinasi beban tersebut di Tabel 5.44 dengan pemasangan  $20\phi 25$  pada komponen batas dan 2 tirai tulangan vertikal  $2\phi 12$ ,  $s = 250$  pada badan DS.

Nilai  $c$  ditentukan konsisten dengan terjadinya  $\delta_u$  (idem  $\Delta_m$ ) dan harus diperoleh dari 2 kombinasi beban aksial tersebut. Di Tabel 5.44 dari kombinasi momen nominal maksimum  $M_n'$  yang menghasilkan  $c$  yang lebih besar yaitu:

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2D + 0,5 L \\ &= 1,2 \times 22908,04 + 0,5 \times 4702,93 \\ &= 29841,113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

dan

$$\begin{aligned} P_u' &= 0,9D \\ &= 0,9 \times 22908,04 \\ &= 20617,56 \end{aligned}$$

$M_n'$  dari masing-masing beban aksial berfaktor ini diperoleh dengan bantuan diagram interaksi di gambar 5.25 yang dibuat untuk DS

dengan tulangan tersebut diatas. Momen dengan  $\phi = 1$  dan  $f_s = f_y$ . Dengan bantuan data dari program komputer ETABS V9.07 yang di export ke EXCEL , nilai c diperoleh. Untuk kasus contoh soal ini ternyata kombinasi beban:

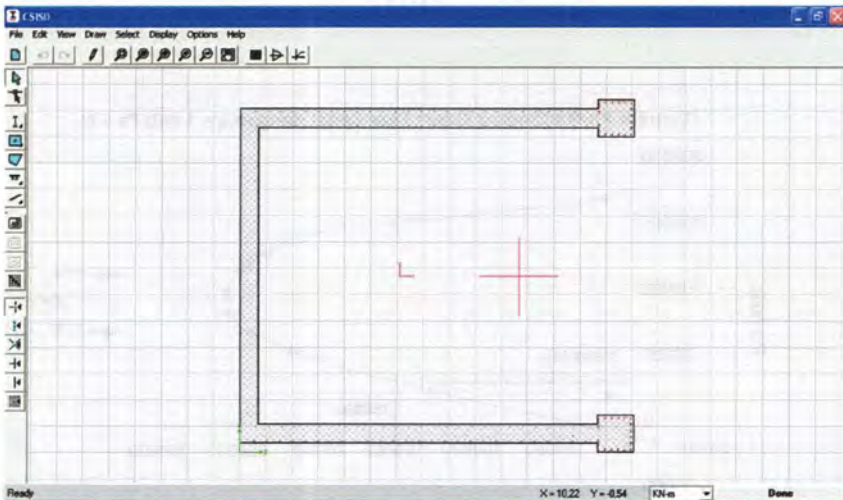
$$\begin{aligned} P_u' &= 1,2D + 0,5 L \\ &= 1,2 \times 22908,04 + 0,5 \times 4702,93 \\ &= 29841,113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_n' = 150000 \text{ kNm}$$

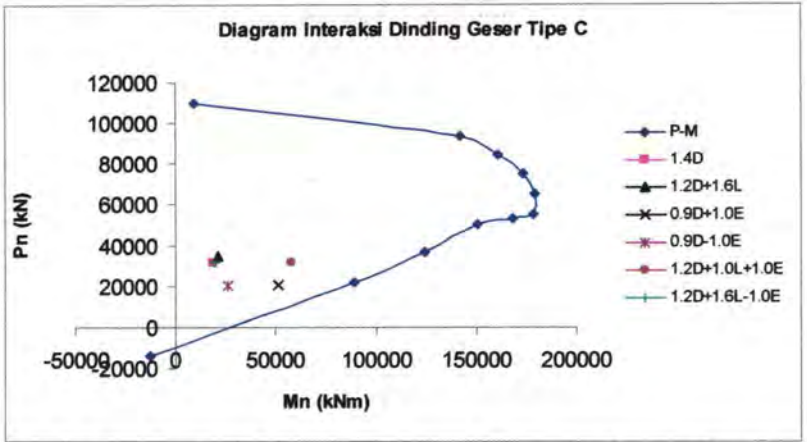
memberikan c terbesar yaitu = 254 mm, yang ternyata lebih kecil

$$\text{dari } \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta u}{h_w}\right)} = \frac{6700}{600(19,1/42500)} = \frac{6700}{600 \times 0,007} = 1595,24 \text{ mm, jadi}$$

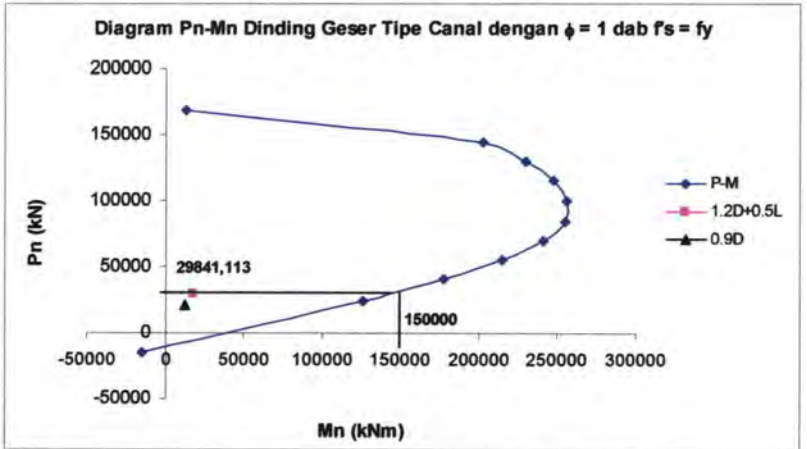
DS ini tidak perlu komponen batas.



**Gambar 5.23 Layout tulangan longitudinal pada DSBK Tipe C (P1)**



**Gambar 5.24 Diagram Interaksi Disain Kekuatan DSBK Tipe C (P1)**



**Gambar 5.25 Diagram Pn-Mn Untuk DSBK Tipe C (P1) dengan  $\phi = 1$  dan  $f_s = f_y$**



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

## BAB VI ANALISA PUSHOVER



## BAB VI ANALISA PUSHOVER

Dari pembahasan yang telah dijelaskan pada bab V di atas dapat diketahui bahwa hasil analisa struktur dengan menggunakan ETABS V9.0.7 memperlihatkan bahwa akselerasi arah x dan arah y mempunyai ratio *modal load participation* > 90 %. Hal ini menunjukkan bahwa ragam pertama struktur dominan sehingga sesuai untuk analisa dengan beban dorong statik (*Pushover* analisis) Adapun detailnya seperti pada tabel berikut

**Tabel 6.1**  
**Modal Load Participation Ratios**

Type	Accel	StatPercent	DynPercent	effective period
Accel	UX	99.9949	98.3854	1.548
Accel	UY	99.9867	97.1289	1.483
Accel	UZ	0	0	0.000
Accel	RX	99.9999	99.9848	1.574
Accel	RY	100	99.9962	1.527
Accel	RZ	53.7176	95.074	0.000

Selain itu, dari pembahasan di bab V juga di tunjukkan bahwa partisipasi massa dalam menghasilkan respons total telah melebihi 90 %.

### 6.1 Tahapan Analisa

Tahap-tahap analisis sebagai berikut :

(1). Menentukan tipe dan besar beban

Karena gedung tergolong bangunan tidak beraturan, sehingga tipe beban arah sumbu-utama menggunakan pola beban kombinasi arah-x dan arah-y, yaitu ragam pertama dan ragam kedua. Analisis dimulai dari beban gravitasi, maka *Start from case* : Beban Gravitasi.

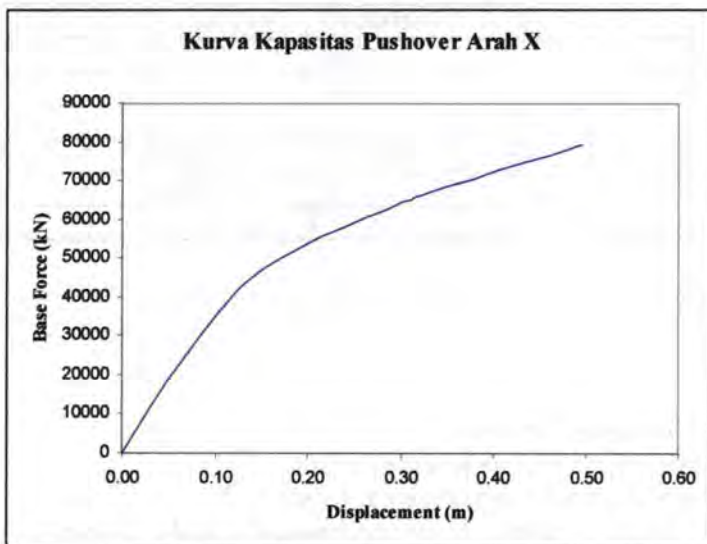


(2). Analisis beban dorong.

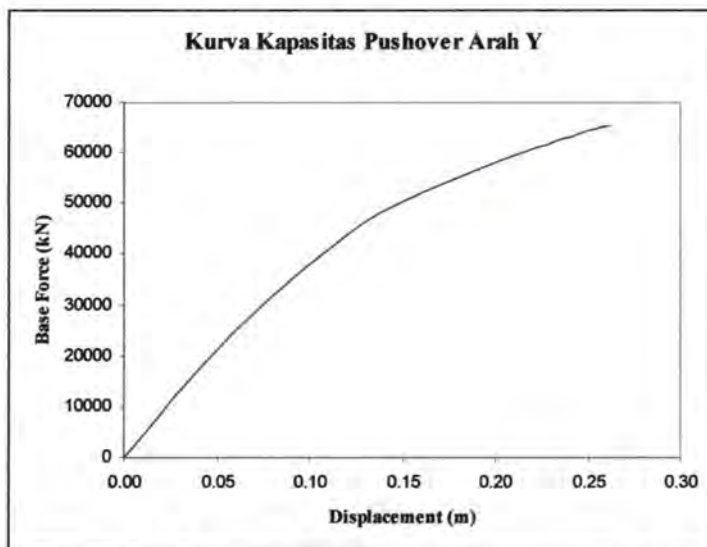
Selanjutnya dilakukan *run* analisis beban dorong. Dari analisis ini didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom lantai dasar dan balok.

## 6.2. Kurva Kapasitas

Hasil analisis beban dorong berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) ditampilkan dalam gambar sebagai berikut :



Gambar 6.1. Kurva Kapasitas Pushover arah X



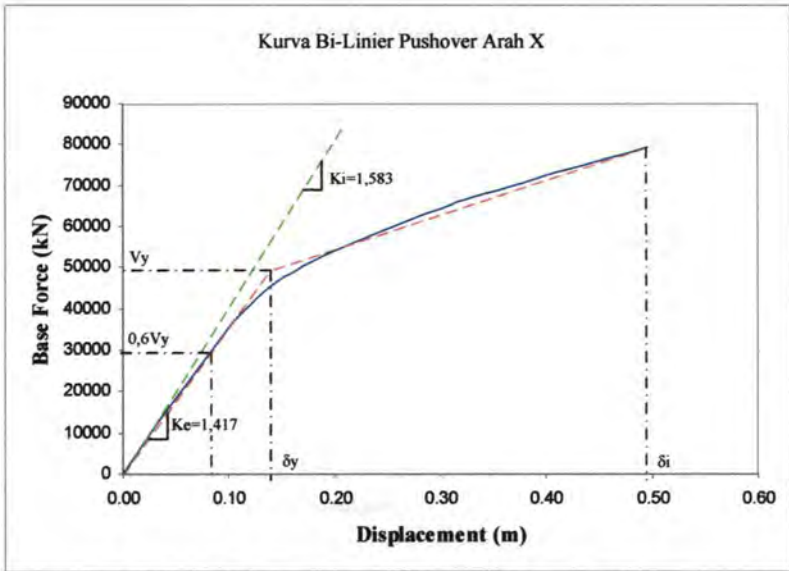
**Gambar 6.2. Kurva Kapasitas Pushover arah Y**

Dari gambar 6.1 dan 6.2 di atas dapat dilihat bahwa pada saat terjadi displacement 0,07 m, *base force* yang terjadi untuk pushover arah X adalah 24743,35 kN, sedangkan untuk arah Y pada saat terjadi displacement 0,07 m *base force* yang terjadi adalah 24567,01 kN

### 6.3 Waktu Getar Alami Efektif

Dari hasil analisa pushover seperti ditunjukkan pada gambar 6.1 dan gambar 6.2 di atas, maka dapat diketahui besarnya waktu getar alami efektif yang terjadi pada struktur dengan cara mengubah kurva kapasitas dari *non-linier* menjadi kurva *bi-linier*. Kurva ini didapat dengan *trial-error* sehingga kira-kira seimbang antara luasan atas dan bawah.

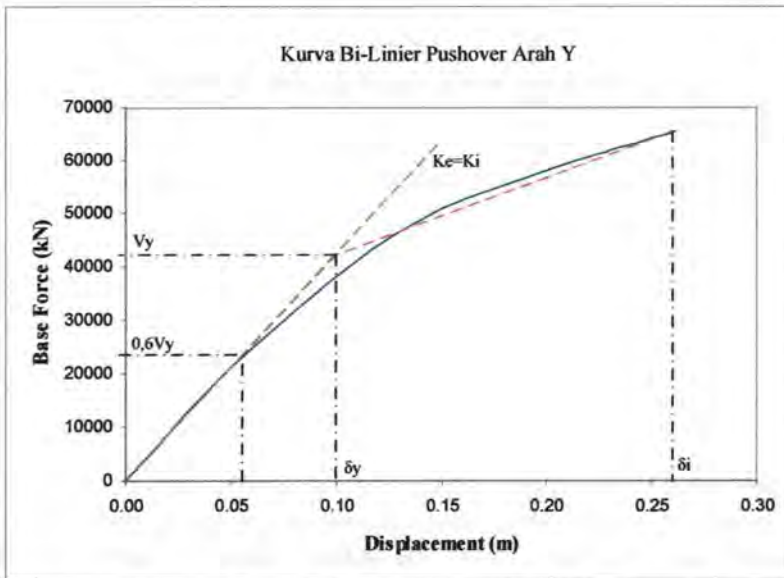




**Gambar 6.3. Kurva Kapasitas Pushover Bi-linier arah X**

Dari pembahasan di bab V di dapatkan  $T_i$  arah X adalah 1,548 detik

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1,548 \cdot \sqrt{\frac{1,583}{1,417}} = 1,636 \text{ detik}$$



**Gambar 6.4. Kurva Kapasitas Pushover Bi-linier arah Y**

Dari pembahasan di bab V di dapatkan  $T_i$  arah Y adalah 1,483 detik. Gambar 6.4 menunjukkan Kekakuan awal ( $K_i$ ) berimpit dengan kekakuan efektif ( $K_e$ ), jadi waktu getar alami tidak mengalami perubahan sampai tercapai kondisi leleh. Jadi, waktu getar afundamental efektif,  $T_e$ , sama dengan waktu getar fundamental elastis,  $T$  yaitu 1,483 detik.

#### 6.4. Distribusi Sendi Plastis

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, untuk desain pada struktur berdaktilitas penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi.

Hasil analisis beban dorong berupa distribusi jumlah sendi plastis yang terjadi selengkapnya ditampilkan dalam tabel sebagai berikut :

**Tabel 6.2**  
**Distribusi sendi plastis Pushover arah X**

Step	Displacement (m)	Base Force (kN)	A-B	B- IO	IO- LS	LS- CP	CP- C	C- D	D- E	>E	TO
0	0.000	0.000	3359	1	0	0	0	0	0	0	33
1	0.068	24743.346	2739	621	0	0	0	0	0	0	33
2	0.153	47681.254	2232	598	511	19	0	0	0	0	33
3	0.317	66110.586	2231	597	513	19	0	0	0	0	33
4	0.317	65994.266	2119	155	508	577	0	1	0	0	33
5	0.496	79231.938	2119	155	508	577	0	1	0	0	33
6	0.496	79213.469	3360	0	0	0	0	0	0	0	33

Dari tabel 6.2 dapat dilihat bahwa sampai dengan peralihan sebesar 6,8 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori *Immediate Occupancy (IO)*. Sedangkan sampai dengan analisis step ke 3 dengan peralihan 31,7 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori *LS-CP* sesuai dengan peralihan yang tercapai. Sendi plastis mengalami colapse pada step ke 5 saat peralihan 49,6 cm.

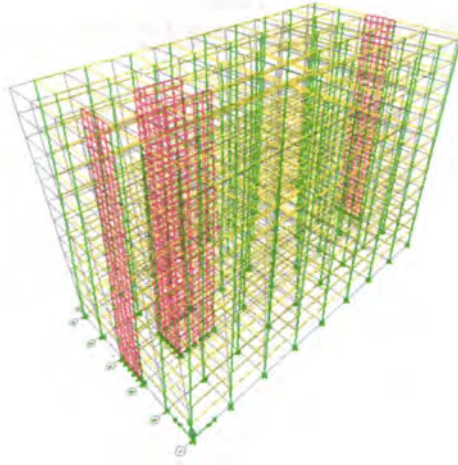
**Tabel 6.3**  
**Distribusi sendi plastis Pushover arah Y**

Step	Displacement (m)	Base Force (kN)	A-B	B- IO	IO- LS	LS- CP	CP- C	C- D	D- E	>E	TOTAL
0	0.000	0.000	3359	1	0	0	0	0	0	0	3360
1	0.059	24567.006	2859	490	11	0	0	0	0	0	3360
2	0.139	48362.160	2429	736	175	20	0	0	0	0	3360
3	0.232	62243.160	2429	735	176	20	0	0	0	0	3360
4	0.232	62167.742	2339	721	270	30	0	0	0	0	3360
5	0.259	65199.094	2339	721	270	30	0	0	0	0	3360
6	0.259	65164.680	2337	722	271	30	0	0	0	0	3360
7	0.260	65312.969	2337	722	271	30	0	0	0	0	3360
8	0.260	65318.152	2332	726	272	30	0	0	0	0	3360
9	0.261	65421.734	2332	726	272	30	0	0	0	0	3360
10	0.261	65421.582	3360	0	0	0	0	0	0	0	3360

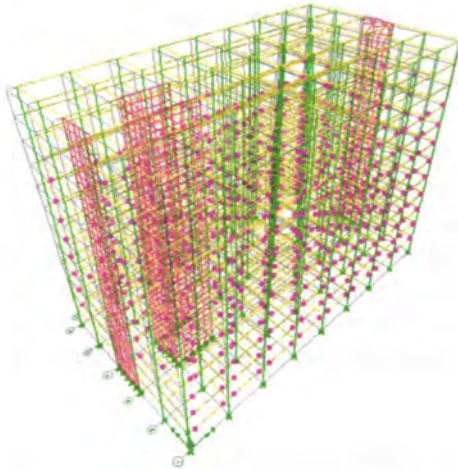
Dari tabel 6.3 dapat dilihat bahwa sampai dengan peralihan sebesar 5,9 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori **IO-LS**. Sedangkan sampai dengan akhir analisis yaitu step ke 10 dengan peralihan 26,1 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori **LS-CP** sesuai dengan peralihan yang tercapai.

Secara umum, hasil analisis beban dorong menunjukkan bahwa sampai dengan peralihan 7 cm, distribusi sendi plastis yang terjadi masih termasuk dalam kategori *Immediate Occupancy (IO)*. Sedangkan sampai dengan peralihan 26,1 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori *LS-CP* sesuai dengan peralihan yang tercapai. Artinya bahwa gedung yang didesain dalam studi kasus ini masih **memenuhi persyaratan**, karena gedung didesain untuk perkantoran.

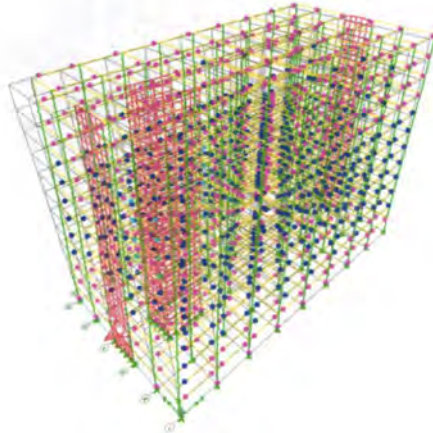
Gambar- gambar berikut menyajikan contoh mekanisme terjadinya sendi plastis untuk pushover arah X.



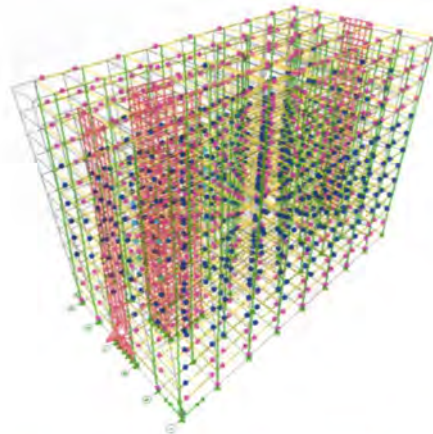
**Gambar 6.5. Pushover arah X step 1 (3D)**



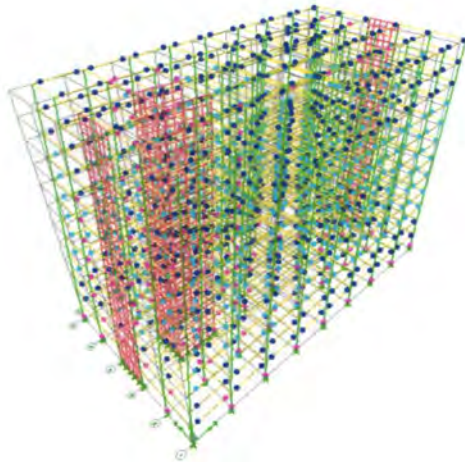
**Gambar 6.6. Pushover arah X step 2 (3D)**



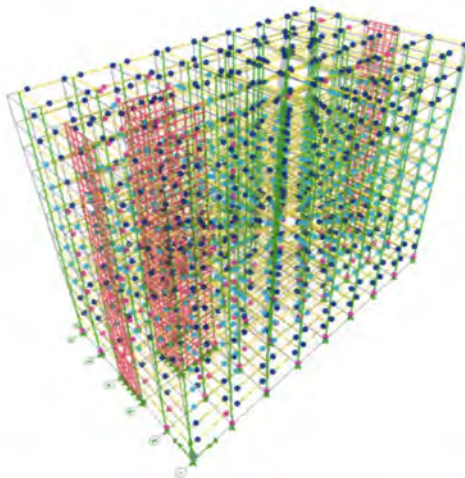
**Gambar 6.7. Pushover arah X step 3 (3D)**



**Gambar 6.8. Pushover arah X step 4 (3D)**

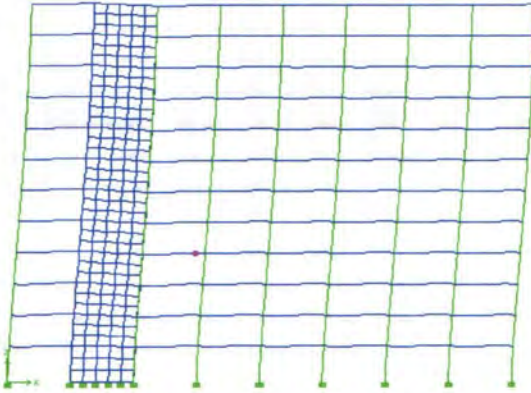


**Gambar 6.9. Pushover arah X step 5 (3D)**

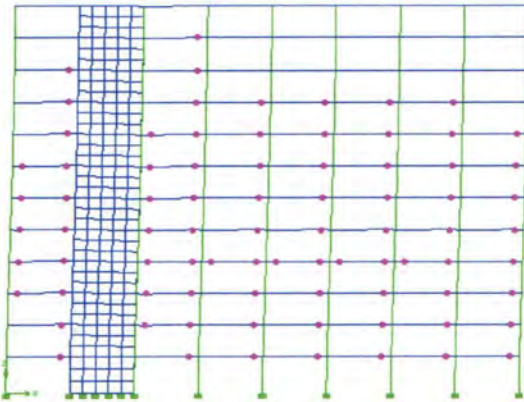


**Gambar 6.10. Pushover arah X step 6 (3D)**



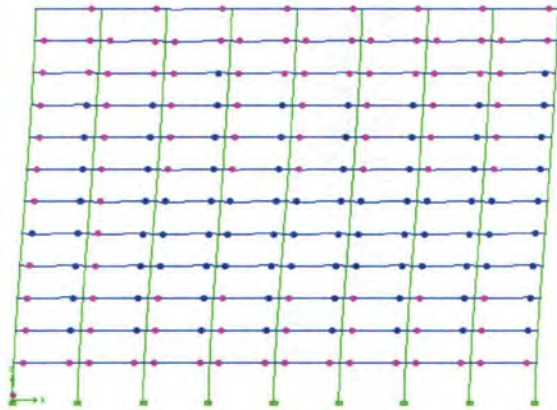


**Gambar 6.11. Pushover arah X step 1 (As 4)**

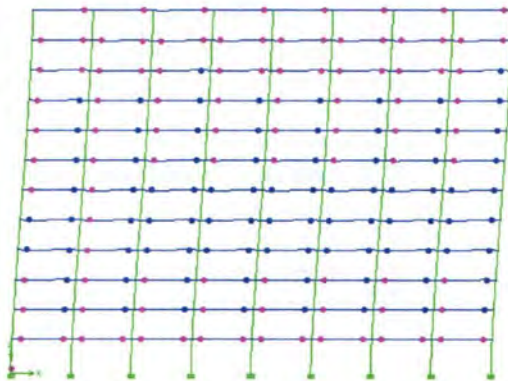


**Gambar 6.12. Pushover arah X step 2 (As 4)**

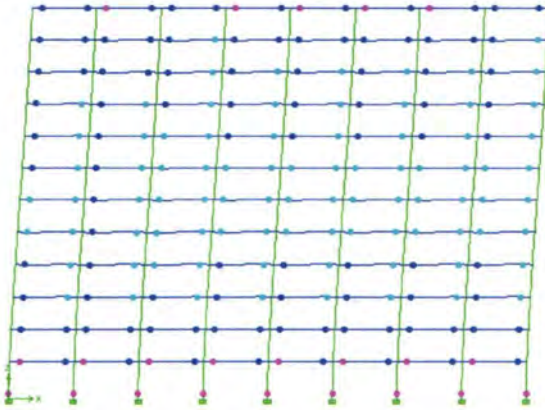




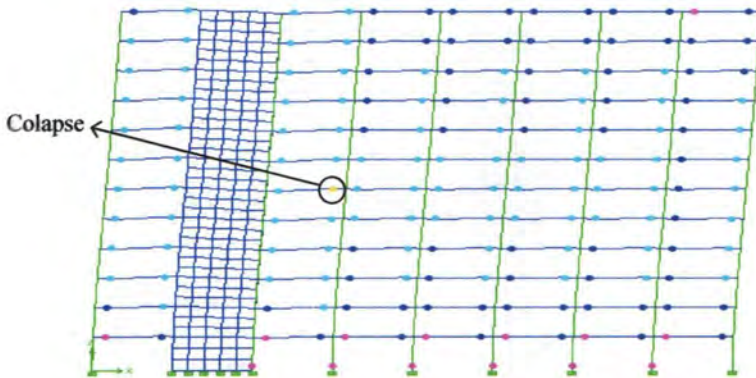
**Gambar 6.13. Pushover arah X step 3 (As 2)**



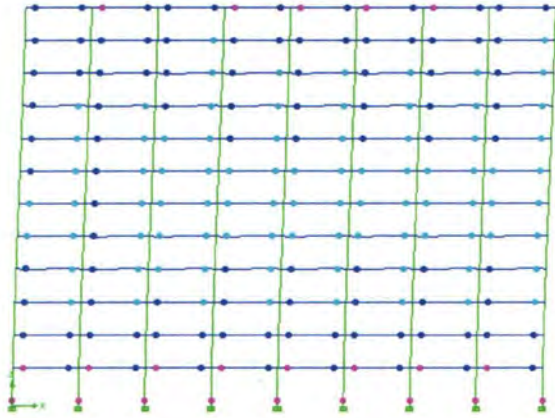
**Gambar 6.14. Pushover arah X step 4 (As 2)**



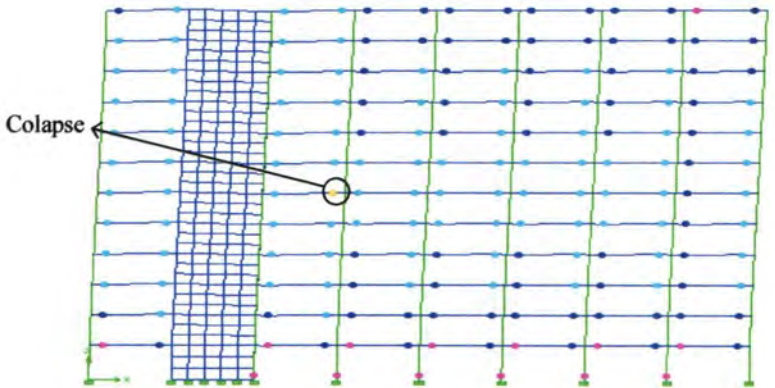
**Gambar 6.15. Pushover arah X step 5 (As 2)**



**Gambar 6.16. Pushover arah X step 5 (As 4)**



**Gambar 6.17. Pushover arah X step 6 (As 2)**



**Gambar 6.18. Pushover arah X step 6 (As 4)**

### 6.5. Evaluasi Perilaku Seismik

Selanjutnya dilakukan evaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana untuk memperoleh nilai  $\mu_{\Delta}$  dan R aktual dari struktur bangunan gedung. Perhitungan menggunakan persamaan sesuai SNI 03-1726-2002,

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}, \text{ dan}$$

$$R = 1,6\mu_{\Delta}$$

$\mu_{\Delta}$  = daktilitas struktur.

$\delta_y$  = peralihan atap pada saat leleh pertama.

$\delta_u$  = peralihan atap pada kondisi ultimit.

dengan asumsi nilai peralihan atap pada saat leleh pertama dapat dilihat dari hasil analisis dengan program *ETABS*, dan nilai peralihan saat terjadi collapse adalah pada saat tercapai nilai peralihan atap sesuai *target displacement* yang telah ditetapkan.

**Arah X :**

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,317}{0,068} = 4,66$$

$$R = 1,6\mu_{\Delta} = 1,6 \times 4,66 = 7,456$$

**Arah Y**

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,261}{0,059} = 4,42$$

$$R = 1,6\mu_{\Delta} = 1,6 \times 4,42 = 7,072$$

Hasil ini menunjukkan bahwa  $\mu_{\Delta}$  aktual masih lebih kecil daripada  $\mu_{\Delta}$  desain maksimum yang disyaratkan ( $\mu_{\Delta} = 5,2$  untuk untuk Sistem Ganda beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang) dan R aktual juga lebih kecil dari R desain ( $R = 8,5$

untuk Sistem Ganda beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang).

## 6.6 Evaluasi Performance-Based Design

### 6.6.1 Performance Point

#### 6.6.1.1 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

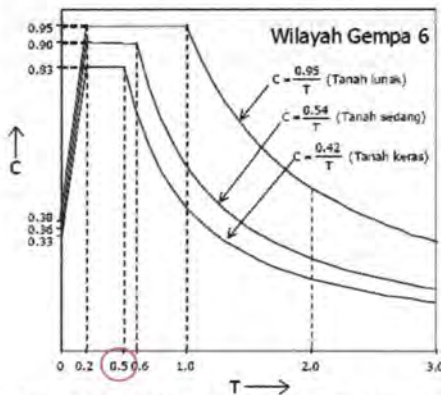
##### Arah X :

$T_e = 1,636$  detik (lihat waktu getar alami efektif)

$C_0 = 1,5$  (Tabel 3.2 FEMA 356 untuk bangunan lebih dari 10 lantai)

$C_1 = 1$  untuk  $T_e \geq T_s$

$T_s = 0,5$  adalah waktu getar karakteristik dari kurva respon spektrum wilayah 6 tanah keras dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.



**Gambar 6.19. Respon Spektrum Wilayah gempa 6**

$C_2 = 1,0$  ( $T > T_s$ , Framing type 2 , Life Safety)

$C_3 = 1,0$  kekakuan pasca leleh adalah positif

$S_a = 0,42/T = 0,42/1,636 = 0,257$

Maka target perpindahan (*performance point*) dapat dihitung sebagai berikut,

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g = 0,256 \text{ m}$$

Puncak perpindahan spectra elastis,  $S_d$

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a = 0,0174$$

#### **Arah Y :**

$T_e = 1,483$  detik (lihat waktu getar alami efektif)

$C_0 = 1,5$  (Tabel 3.2 FEMA 356 untuk bangunan lebih dari 10 lantai)

$C_1 = 1$  untuk  $T_e \geq T_s$

$T_s = 0,5$  adalah waktu getar karakteristik dari kurva respon spektrum wilayah 6 tanah keras dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$C_2 = 1,0$  ( $T > T_s$ , Framing type 2, Life Safety)

$C_3 = 1,0$  kekakuan pasca leleh adalah positif

$S_a = 0,42/T = 0,42/1,483 = 0,283$

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut,

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g = 0,232 \text{ m}$$

Puncak perpindahan spectra elastis,  $S_d$

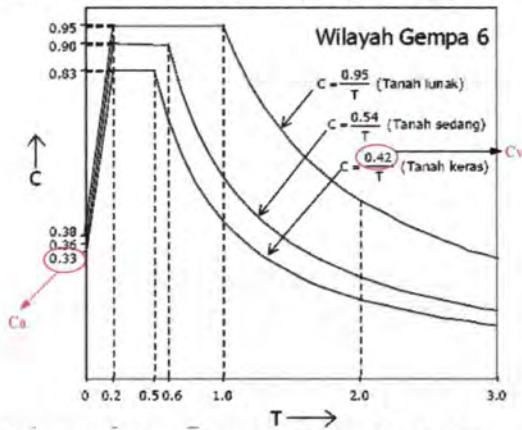
$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a = 0,016$$

#### **6.6.1.2 Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)**

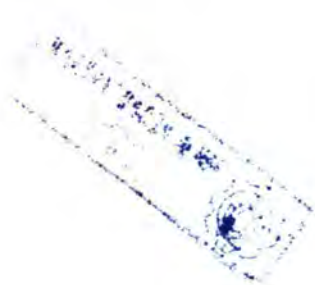
Metode ini terdapat secara langsung pada ETABS V9.0.7, input yang diperlukan adalah sebagai berikut :

1. Dari kurva respon spektrum rencana SNI 03-1726-2006 untuk wilayah gempa 6 tanah keras diperoleh  $C_a = 0,33$  dan  $C_v = 0,42$
2. Parameter *damping* = 5 %
3. *Family of Demand Spectra* : 5%, 10%, 20% dan 40%

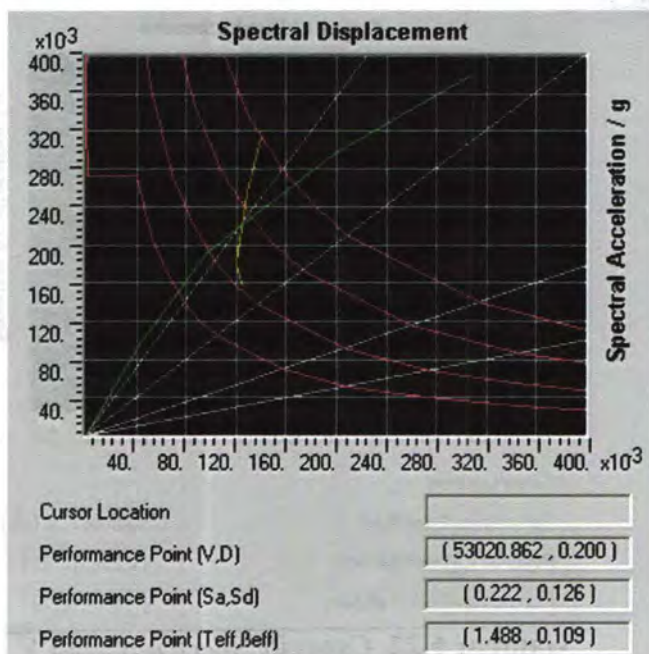
4. *Constant Period Line (T)* : 1,5 detik, 2 detik, 3 detik dan 4 detik  
 5. *Structural behavior* : Type A (bangunan baru)



**Gambar 6.20. Penentuan  $C_a$  dan  $C_v$  dari Kurva Respons Spektrum SNI 03 - 1726 - 2002**



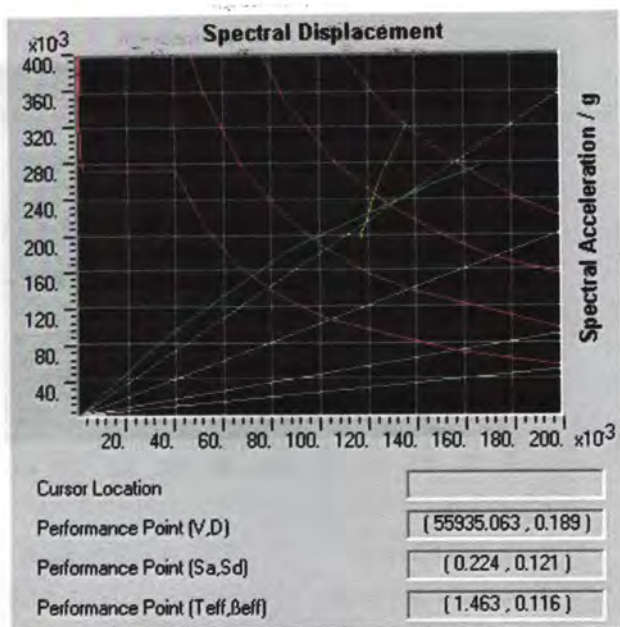


**Arah X****Gambar 6.21. Capacity Spectrum arah X**

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa *performance point* arah X tercapai pada peralihan 0,200 meter dan gaya geser sebesar 53020,862 kN.





**Arah Y****Gambar 6.22. Capacity Spectrum arah Y**

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa *performance point* arah Y tercapai pada peralihan 0,189 meter dan gaya geser sebesar 55935,063 kN.

**6.6.1.3 Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)****Arah X:**

$T_e = 1,636$  detik (lihat waktu getar alami efektif)

Karena  $T_e > 1$  detik maka  $C_1 = 1,0$

Karena  $T_e > 0,7$  detik maka  $C_2 = 1,0$

$C_0 = 1,5$  (Tabel 3.2 FEMA 356 untuk bangunan lebih dari 10 lantai)

$C_3 = 1,0$  kekakuan pasca leleh adalah positif

$$S_a = 0,42/T = 0,42/1,636 = 0,257$$

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut,

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g = 0,256 \text{ m}$$

#### **Arah Y:**

$T_e = 1,483$  detik (lihat waktu getar alami efektif)

Karena  $T_e > 1$  detik maka  $C_1 = 1,0$

Karena  $T_e > 0,7$  detik maka  $C_2 = 1,0$

$C_0 = 1,5$  (Tabel 3.2 FEMA 356 untuk bangunan lebih dari 10 lantai)

$C_3 = 1,0$  kekakuan pasca leleh adalah positif

$$S_a = 0,42/T = 0,42/1,483 = 0,283$$

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut,

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g = 0,232 \text{ m}$$

#### **6.6.1.4 Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 03-1726-2002**

Berdasarkan hasil analisa struktur yang telah dibahas pada bab V didapatkan peralihan atap maksimum arah X = 0,0143 m dan arah Y = 0,0191 m

Simpangan utimit yang terjadi :

Arah X :  $\xi.X$

Arah Y :  $\xi.Y$

Dimana untuk gedung tidak beraturan nilai  $\xi$  adalah

$$\xi = \frac{0,7.R}{FS} = \frac{0,7.8,5}{1} = 5,95$$

Jadi, simpangan ultimit arah X = 0,0143 x 5,95 = 0,085 m

simpangan ultimit arah Y = 0,0191 x 5,95 = 0,11 m

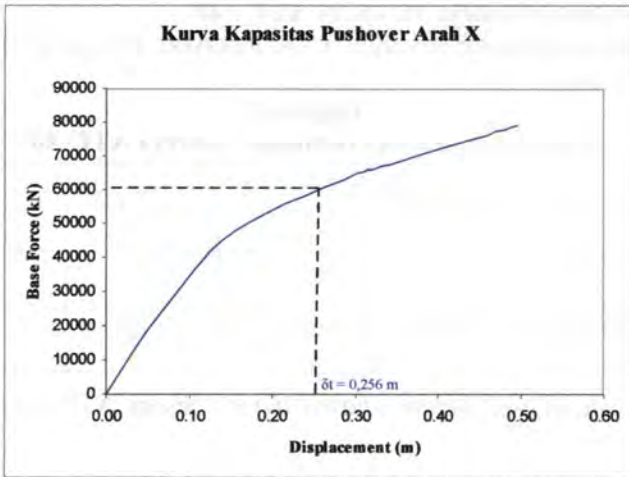
### 6.6.2 Evaluasi Kinerja

Rangkuman target perpindahan (*performance point*) disajikan dalam tabel 6.4

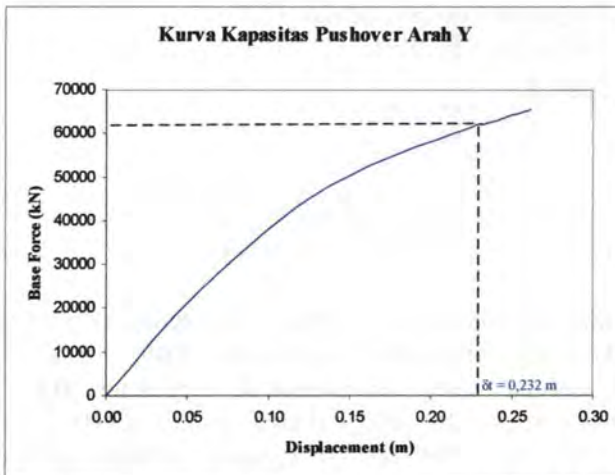
**Tabel 6.4**  
**Rangkuman Target Perpindahan (*Performance Point*)**

Kriteria	Target Perpindahan (m)	
	Arah X	Arah Y
Koefisien Perpindahan FEMA 356	<b>0.256</b>	<b>0.232</b>
Spektrum Kapasitas ATC-40	0.200	0.189
Koefisien Perpindahan FEMA 440	<b>0.256</b>	<b>0.232</b>
Kinerja Batas Ultimit SNI 1726	0.085	0.110

Tabel 6.4 menunjukkan dari keempat kriteria diatas diperoleh target perpindahan maksimum untuk arah X adalah 0,256 m (FEMA 356, FEMA 440) dan untuk arah Y yang paling maksimum adalah 0,232 (FEMA 356, FEMA 440). Ternyata dengan melihat tabel 6.2 dan tabel 6.3 dapat disimpulkan bahwa pada saat terjadi target perpindahan maksimum baik arah X dan arah Y, struktur masih berkinerja *Life Safety*. Hal ini menunjukkan bahwa gedung yang direncanakan sudah memenuhi kinerja yang diharapkan karena gedung berfungsi sebagai perkantoran.



**Gambar 6.23. Kurva Kapasitas Pushover arah X dengan  $\delta_t = 0,256$  m**



**Gambar 6.24. Kurva Kapasitas Pushover arah Y dengan  $\delta_t = 0,232$  m**

### 6.6.3 Evaluasi Kinerja Menurut ATC - 40

Evaluasi kinerja berdasarkan ATC-40 diberikan pada tabel 6.5 seperti di bawah ini.

**Tabel 6.5**  
**Deformation Limit berbagai Kinerja ATC-40**

<i>Performance Level</i>				
<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
<i>Maximum total drift</i>	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 V_i / P_i$
<i>Maximum inelastic drift</i>	0.005	0.005-0.015	<i>No limit</i>	<i>No Limit</i>

Hasil evaluasi *performance-based design* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut :

**Arah X :**

$$V = 53020,862 \text{ kN}$$

$$D = 0,200 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 0,109$$

Tinggi total gedung adalah 42,5 m

$$\text{Drift rasio} = 0,200/42,5 = 0,0047$$

**Arah Y :**

$$V = 55935,063 \text{ kN}$$

$$D = 0,189 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 0,116$$

Tinggi total gedung adalah 42,5 m

$$\text{Drift rasio} = 0,189/42,5 = 0,00445$$

Berdasarkan kriteria ATC-40 seperti yang terdapat pada tabel 6.5 di atas maka untuk drift rasio kurang dari 0,005 maka level kinerja struktur gedung yang direncanakan tergolong **IO** (*Immediate Occupancy*). Selain itu, nilai redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) yang diperoleh gedung lebih kecil dari batasan redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) maksimum yang diijinkan yaitu sebesar 40%. Redaman efektif adalah nilai redaman efektif yang menyatakan tingkatan realistis dari suatu estimasi redaman.

Jadi, gedung yang direncanakan memenuhi syarat kinerja ATC-40.





*Per*  
**BAB VII**  
**TIME HISTORY ANALYSIS**



## BAB VII TIME HISTORY ANALYSIS

### 7.1 Beban Gempa Riwayat Waktu

Dalam Tugas Akhir ini, analisis riwayat waktu dilakukan dengan memberi beban gempa yang berupa rekaman gempa yang pernah terjadi di dunia. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.4 untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi, maka paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

Untuk itu dalam tugas akhir ini analisis menggunakan 5 macam percepatan gempa yaitu El Centro 1940, Santa Cruz (Luma Prieta) 17 Oktober 1989, Sierra Madre (California) 28 Juni 1991, Cape Mendocino 23 April 1992, dan Northridge (California) 17 Januari 1994.

Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana maka harus dilakukan analisis respon dinamik *non-linier* riwayat waktu, dimana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan  $A_0 I$ , dimana  $A_0$  adalah percepatan puncak muka tanah menurut tabel 5 SNI 03-1726-2002 dan  $I$  adalah factor keutamaan menurut tabel 1 SNI 03-1726-2002.

Perhitungan skala intensitas sebagai berikut, untuk gempa El Centro 1994 percepatan puncak tanah asli = 0,3194g, sedangkan percepatan puncak tanah keras untuk wilayah gempa 6 SNI 03-1726-2002 = 0,33g, faktor keutamaan gedung perkantoran = 1, maka skala

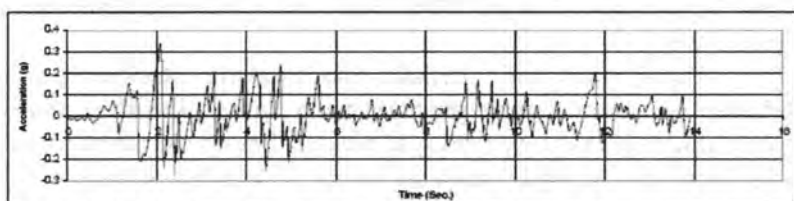
$$\text{gempa} = \frac{0,33}{0,3194} \cdot 1 = 1,0332$$

Skala gempa secara lengkap untuk analisa dalam tugas akhir ini dapat dilihat pada tabel 7.1 di bawah ini.

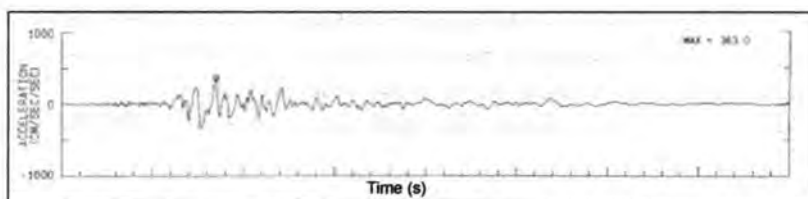
**Tabel 7.1**  
**Skala gempa untuk Analisa Riwayat Waktu**

Percepatan Gempa	Percepatan Puncak Tanah asli (g)	Wilayah Gempa 6 SNI 1726-20	
		Percepatan puncak tanah keras (g)	Skala gempa (g)
El Centro 1940	0.3194	0.33	1.033
Santa Cruz 1989	0.3693	0.33	0.893
Sierra Madre 1991	0.4479	0.33	0.736
Cape Mendocino 1992	0.5899	0.33	0.559
Northridge 1994	0.5900	0.33	0.559

Adapun gambar akselerogram dari keempat gempa di atas adalah sebagai berikut :

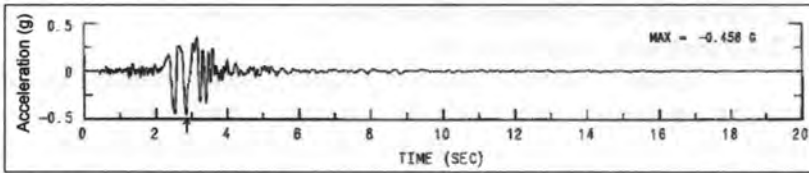


**Gambar 7.1. Akselerogram gempa El Centro 1940**

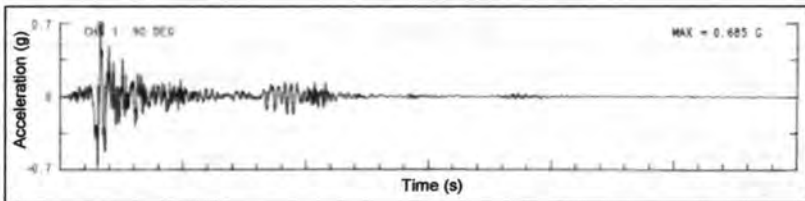


**Gambar 7.2. Akselerogram gempa Santa Cruz (Luma Prieta)  
17 Oktober 1989**

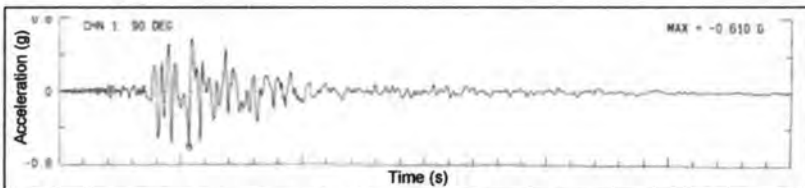




**Gambar 7.3. Akselerogram gempa Sierra Madre (California)  
28 Juni 1991**



**Gambar 7.4. Akselerogram gempa Cape Mendocino  
23 April 1992**



**Gambar 7.5. Akselerogram gempa Northridge (California)  
17 Januari 1994**

Evaluasi perilaku seismik struktur dilakukan dengan meninjau hasil analisis berupa peralihan, *drift* yang terjadi, dan perbandingan *base shear* dengan peralihan yang dibandingkan dengan hasil analisa *pushover*.

## 7.2. Perbandingan Dengan Hasil Analisa Pushover

### 7.2.1 Peralihan (*Displacement*)

Dengan analisis riwayat waktu dapat dilihat apakah struktur gedung yang ditinjau sudah melampaui *target displacement* atau belum. Hasil analisis untuk masing-masing gempa riwayat waktu terlihat dalam tabel berikut.

**Tabel 7.2**  
***Displacement* tingkat dan drift antar tingkat gempa**  
**El Centro 1940**

STORY	Displacement X		Displacement Y		Drif antar tingkat		Drif antar ti	
	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)	X(+)	X(-)	Y(+)	
STORY 12	0.2038	-0.2062	0.2007	-0.2081	0.0196	0.0218	0.0196	0
STORY 11	0.1842	-0.1844	0.1811	-0.1901	0.0192	0.0262	0.0237	0
STORY 10	0.1650	-0.1582	0.1574	-0.1684	0.0214	0.0213	0.0245	0
STORY 9	0.1436	-0.1369	0.1329	-0.1443	0.0141	0.0051	0.0096	0
STORY 8	0.1295	-0.1318	0.1233	-0.1229	0.0056	0.0083	0.0070	0
STORY 7	0.1239	-0.1235	0.1163	-0.1181	0.0068	0.0085	0.0109	0
STORY 6	0.1171	-0.1150	0.1054	-0.1086	0.0106	0.0082	0.0136	0
STORY 5	0.1065	-0.1068	0.0918	-0.0953	0.0158	0.0144	0.0150	0
STORY 4	0.0907	-0.0924	0.0768	-0.0788	0.0209	0.0206	0.0185	0
STORY 3	0.0698	-0.0718	0.0583	-0.0589	0.0243	0.0249	0.0208	0
STORY 2	0.0455	-0.0469	0.0375	-0.0373	0.0251	0.0259	0.0209	0
STORY 1	0.0204	-0.0210	0.0166	-0.0163	0.0204	0.0210	0.0166	0
BASE	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0

Base shear arah X = 115475 kN dan Base shear arah Y = 101386 kN

**Tabel 7.3**  
**Displacement tingkat dan drift antar tingkat gempa**  
**Santa Cruz 1989**

STORY	Displacement X		Displacement Y		Drif antar tingkat		Drif antar tingkat	
	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)
STORY 12	0.0164	-0.0119	0.0120	-0.0082	0.0022	0.0026	0.0019	0.0012
STORY 11	0.0142	-0.0093	0.0101	-0.0070	0.0012	0.0017	0.0016	0.0006
STORY 10	0.0130	-0.0076	0.0085	-0.0064	0.0011	0.0008	0.0007	0.0001
STORY 9	0.0119	-0.0068	0.0078	-0.0063	-0.0005	-0.0005	0.0000	0.0003
STORY 8	0.0124	-0.0073	0.0078	-0.0060	0.0004	0.0000	0.0004	0.0002
STORY 7	0.0120	-0.0073	0.0074	-0.0058	0.0016	0.0010	0.0010	0.0006
STORY 6	0.0104	-0.0063	0.0064	-0.0052	0.0015	0.0002	0.0003	0.0005
STORY 5	0.0089	-0.0061	0.0061	-0.0047	0.0013	0.0008	0.0005	0.0005
STORY 4	0.0076	-0.0053	0.0056	-0.0042	0.0014	0.0004	0.0010	0.0010
STORY 3	0.0062	-0.0049	0.0046	-0.0032	0.0016	0.0008	0.0012	0.0009
STORY 2	0.0046	-0.0041	0.0034	-0.0023	0.0022	0.0019	0.0017	0.0011
STORY 1	0.0024	-0.0022	0.0017	-0.0012	0.0024	0.0022	0.0017	0.0012
BASE	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Base shear arah X = 15091,9 kN dan Base shear arah Y = 11552 kN

**Tabel 7.4**  
**Displacement tingkat dan drift antar tingkat gempa**  
**Sierra Madre 1991**

STORY	Displacement X		Displacement Y		Drif antar tingkat		Drif antar tir	
	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)	X(+)	X(-)	Y(+)	
STORY 12	0.0088	-0.0079	0.0089	-0.0074	0.0009	0.0005	0.0009	0
STORY 11	0.0079	-0.0074	0.0080	-0.0066	0.0010	0.0006	0.0007	0
STORY 10	0.0069	-0.0068	0.0073	-0.0061	0.0007	0.0008	0.0009	0
STORY 9	0.0062	-0.0060	0.0064	-0.0054	0.0001	0.0003	0.0002	0
STORY 8	0.0061	-0.0057	0.0062	-0.0053	0.0004	0.0002	0.0004	0
STORY 7	0.0057	-0.0055	0.0058	-0.0051	0.0006	0.0004	0.0005	0
STORY 6	0.0051	-0.0051	0.0053	-0.0047	0.0006	0.0007	0.0006	0
STORY 5	0.0045	-0.0044	0.0047	-0.0039	0.0008	0.0009	0.0008	0
STORY 4	0.0037	-0.0035	0.0039	-0.0034	0.0009	0.0005	0.0009	0
STORY 3	0.0028	-0.0030	0.0030	-0.0027	0.0009	0.0008	0.0009	0
STORY 2	0.0019	-0.0022	0.0021	-0.0019	0.0010	0.0011	0.0011	0
STORY 1	0.0009	-0.0011	0.0010	-0.0009	0.0009	0.0011	0.0010	0
BASE	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0

Base shear arah X = 6454,4 kN dan Base shear arah Y = 6276,8 kN

**Tabel 7.5**  
**Displacement tingkat dan drift antar tingkat gempa**  
**Cape Mendocino 1992**

STORY	Displacement X		Displacement Y		Drif antar tingkat		Drif antar tingkat	
	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)
STORY 12	0.0158	-0.0160	0.0142	-0.0146	0.0013	0.0012	0.0011	0.0011
STORY 11	0.0145	-0.0148	0.0131	-0.0135	0.0012	0.0013	0.0012	0.0009
STORY 10	0.0133	-0.0135	0.0119	-0.0126	0.0014	0.0009	0.0010	0.0010
STORY 9	0.0119	-0.0126	0.0109	-0.0116	0.0009	0.0009	0.0009	0.0010
STORY 8	0.0110	-0.0117	0.0100	-0.0106	0.0012	0.0013	0.0011	0.0012
STORY 7	0.0098	-0.0104	0.0089	-0.0094	0.0016	0.0018	0.0014	0.0015
STORY 6	0.0082	-0.0086	0.0075	-0.0079	0.0015	0.0014	0.0012	0.0015
STORY 5	0.0067	-0.0072	0.0063	-0.0064	0.0014	0.0016	0.0013	0.0015
STORY 4	0.0053	-0.0056	0.0050	-0.0049	0.0014	0.0016	0.0012	0.0013
STORY 3	0.0039	-0.0040	0.0038	-0.0036	0.0014	0.0013	0.0013	0.0012
STORY 2	0.0025	-0.0027	0.0025	-0.0024	0.0013	0.0014	0.0014	0.0013
STORY 1	0.0012	-0.0013	0.0011	-0.0011	0.0012	0.0013	0.0011	0.0011
BASE	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Base shear arah X = 7273,8 kN dan Base shear arah Y = 6691,4 kN

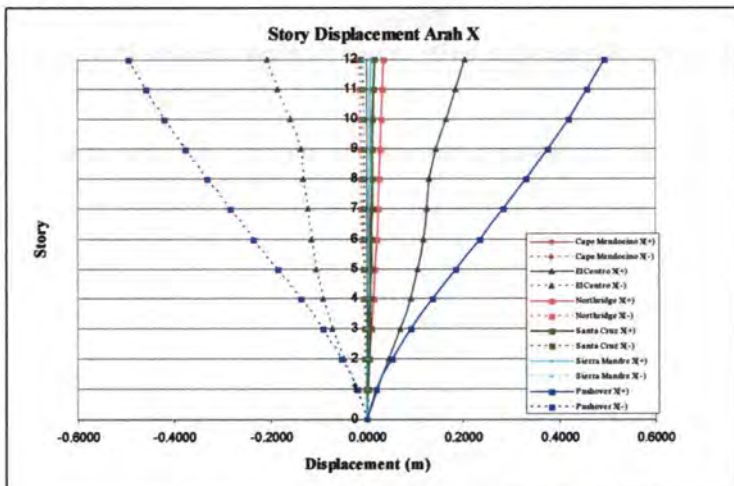
**Tabel 7.6**  
**Displacement tingkat dan drift antar tingkat gempa**  
**Northridge 1994**

STORY	Displacement X		Displacement Y		Drif antar tingkat		Drif antar ting	
	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)	X(+)	X(-)	Y(+)	Y(-)
STORY 12	0.0366	-0.0155	0.0304	-0.0137	0.0024	0.0013	0.0022	0.0011
STORY 11	0.0342	-0.0142	0.0282	-0.0122	0.0028	0.0012	0.0019	0.0010
STORY 10	0.0314	-0.0130	0.0263	-0.0116	0.0030	0.0005	0.0025	0.0010
STORY 9	0.0284	-0.0125	0.0238	-0.0112	0.0023	0.0010	0.0024	0.0010
STORY 8	0.0261	-0.0115	0.0214	-0.0104	0.0026	0.0004	0.0022	0.0010
STORY 7	0.0235	-0.0111	0.0192	-0.0100	0.0029	0.0011	0.0025	0.0010
STORY 6	0.0206	-0.0100	0.0167	-0.0091	0.0034	0.0017	0.0029	0.0010
STORY 5	0.0172	-0.0083	0.0138	-0.0076	0.0038	0.0019	0.0032	0.0010
STORY 4	0.0134	-0.0064	0.0106	-0.0062	0.0038	0.0019	0.0028	0.0010
STORY 3	0.0096	-0.0045	0.0078	-0.0046	0.0037	0.0016	0.0028	0.0010
STORY 2	0.0059	-0.0029	0.0050	-0.0029	0.0034	0.0014	0.0027	0.0010
STORY 1	0.0025	-0.0015	0.0023	-0.0014	0.0025	0.0015	0.0023	0.0010
BASE	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

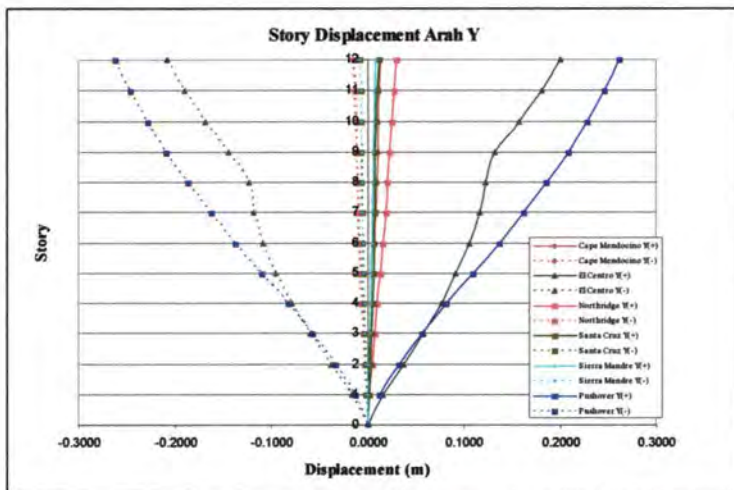
Base shear arah X = 13265,2 kN dan Base shear arah Y = 14307,8 kN

Sedangkan hasil analisa pushover untuk *displacement* dan drift antar tingkat adalah sebagai berikut





**Gambar 7.6.** Perbandingan *Displacement* tingkat Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover



**Gambar 7.7.** Perbandingan *Displacement* tingkat Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover



Hasil analisis riwayat waktu menunjukkan bahwa baik pada arah X maupun arah Y, *displacement* (peralihan) yang terjadi untuk gempa El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, dan Northridge 1994 belum melampaui target peralihan dari FEMA 356 dan FEMA 440, namun Gempa El Centro sudah melampaui target peralihan dari ATC-40 dan SNI 03-1726-2002. Peralihan atap (*roof displacement*) yang diakibatkan oleh beban gempa riwayat waktu masih lebih kecil dari hasil analisa pushover.

### 7.2.2 Drift

Pada studi kasus ini, batasan *drift ratio* ditentukan berdasarkan kinerja batas ultimit yang terdapat pada SNI 03-1726-2002 pasal 8.2. Syarat kinerja batas *ultimate* untuk gedung yang dianalisa adalah sebagai berikut

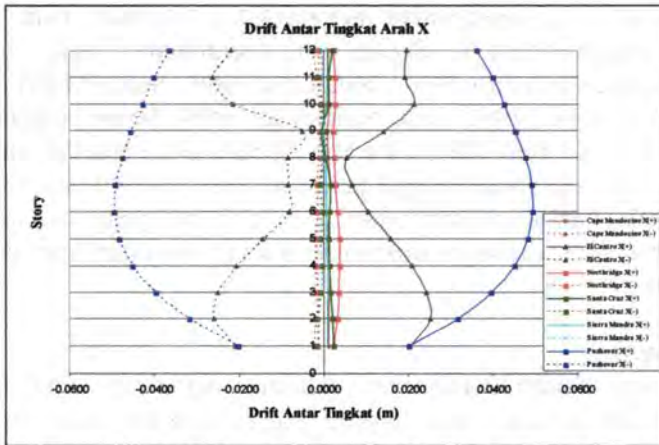
Untuk lantai 1

$$\Delta m = 0,02 \times 4000 = 80 \text{ mm} = 0,08 \text{ m}$$

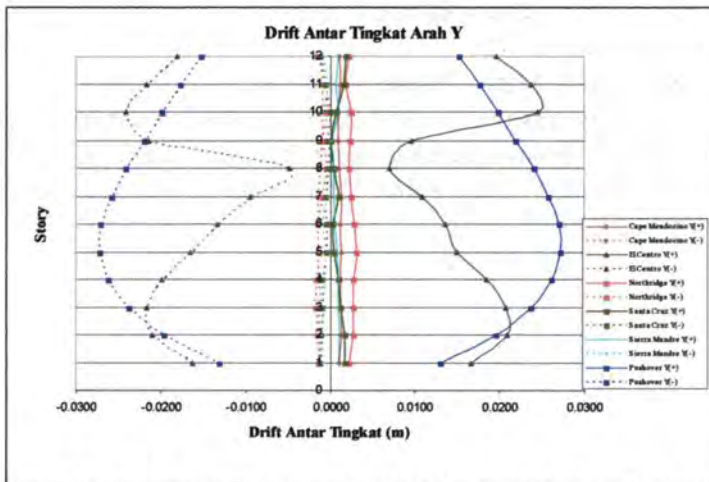
Untuk lantai 2 - 12

$$\Delta m = 0,02 \times 3500 = 70 \text{ mm} = 0,07 \text{ m}$$

Dengan analisis riwayat waktu dan analisa pushover akan dilihat apakah struktur gedung yang ditinjau sudah atau belum melampaui batasan *drift ratio*. Hasil analisis ditampilkan dalam kurva sebagai berikut



**Gambar 7.8. Perbandingan Drift Antar tingkat Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover**



**Gambar 7.9. Perbandingan Drift Antar tingkat Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover**

Hasil analisa arah X menunjukkan bahwa drift antar tingkat yang dihasilkan oleh 5 macam beban gempa riwayat waktu belum

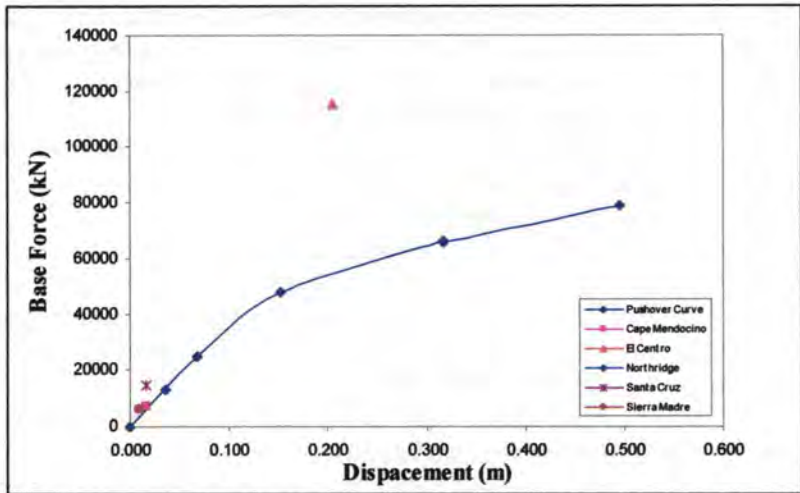
melampaui target kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002. Drift antar tingkat yang dihasilkan oleh analisa pushover jauh lebih besar dari yang dihasilkan oleh beban gempa riwayat waktu namun masih lebih kecil dari kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002.

Hasil analisa arah Y menunjukkan bahwa drift antar tingkat yang dihasilkan oleh 5 macam beban gempa riwayat waktu belum melampaui target kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002. Drift antar tingkat yang dihasilkan oleh analisa pushover jauh lebih besar dari yang dihasilkan oleh beban gempa Santa Cruz 1989 , Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, dan Northridge 1994 namun pada tingkat ke-1 dan ke-2 serta tingkat ke-10 sampai tingkat ke-12 drift antar tingkatnya lebih kecil dari gempa El Centro 1940.

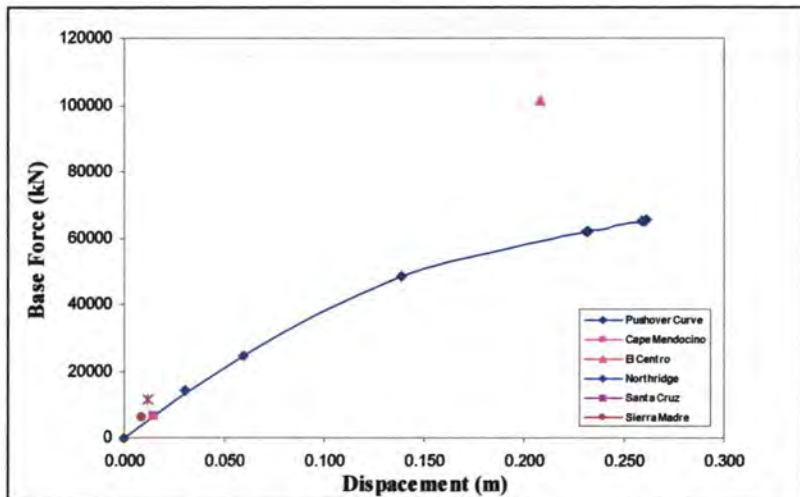
Secara keseluruhan baik hasil analisa oleh beban gempa riwayat waktu maupun oleh analisa pushover, drift antar tingkat yang terjadi masih lebih kecil atau belum melampaui kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002.

### **7.2.3. Gaya Geser Dasar vs Peralihan**

Perbandingan hasil dari analisis beban dorong dengan analisis riwayat waktu untuk nilai gaya geser dasar vs maksimum envelope peralihan dinyatakan dalam gambar sebagai berikut :



**Gambar 7.10. Perbandingan Base shear dan Peralihan Arah X Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover**



**Gambar 7.11. Perbandingan Base shear dan Peralihan Arah Y Analisa Riwayat Waktu dan Analisa Pushover**

Dari gambar 7.10 dan 7.11 dapat dilihat bahwa untuk gempa Santa Cruz 1989 , Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, Northridge 1994, dan El Centro 1940 nilai maksimum envelope peralihan belum melampaui target peralihan sesuai hasil dari analisis beban dorong.



## BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

## BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

### 8.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

a). Analisa Pushover

- 1) Dari analisa pushover didapatkan target peralihan (*performance point*) sebagai berikut :

**Tabel 8.1**  
**Rangkuman Target Perpindahan (*Performance Point*)**

Kriteria	Target Perpindahan (m)	
	Arah X	Arah Y
Koefisien Perpindahan FEMA 356	0.256	0.232
Spektrum Kapasitas ATC-40	0.200	0.189
Koefisien Perpindahan FEMA 440	0.256	0.232
Kinerja Batas Ultimit SNI 1726	0.085	0.110

- 2) Sampai dengan target peralihan (*performance point*) yang di dihitung berdasarkan FEMA 356, FEMA 440, dan SNI 03-1726-2002 struktur gedung yang di desain masih memiliki taraf kinerja *Life Safety*. Hal ini menunjukkan bahwa gedung yang didesain sudah memenuhi syarat kinerja sesuai FEMA 356, FEMA 440, dan SNI 03-1726-2002 karena gedung didesain sebagai gedung perkantoran.
- 3) Berdasarkan kriteria ATC-40 seperti yang terdapat pada tabel 6.5 , untuk drift rasio kurang dari 0,005 maka level kinerja struktur gedung yang direncanakan tergolong **IO** (*Immediate Occupancy*). Selain itu, nilai redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) yang diperoleh gedung lebih kecil dari batasan redaman efektif ( $\beta_{eff}$ ) maksimum yang diijinkan yaitu



sebesar 40% artinya struktur gedung sesuai dengan kriteria bangunan baru.

- 4) Hasil analisa pushover ini menunjukkan bahwa daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) aktual arah X = 4,66 dan daktilitas ( $\mu_{\Delta}$ ) aktual arah Y = 4,42. Hal ini menunjukkan bahwa daktilitas yang terjadi sesuai dengan SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.1 ( $\mu_m = 5,2$  untuk sistem ganda dengan SRPMK beton)
- 5) Hasil analisa pushover juga menunjukkan bahwa faktor reduksi gempa R aktual arah X = 7,456 dan faktor reduksi gempa R aktual arah Y = 7,072. Hal ini menunjukkan bahwa faktor reduksi gempa R aktual yang terjadi sesuai dengan SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.3 ( $R_m = 8,5$  untuk sistem ganda dengan SRPMK beton)
- 6) Hasil analisa pushover menunjukkan bahwa distribusi sendi plastis hanya terjadi pada ujung-ujung balok dan kaki kolom. Hal ini sesuai dengan konsep "*Strong Column Weak Beam*".
- 7) Analisis beban dorong menggunakan batasan *drift* sesuai kinerja batas ultimit, sehingga peralihan yang terjadi masih memenuhi syarat sesuai peraturan gempa Indonesia SNI 03-1726-2002

b.) Analisis Riwayat Waktu.

- 1) Hasil analisis riwayat waktu menunjukkan bahwa baik pada arah X maupun arah Y, *displacement* (peralihan) yang terjadi untuk gempa El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, dan Northridge 1994 belum melampaui target peralihan dari FEMA 356 dan FEMA 440, namun Gempa El Centro sudah melampaui target peralihan dari ATC-40 dan SNI 03-1726-2002. Peralihan atap (*roof displacement*) yang diakibatkan oleh beban gempa riwayat waktu masih lebih kecil dari hasil analisa pushover.
- 2) Hasil analisa arah X dan arah Y menunjukkan bahwa drift antar tingkat yang dihasilkan oleh 5 macam beban gempa



riwayat waktu belum melampaui target kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002.

- 3) Drift antar tingkat yang dihasilkan oleh analisa pushover jauh lebih besar dari yang dihasilkan oleh beban gempa riwayat waktu namun masih lebih kecil dari kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002. Tetapi dari analisa arah Y, pada tingkat ke-1 dan ke-2 serta tingkat ke-10 sampai tingkat ke-12 drift antar tingkat hasil analisa pushover lebih kecil dari gempa El Centro 1940.
  - 4) Secara keseluruhan baik hasil analisa oleh beban gempa riwayat waktu maupun oleh analisa pushover, drift antar tingkat yang terjadi masih lebih kecil atau belum melampaui kinerja batas ultimit SNI 03-1726-2002.
  - 5) Hasil analisa perbandingan *base shear Vs roof displacement* menunjukkan bahwa untuk gempa Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, Northridge 1994, dan El Centro 1940 nilai maksimum envelope peralihan belum melampaui target peralihan sesuai hasil dari analisis beban dorong.
- c) Studi kasus dengan beban gempa riwayat waktu El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, Northridge 1994 apabila dibandingkan dengan analisa pushover, secara umum hasil peralihan, drift, perbandingan *base shear Vs roof displacement* yang terjadi jauh lebih kecil, maka analisa pushover cukup rasional dan dapat diandalkan pada evaluasi perilaku seismik.

## 8.2 Saran

Saran yang dapat diberikan sesuai studi dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- 1) Analisa riwayat waktu hanya terbatas pada 5 macam akselerogram yaitu akselerogram El Centro 1940, Santa Cruz 1989, Sierra Madre 1991, Cape Mendocino 1992, dan Northridge 1994 yang semuanya bukan akselerogram dari

Indonesia. Diharapkan studi berikutnya menggunakan akselerogram beban gempa yang pernah terjadi di Indonesia. Sehingga bisa diketahui perilaku seismik suatu struktur bila dikenai beban gempa riwayat waktu yang pernah terjadi di Indonesia dan diketahui pula keandalan analisa pushover jika dibandingkan dengan analisa riwayat waktu gempa Indonesia.

- 2) Studi lebih lanjut menggunakan properti sendi aktual, yaitu dengan menentukan sendiri kurva momen-rotasi untuk mempelajari kemampuan momen-rotasi yang berhubungan dengan properti material.
- 3) Studi lebih lanjut bisa dilakukan terhadap bangunan asimetris berdasarkan elevasi.
- 4) Studi lebih lanjut bisa dilakukan dengan membandingkan hasil analisa pushover dengan Time History menggunakan gedung SRPMK atau Dual System dengan variasi tinggi total gedung.
- 5) Studi lebih lanjut bisa dilakukan terhadap struktur gedung flate-plate, flate-slab, atau gedung waffle-slab.
- 6) Studi lebih lanjut dengan tidak hanya evaluasi namun juga perencanaan menggunakan *performance based design*.



## DAFTAR PUSTAKA



## DAFTAR PUSTAKA

- Applied Technology Council.(1996). **ATC 40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**. Redwood City, California, U.S.A.DC.
- Alrasyid, Harun, Mudji Irmawan, Taviu. **Evaluasi Kinerja Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Variasi Panjang Bentang**. Jurnal Teknik Sipil –ITS Surabaya.
- ATC-55 Project.2004. **FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures**. Federal Emergency Management Agency.Washington, D.C.
- Badan Standardisasi Nasional (2002). **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. SNI 03-1726-2002.
- Badan Standardisasi Nasional (2002). **Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung**. RSNI – 3 Revisi SNI 1727 1989
- Computers & Structures, Inc . 2005. **CSI Analysis Reference Manual For SAP 2000, ETABS, and SAFE**.Barkeley California. 415 hal.
- Dewobroto,W. (2005). "Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover". **Jurnal Teknik Sipil, Vol. 3 , No.1** Januari 2006 UPH.

- Federal Emergency Management Agency (1997). **NEHRP Commentary On The Guidelines For Seismic Rehabilitation Of Buildings**. FEMA- 274 ,Washington DC.
- Federal Emergency Management Agency(2000). **Prestandard And Comentary For The Seismic Rehabilitation Of Building**. FEMA - 356 ,Washington.
- Iranata, Data. (2008). **Realistic Simulation of Reinforced Concrete Structure System with Combine of Simplified and Rogorous Component Model**. Structural Engineering and Mechanichs Vol. 30, No.5
- Jogja Revives.2006. **Kenapa gedung terpuntir saat gempa?** . Pos pelayanan teknis - teknik sipil peduli bencana gempa. Jurusan Teknik Sipil FT UGM.
- Lumantarna, Benjamin. **Keandalan Analisa Pushover untuk Meramal Prilaku Seismik Nonlinier Struktur Portal Terbuka dengan Reentrant Corner**. Jurnal Teknik Sipil-UK Petra.
- Mariopaz.1996.**Dinamika Struktur : Teori dan Perhitungan**. Edisi Kedua. Diterjemahkan oleh Manu A.P. Jakarta : Erlangga.

- M. Huang et al. (1995). **Selected Strong-Motion Records For Analysis of Base-Isolated Building**. California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP). California Department of Conservation.
- Nawy,E. 1998 **.Beton Bertulang (suatu pendekatan dasar)**.Edisi Kedua PT. Refika Aditama.Bandung.763 hal.
- Pranata, Y.A .2006. **Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Pushover Analysis**. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 3 , No.1. Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Maranatha, Bandung.
- Purwono, R dkk. (2005). **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa sesuai SNI 1726 dan SNI 2847 terbaru**. Surabaya : ITS Press
- Purwono, R.; Tavio; Imran, I.; dan Raka, I G. P.2007. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) Dilengkapi Penjelasan (S-2002)**. ITS Press.Surabaya, Mar., 408 hal.
- R. Darragh et al. (1992). **First Interim Set of CSMIP Processed Strong-Motion Records From The Sierra Madre, California Earthquake of 28 Juni ,1991**. California Department of Conservation.
- R. Darragh et al. (1992). **Processed CSMIP Strong-Motion Data From The Cape Mendocino/Petrolia Earthquake of April 25,1992. Release No.1**. California Department of Conservation.

R. Darragh et al. (1994). **Processed CSMIP Strong-Motion Records From The Northridge California Earthquake of January 17,1994. Release No.1.** California Department of Conservation.





**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember



ITS  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

*Revisi*  
**LAMPIRAN**





**LAMPIRAN A**  
**KUTIPAN TABEL DARI FEMA 356 DAN ATC-40**

**Tabel A1.**  
**Tabel 3-1, Tabel 3-2, Tabel 3-3 FEMA 356**

**Table 3-1 Values for Effective Mass Factor  $C_m$ <sup>1</sup>**

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.5	0.8	0.5	0.9	0.9	1.0

1.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 second.

**Table 3-2 Values for Modification Factor  $C_d$ <sup>1</sup>**

Number of Stories	Shear Buildings <sup>2</sup>		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, moment decreases with increasing height.

**Table 3-3 Values for Modification Factor  $C_p$**

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second <sup>2</sup>		$T \geq T_G$ second <sup>2</sup>	
	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>1</sup>	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>1</sup>
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 10% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components: slabs, or frames; ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-secured connections, moment-only braced, 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  $T$ .

**Tabel A2.**  
**Tabel 9.6 ATC-40**

Table 9-6. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Component Type	Modeling Parameters <sup>1</sup>		
	Plastic Rotation Angle, rad	Residual Strength Ratio	
	a	b	c
<b>1. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>			
$\frac{P_u - P_{uR}}{P_{uR}}$	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V_u}{k_s V_c}$	
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005
<b>2. Beams controlled by shear<sup>3</sup></b>			
stirrup spacing ≤ d/2			0.0
stirrup spacing > d/2			0.0
<b>3. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>4</sup></b>			
stirrup spacing ≤ d/2			0.0
stirrup spacing > d/2			0.0
<b>4. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>5</sup></b>			
			0.015
			0.03
			0.2

- When more than one of the conditions 1, 2, 3, and 4 occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- Under the heading "transverse reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if within the flexural plastic region: 1) closed stirrups are spaced at  $s \leq d/3$ , and 2) for components of moderate and high ductility demand the strength provided by the stirrups ( $V_s$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered non-conforming.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
- $V_u$  = design shear force.
- For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.3).

**Tabel A3.**  
**Tabel 9.7 ATC-40**

Table 9-7. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Component Type		Modeling Parameters <sup>a</sup>		
		Plastic Rotation Angle, rad	Residual Strength Ratio	
		a	b	c
<b>1. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>				
$\frac{P}{A_g f_c}$ <sup>5</sup>	transverse reinforcement <sup>6</sup>	$\frac{V}{P}$ <sup>6</sup>		
		$\rho_w \sqrt{f_c} l_c$ <sup>6</sup>		
≤ 0.1	C	≤ 5	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≤ 5	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.04	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0
<b>2. Columns controlled by shear<sup>3,7</sup></b>				
hoop spacing ≤ d/2				
$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.4$			0.0	0.011
other cases			0.0	0.0
<b>3. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>3,4</sup></b>				
hoop spacing ≤ d/2			0.04	0.02
hoop spacing > d/2			0.0	0.01
<b>4. Columns with axial loads exceeding 0.70 P<sub>0</sub><sup>3,4</sup></b>				
conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.005
All other cases			0.0	0.0

- When more than one of the conditions 1, 2, 3, and 4 occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- Under the heading "transverse reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if within the flexural plastic hinge region: 1) closed hoops are spaced at ≤ d/2, and 2) for components of moderate and high ductility, demand the strength provided by the stirrups (1) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered non-conforming.
- To qualify, 1) hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and 2) hoops must have hooks embedded in the core or must have other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
- P = Design axial load
- V = Design shear force
- For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

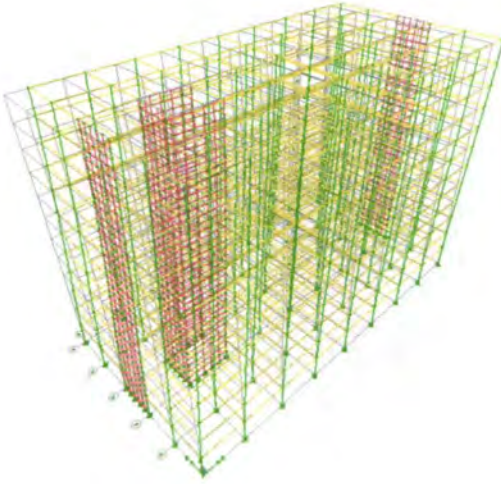
**Tabel A4.**  
**Tabel 9.12 ATC-40**

Table 9-12. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Coupling Beams

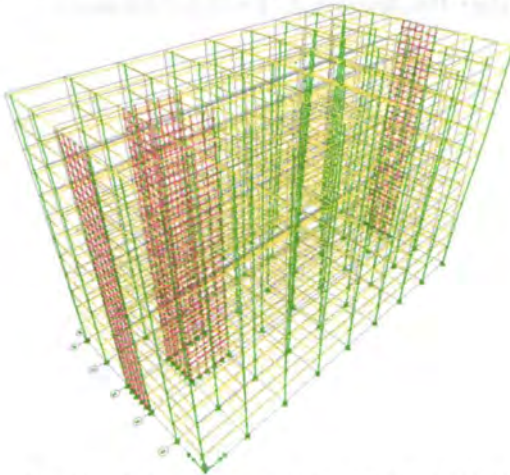
Component Type	Modeling Parameters <sup>1</sup>			
		Chord Rotation, rad		Residual Strength Ratio
		d	e	
<b>1. Coupling beams controlled by flexure</b>				
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{h_w d \sqrt{f_c}}$			
Conventional longitudinal reinforcement with	$\leq 3$	0.025	0.040	0.75
conforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.015	0.050	0.50
Conventional longitudinal reinforcement with non-	$\leq 3$	0.020	0.055	0.50
conforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.010	0.025	0.25
Diagonal reinforcement	N/A	0.030	0.050	0.80
<b>2. Coupling beams controlled by shear</b>				
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{h_w d \sqrt{f_c}}$			
Conventional longitudinal reinforcement with	$\leq 3$	0.018	0.030	0.60
conforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.012	0.020	0.30
Conventional longitudinal reinforcement with non-	$\leq 3$	0.012	0.025	0.40
conforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.008	0.014	0.20

1. Conventional longitudinal steel consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. The requirements for conforming transverse reinforcement are: 1) closed stirrups are to be provided over the entire length of the beam at spacing not exceeding  $d/3$ ; and 2) the strength provided by the stirrups ( $V_s$ ) should be at least three-fourths of the design shear.
2.  $V$  = the design shear force on the coupling beam in pounds,  $h_w$  = the web width of the beam,  $d$  = the effective depth of the beam, and  $f_c$  = concrete compressive strength in psi.
3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
4. For light-weight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

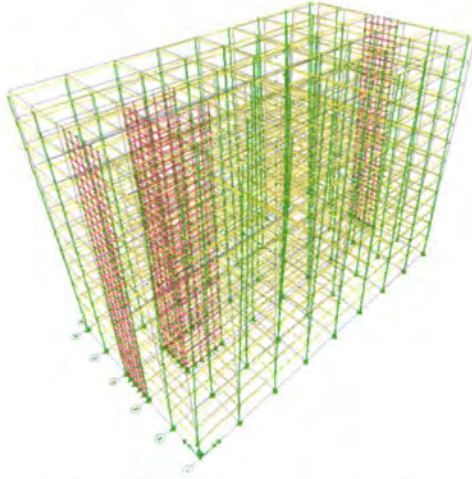
**LAMPIRAN B**  
**GAMBAR RAGAM 1,2, DAN 3**



**Gambar B1. Ragam 1,  $T = 1,57391$  detik**



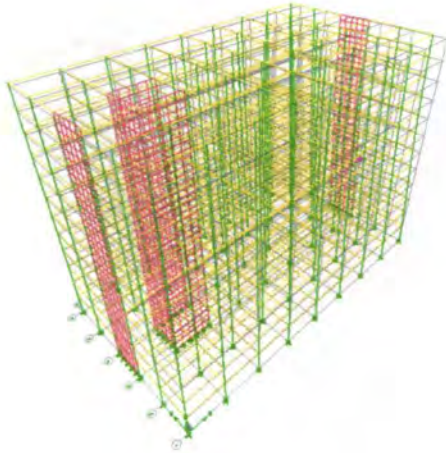
**Gambar B2. Ragam 2,  $T = 1,52696$  detik**



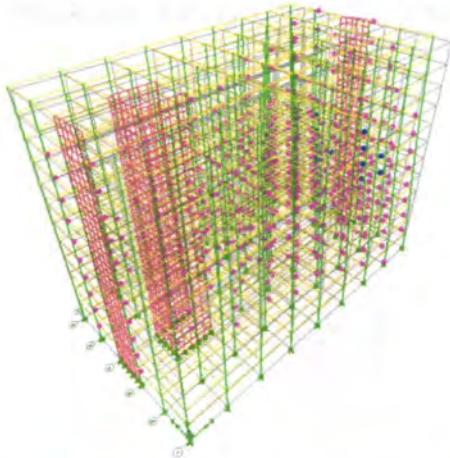
**Gambar B3. Ragam 3,  $T = 0,88919$  detik**



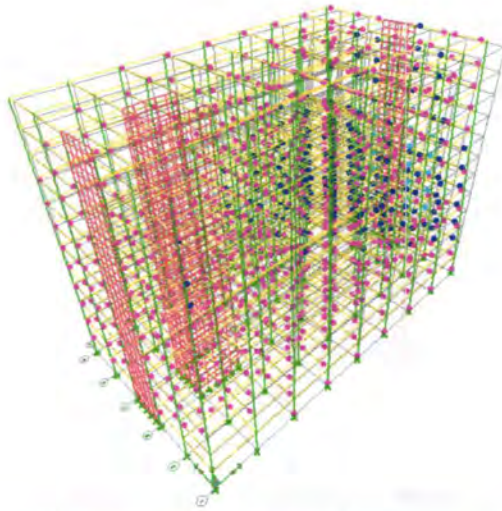
**LAMPIRAN C**  
**CONTOH GAMBAR DISTRIBUSI SENDI PLASTIS**  
**PUSHOVER ARAH Y**



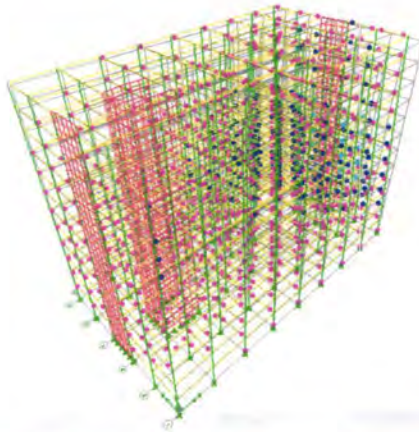
**Gambar C1. Pushover arah Y step 1 (3D)**



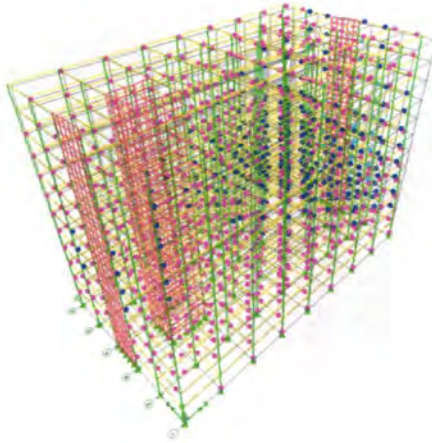
**Gambar C2. Pushover arah Y step 2 (3D)**



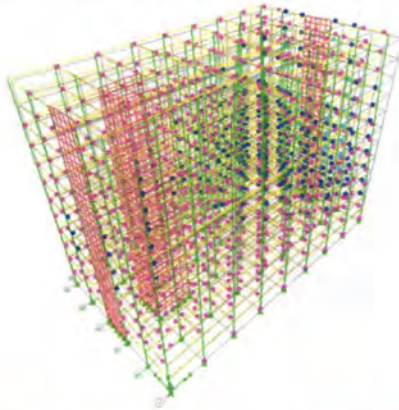
**Gambar C3. Pushover arah Y step 3 (3D)**



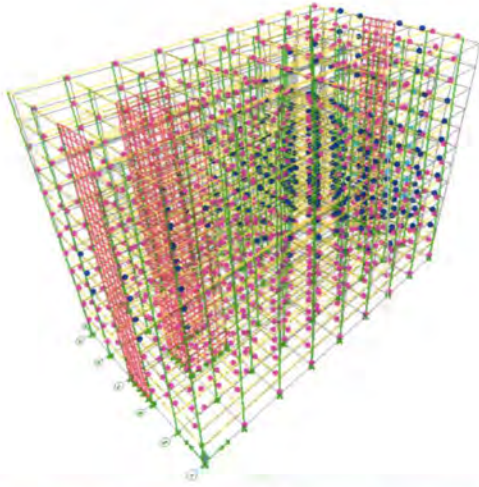
**Gambar C4. Pushover arah Y step 4 (3D)**



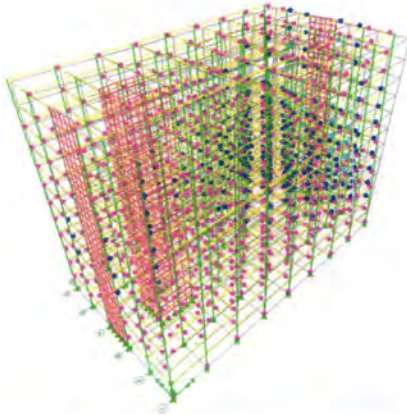
**Gambar C5. Pushover arah Y step 5 (3D)**



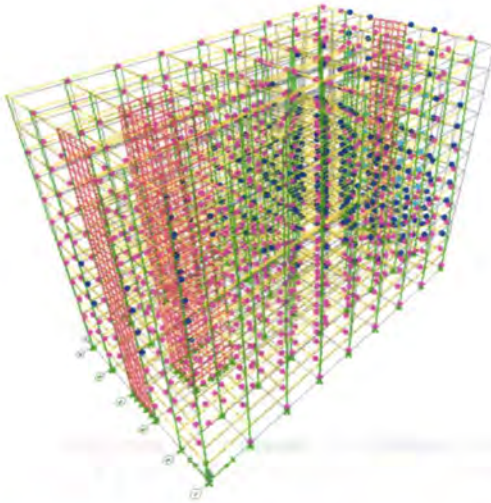
**Gambar C6. Pushover arah Y step 6 (3D)**



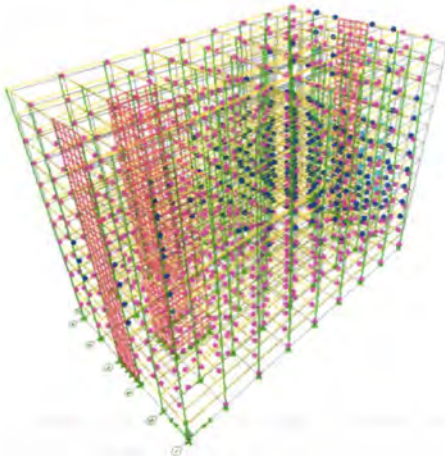
**Gambar C7. Pushover arah Y step 7 (3D)**



**Gambar C8. Pushover arah Y step 8 (3D)**

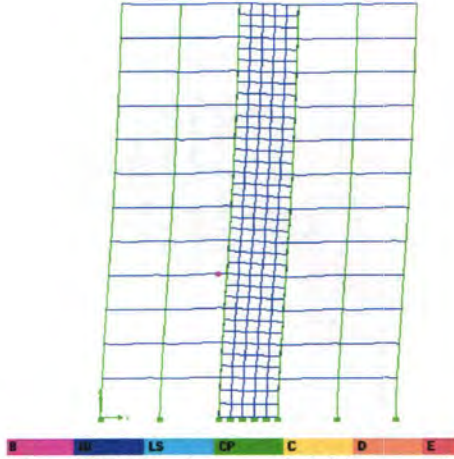


**Gambar C9. Pushover arah Y step 9 (3D)**

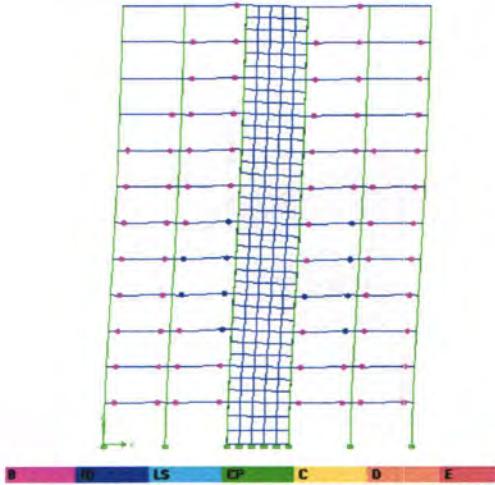


**Gambar C10. Pushover arah Y step 10 (3D)**

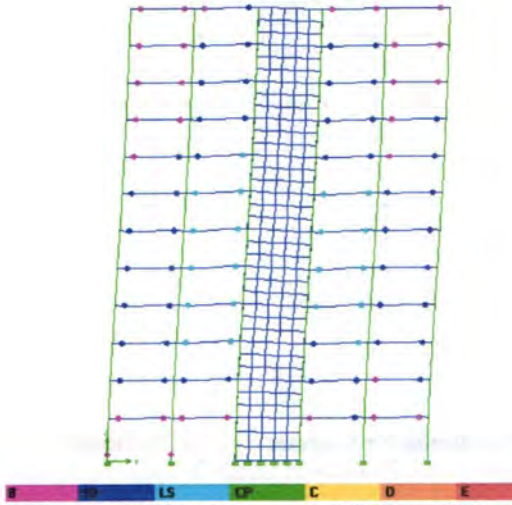




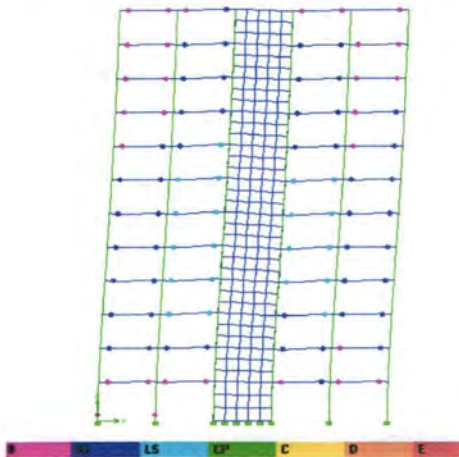
**Gambar C11. Pushover arah Y step 1 (As I)**



**Gambar C12. Pushover arah Y step 2 (As I)**

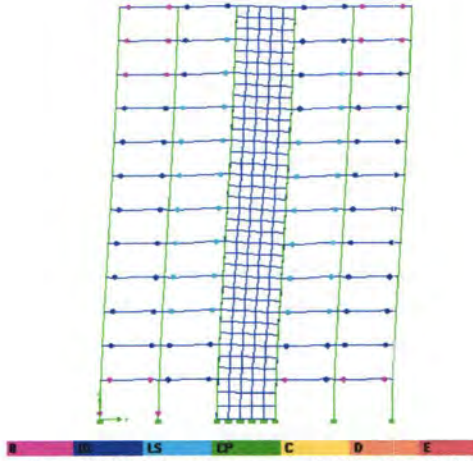


**Gambar C13. Pushover arah Y step 3 (As I)**

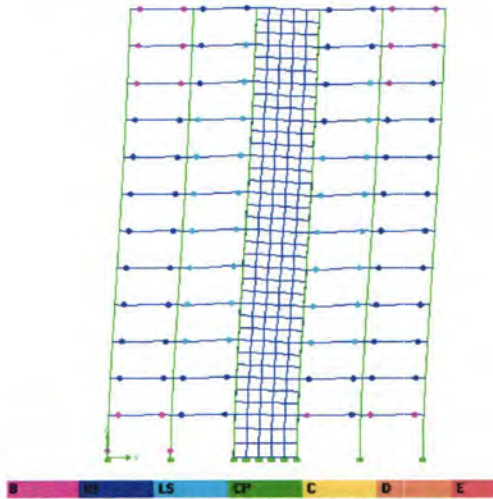


**Gambar C14. Pushover arah Y step 4 (As I)**

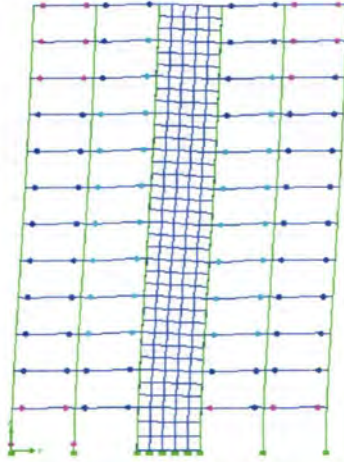




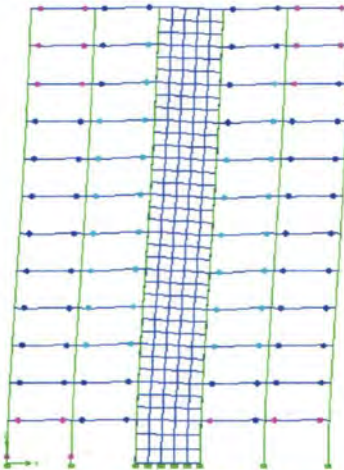
**Gambar C15. Pushover arah Y step 5 (As I)**



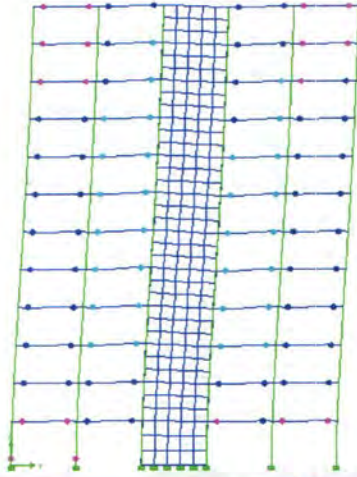
**Gambar C16. Pushover arah Y step 6 (As I)**



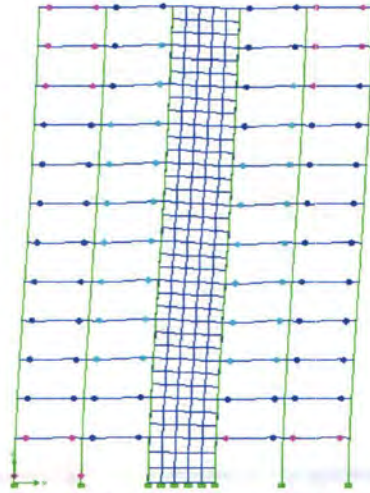
**Gambar C17. Pushover arah Y step 7 (As I)**



**Gambar C18. Pushover arah Y step 8 (As I)**

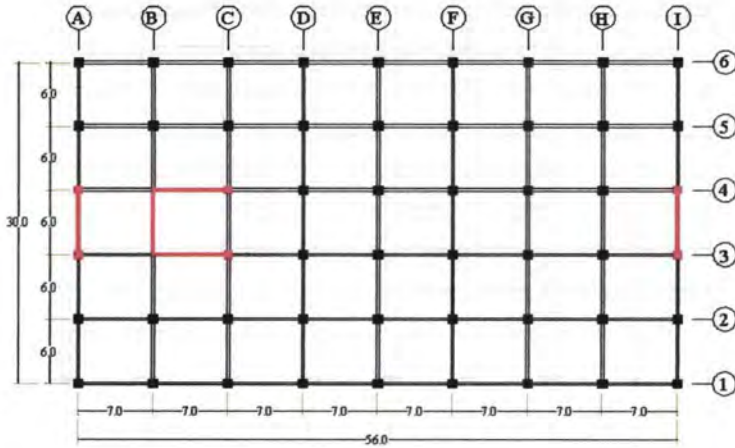


**Gambar C19. Pushover arah Y step 9(As I)**



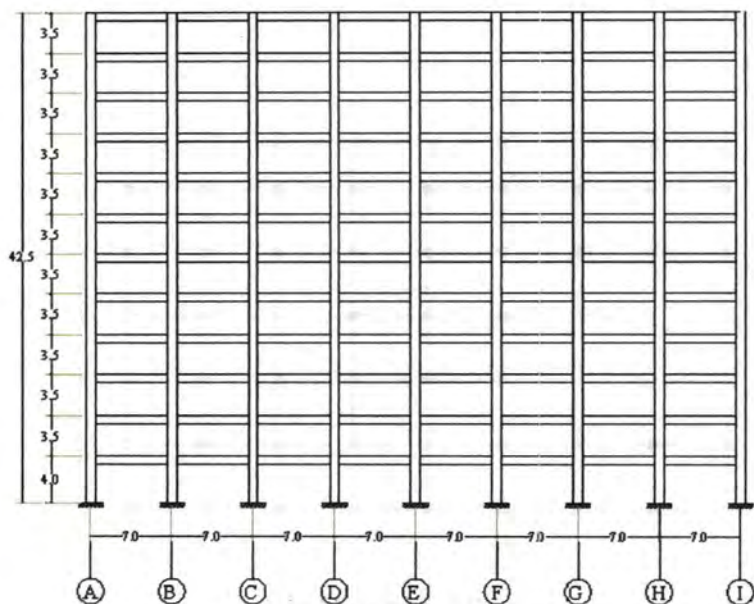
**Gambar C20. Pushover arah Y step 9(As I)**

**LAMPIRAN D**  
**DENAH DAN POTONGAN GEDUNG DESAIN**



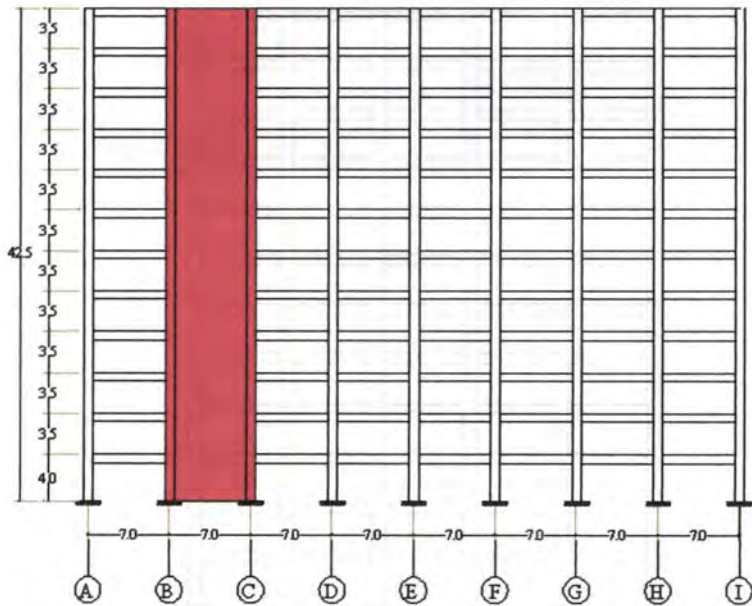
**Gambar D1. Denah Model**



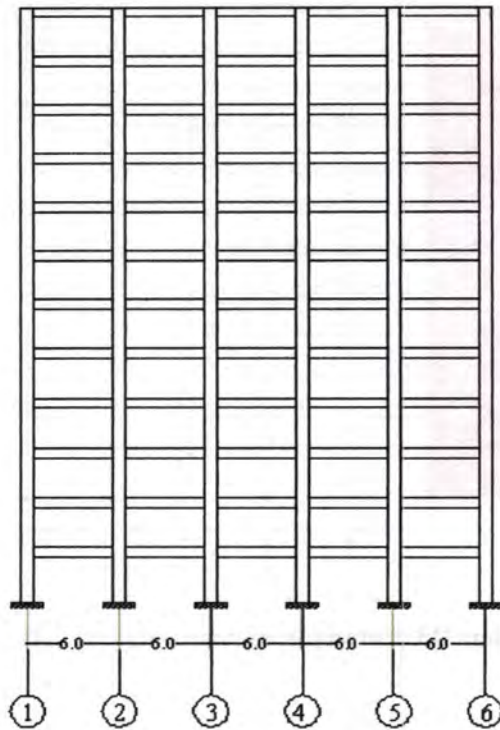


**Gambar D2. Potongan memanjang (As 1,2,5,6)**



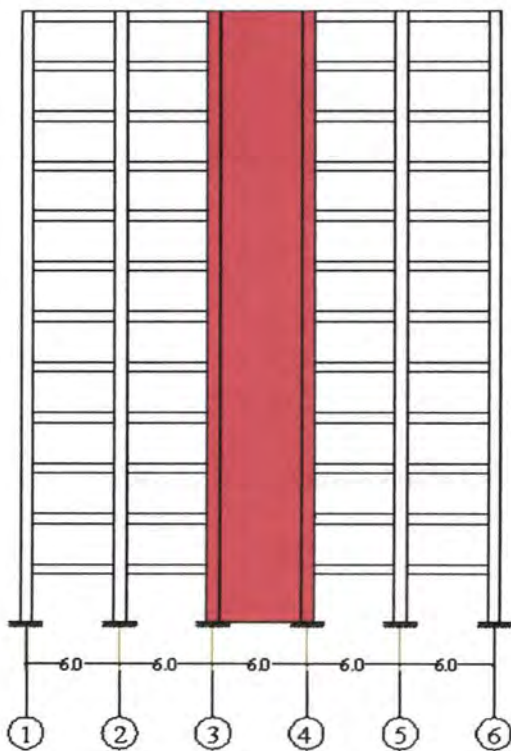


**Gambar D3. Potongan memanjang (As 3,4)**



**Gambar D4. Potongan Melintang (As C-H)**





**Gambar D5. Potongan Melintang (As A,B,I)**

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Malang pada tanggal 23 September 1986, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Dengan nama lengkap Sudarto. Penulis telah menempuh pendidikan yaitu SDN 1 Sukopuro, SMPN 1 Tumpang, dan SMAN 1 Tumpang setelah lulus dari SMA penulis diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya melalui jalur PMDK Berbeasiswa dan terdaftar dengan NRP 3105100007 pada tahun 2005.

Di Jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Bidang Studi Struktur. Selama kuliah penulis pernah mengikuti berbagai kegiatan seminar dan simposium. Dan penulis juga pernah menjadi tutor dalam Kursus SAP 2000 yang diadakan oleh Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS ITS). Selain itu, selama semester 6 sampai dengan semester 8 penulis bekerja di Laboratorium Struktur Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis bisa dihubungi lewat email [g\\_t\\_sud@yahoo.com](mailto:g_t_sud@yahoo.com) atau lewat blog [www.civil-science.co.cc](http://www.civil-science.co.cc)