



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**EVALUASI DAN PERBAIKAN STRUKTUR BANGUNAN  
EKSISTING DENGAN METODE PENAMBAHAN ELEMEN  
BARU UNTUK MEMENUHI SNI 03-1726-2002 DENGAN  
STUDI KASUS GEDUNG X JAKARTA PUSAT**

**SKRIPSI**

**RINO BAGAS NUGROHO  
0706266626**

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

1029/FT.01/SKRIP/07/2011



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**EVALUASI DAN PERBAIKAN STRUKTUR BANGUNAN  
EKSISTING DENGAN METODE PENAMBAHAN ELEMEN  
BARU UNTUK MEMENUHI SNI 03-1726-2002 DENGAN  
STUDI KASUS GEDUNG X JAKARTA PUSAT**

**SKRIPSI**

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana  
Teknik Program Studi Teknik Sipil

**RINO BAGAS NUGROHO  
0706266626**

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

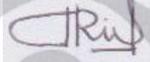
i

## HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Rino Bagas Nugroho

NPM : 0706266626

Tanda Tangan : 

Tanggal : 21 Juni 2011

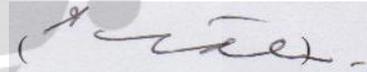
## LEMBAR PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :  
Nama : Rino Bagas Nugroho  
NPM : 0706266626  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Evaluasi dan Perbaikan Struktur Bangunan Eksisting dengan Metode Penambahan Elemen Baru untuk Memenuhi SNI 03-1726-2002 dengan Studi Kasus Gedung X Jakarta Pusat

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

### DEWAN PENGUJI

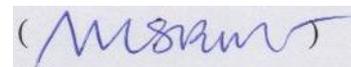
Pembimbing : Ir. Sjahril A. Rahim, M. Eng

(  )

Penguji : Dr.-Ing. Ir. Josia Irwan Rastandi

(  )

Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA

(  )

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 21 Juni 2011

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, saya dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Saya menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu saya mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Bapak Ir. Sjahril A. Rahim, M. Eng selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini.
- (2) Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA dan Bapak Dr.-Ing. Ir. Josia Irwan Rastandi selaku dosen penguji yang telah memberikan banyak tambahan masukan.
- (3) Kedua orangtua dan saudara-saudara saya yang senantiasa memberikan doa dan dukungan moriil serta materiil.
- (4) Andrew Andreas Sadero selaku partner saya dalam penyusunan skripsi dengan tema utama yang sama dan senantiasa berdiskusi bersama.
- (5) Widya Larastika atas segala dukungan moriil dan bantuan dalam teknis penyusunan skripsi ini.
- (6) Sahabat dan seluruh teman-teman Teknik Sipil Angkatan 2007 atas segala dukungan yang diberikan demi kelancaran penyusunan skripsi ini.

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

Depok, Juni 2011

Penulis

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

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

Nama : Rino Bagas Nugroho  
NPM : 0706266626  
Program Studi : Teknik Sipil  
Departemen : Teknik Sipil  
Fakultas : Teknik  
Jenis Karya : Skripsi

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

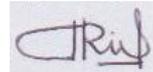
**Evaluasi dan Perbaikan Struktur Bangunan Eksisting dengan Metode Penambahan Elemen Baru untuk Memenuhi SNI 03-1726-2002 dengan Studi Kasus Gedung X Jakarta Pusat**

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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Depok, Juni 2011

Yang menyatakan,



(Rino Bagas Nugroho)

## ABSTRAK

Nama : Rino Bagas Nugroho  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul : Evaluasi dan Perbaikan Struktur Bangunan Eksisting dengan Metode Penambahan Elemen Baru untuk Memenuhi SNI 03-1726-2002 dengan Studi Kasus Gedung X Jakarta Pusat

Indonesia merupakan negara kepulauan dengan tingkat resiko terhadap gempa bumi yang cukup tinggi. Namun beberapa bangunan gedung di Indonesia dibangun sebelum diterapkannya standar perencanaan ketahanan gempa, SNI 03-1726-1989 yang kemudian diperbaharui menjadi SNI 03-1726-2002, sehingga diperkirakan tidak memperhitungkan aspek-aspek ketahanan gempa pada saat bangunan tersebut dibangun. Gedung X adalah bangunan beton bertulang portal terbuka empat (4) lantai yang dibangun pada tahun 1965 dan merupakan salah satu bangunan yang dimaksud. Penelitian ini dilakukan untuk mengevaluasi kinerja struktur eksisting Gedung X untuk memastikan kelayakan struktur bangunan dalam mengakomodir beban gempa sesuai SNI 03-1726-2002. Apabila ditemukan ketidaksesuaian struktur dalam menahan beban gempa maka dibutuhkan suatu perencanaan metode perbaikan (*perkuatan/retrofit*) terhadap bangunan tersebut sehingga bangunan itu dapat memenuhi kualifikasi ketahanan gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2002 hingga umur pakainya berakhir. Salah satu metode perbaikan yang paling umum digunakan adalah dengan menambahkan elemen baru pada struktur gedung eksisting berupa penambahan dinding geser dan bresing baja konsentrik biasa. Berdasarkan hasil penelitian, penambahan elemen dinding geser dan bresing baja dapat memperbaiki defisiensi-defisiensi yang ada pada Gedung X sehingga ketahanan bangunan eksisting terhadap gempa pun meningkat.

Kata kunci: bangunan beton bertulang portal terbuka, SNI 03-1726-2002, evaluasi struktur eksisting, perbaikan, metode penambahan elemen baru, dinding geser, bresing baja konsentrik biasa.

## ABSTRACT

Name : Rino Bagas Nugroho  
Study Program : Civil Engineering  
Title : Evaluation and Rehabilitation of an Existing Building by Adding New Elements Method to Meet SNI 03-1726-2002 with Case Study X Building Central Jakarta

Indonesia is an archipelago with high level of seismic risk. However, some buildings in Indonesia was built before the adoption of seismic resistance standards of planning, SNI 03-1726-1989 which was then updated to SNI 03-1726-2002, so it could be assumed that the seismic resistance aspects were not taken into account when the building was built. X Building is an open frame reinforced concrete building and one of buildings in question. This study was conducted to evaluate the performance of existing structures of X Building to ensure the feasibility of its structures to accommodate seismic loads in accordance with SNI 03-1726-2002. If discrepancies is found in the structures, it needs a repairing (strengthening/retrofit) method plan so that the building qualifies for seismic resistance in accordance with SNI 03-1726-2002 until its expiry date. One of the most common retrofit method is to add new elements to the existing building with addition of shear walls and ordinary concentric braced frame. Based on the results of the study, the addition of shear walls and braced frame can remove the deficiencies that occur, so the resistance of X Building against seismic increased.

Key words: open frame reinforced concrete building, SNI 03-1726-2002, evaluation of existing structures, rehabilitation, add new elements method, shear walls, ordinary concentric braced frame.

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS .....</b>	<b>ii</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>iii</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>iv</b>
<b>HALAMAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS AKHIR.....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRAK.....</b>	<b>vi</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>viii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xvii</b>
<b>DAFTAR LAMPIRAN .....</b>	<b>xxi</b>
<b>BAB 1    PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1    Latar Belakang.....	1
1.2    Maksud dan Tujuan Penelitian .....	2
1.3    Hipotesa Penelitian .....	3
1.4    Metodologi Penelitian .....	3
1.5    Batasan Masalah .....	3
1.6    Sistematika Penulisan.....	5
<b>BAB 2    DASAR TEORI .....</b>	<b>7</b>
2.1    Teori Dasar Gempa Bumi.....	7
2.2    Kerusakan Struktur Bangunan Akibat Gempa Bumi.....	8
2.3    Kerangka Evaluasi Ketahanan Seismik Bangunan Eksisting Berdasarkan FEMA 310.....	13
2.3.1    Persyaratan Evaluasi.....	15
2.3.2    Fase <i>Screening</i> (Tahap 1) .....	15
2.3.3    Fase Evaluasi (Tahap 2).....	18
2.4    Beberapa Teknik Perkuatan ( <i>Reftrofit</i> ) Struktur Bangunan Gedung .....	18
2.4.1    Metode Perbaikan dengan Penambahan Dinding Geser .....	19

2.4.2	Metode Perbaikan dengan Penambahan Bresing Baja.....	21
2.5	Kerangka Pemilihan Metode Perbaikan Seismik Berdasarkan FEMA 356.....	22
2.5.1	<i>Review</i> Pertimbangan Awal Perbaikan.....	23
2.5.2	Penentuan Tujuan Perbaikan.....	24
2.5.3	Pengumpulan Informasi Kondisi-Nyata Bangunan.....	25
2.5.4	Pemilihan Metode Perbaikan .....	26
2.5.4.1	Metode Perbaikan yang Disimplifikasi .....	26
2.5.4.2	Metode Perbaikan Sistematis.....	26
2.5.5	Prosedur Analisis.....	26
2.5.6	Strategi Perbaikan.....	27
2.5.7	Pengujian Rancangan Perbaikan .....	28
2.6	Ketentuan Umum Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung Berdasarkan SNI 03-1726-2002.....	28
2.6.1	Penentuan Gempa Rencana dan Kategori Gedung .....	28
2.6.2	Wilayah Gempa dan Spektrum Respon.....	29
2.6.3	Beban Gempa untuk Struktur Gedung Beraturan .....	32
2.6.4	Beban Gempa.....	32
2.6.5	Daktilitas Struktur Bangunan.....	32
2.6.6	Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor .....	36
2.6.7	Eksentrisitas Rencana .....	38
2.6.8	Kinerja Struktur Gedung.....	39
2.7	Pengecekan Daya Dukung Pondasi Berdasarkan Teori Meyerhoff.....	40
<b>BAB 3</b>	<b>METODOLOGI PENELITIAN .....</b>	<b>42</b>
3.1	Kerangka Penelitian .....	42
3.2	Deskripsi Bangunan Gedung X .....	46
3.2.1	Deskripsi Umum Bangunan.....	46
3.2.2	Sistem Struktur Utama.....	46
3.2.3	Sistem Struktur Atap .....	47

3.2.4	Tipe Bangunan Berdasarkan FEMA 310 dan SNI 03-1726-2002.....	47
3.2.5	Spesifikasi Material.....	48
3.2.6	Kondisi Geologis <i>Site</i> Bangunan.....	49
3.2.7	Wilayah Gempa.....	49
3.3	Metodologi Analisis Struktur Gedung X .....	49
3.3.1	Dasar Analisis .....	49
3.3.2	Dasar-Dasar Pengecekan Kekuatan Struktur.....	50
3.3.2.1	Peraturan-Peraturan yang Digunakan.....	50
3.3.2.2	Pembebanan yang Digunakan.....	50
3.3.2.3	Faktor Reduksi Beban Hidup.....	52
3.3.3	Analisis Struktur Akibat Beban Vertikal.....	53
3.3.4	Analisis Struktur Akibat Beban Gempa .....	53
3.3.4.1	Berat dan Massa Tingkat .....	54
3.3.4.2	Properti Penampang Struktur.....	54
3.3.4.3	Pusat Massa .....	54
3.3.4.4	Pusat Kekakuan.....	54
3.3.4.5	Beban Gempa Statik Ekuivalen .....	55
3.3.4.6	Analisis Ragam Spektrum Respons .....	57
3.3.5	Pengecekan Kekuatan Elemen-Elemen Struktur .....	58
3.3.5.1	Kombinasi Pembebanan yang Digunakan.....	58
3.3.5.2	Koefisien Reduksi Kekuatan .....	59
3.3.5.3	Kriteria Desain.....	60
3.4	Metode-Metode Perbaikan untuk Gedung X.....	60
3.4.1	Penambahan Elemen Dinding Geser .....	64
3.4.2	Penambahan Elemen Bresing Baja Konsentrik Biasa .....	65
3.5	Pengecekan Daya Dukung Pondasi .....	66
<b>BAB 4</b>	<b>EVALUASI DAN ANALISIS PERBAIKAN STRUKTUR</b>	
	<b>GEDUNG X .....</b>	<b>67</b>
4.1	Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X .....	67
4.1.1	Pemodelan Struktur Gedung X .....	67
4.1.2	Pemodelan Pembebanan Struktur.....	71

4.1.3	Analisis Struktur.....	74
4.1.3.1	Analisis Statik Ekuivalen .....	74
4.1.3.2	Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons.....	76
4.1.3.3	Perbandingan Hasil Analisa Statik Ekuivalen dengan Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons.....	79
4.1.4	Pemeriksaan Kekakuan Struktur Eksisting.....	80
4.1.5	Pemeriksaan Kekuatan Struktur Eksisting.....	84
4.1.5.1	Pemeriksaan <i>Strength Ratio</i> Kolom Eksisting .....	84
4.1.5.2	Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Kolom Eksisting.....	86
4.1.5.3	Pemeriksaan Tulangan Lentur Pada Balok Eksisting .....	87
4.1.5.4	Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Balok Eksisting .....	88
4.2	Perbaikan Struktur Gedung X.....	89
4.2.1	Gedung X dengan Perbaikan Penambahan Dinding Geser.....	89
4.2.1.1	Pemodelan Struktur .....	89
4.2.1.2	Pemodelan Pembebanan Struktur .....	93
4.2.1.3	Analisis Struktur .....	93
4.2.1.4	Pemeriksaan Kekakuan Struktur.....	101
4.2.1.5	Pemeriksaan Kekuatan Struktur.....	105
4.2.2	Gedung X dengan Perbaikan Penambahan Bresing Baja Konsentrik Biasa .....	112
4.2.2.1	Pemodelan Struktur .....	112
4.2.2.2	Pemodelan Pembebanan Struktur .....	115
4.2.2.3	Analisis Struktur .....	115
4.2.2.4	Pemeriksaan Kekakuan Struktur.....	121
4.2.2.5	Pemeriksaan Kekuatan Struktur.....	125

4.3	Perbandingan Struktur Gedung X Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	133
4.3.1	Massa Total Bangunan .....	133
4.3.2	Gaya Geser Dasar .....	134
4.3.3	Simpangan Antar Lantai ( <i>Drift</i> ) .....	134
4.3.4	<i>Strength Ratio</i> Kolom .....	137
4.3.5	Tulangan Geser Kolom .....	138
4.3.6	Tulangan Lentur Balok .....	139
4.3.7	Tulangan Geser Balok .....	140
4.3.8	Tegangan Pada Pondasi .....	141
<b>BAB 5</b>	<b>PENUTUP</b> .....	<b>142</b>
5.1	Kesimpulan .....	142
5.2	Saran .....	142

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Tiga Jenis Batas Lempeng ( <i>Plate Boundary</i> ).....	8
Gambar 2.2	Kerangka Evaluasi Berdasarkan FEMA 310 .....	14
Gambar 2.3	Diagram Gaya-Gaya pada Dinding Geser.....	19
Gambar 2.4	Contoh Teknik Penambahan Dinding Geser.....	20
Gambar 2.5	Sistem Bresing Konsentrik dan Eksentrik .....	21
Gambar 2.6	Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Berdasarkan FEMA 356.....	23
Gambar 2.7	Target Tingkat Kinerja Bangunan .....	24
Gambar 2.8	Target Kinerja Bangunan dan Tingkat Bahaya Seismik.....	25
Gambar 2.9	Peta Wilayah Gempa Indonesia Menurut SNI 03-1726-2002 dengan Perioda Ulang 500 Tahun .....	30
Gambar 2.10	Respon Spektrum Gempa Rencana .....	31
Gambar 2.11	Ilustrasi Beban Eksentris dan Horizontal pada Pondasi .....	41
Gambar 2.12	Besar Nilai Faktor Berdasarkan Sudut Geser Tanah .....	41
Gambar 3.1	Diagram Alir Penelitian .....	42
Gambar 3.2	Diagram Alir Evaluasi Gedung X .....	44
Gambar 3.3	Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Gedung X.....	45
Gambar 3.4	Tipe Bangunan <i>Concrete Moment Frame</i> .....	48
Gambar 3.5	Spektrum Gempa Rencana Wilayah 3 .....	55
Gambar 3.6	Teknik Penambahan Dinding Geser pada Rangka Eksisting.....	64
Gambar 3.7	Potongan Penampang Dinding Geser Tambahan.....	65
Gambar 3.8	Bresing Baja Konsentrik Biasa dengan Konfigurasi <i>Chevron</i> .....	65
Gambar 4.1	Pemodelan Denah Struktur Lantai Dasar.....	67
Gambar 4.2	Pemodelan Denah Struktur Lantai 1.....	68
Gambar 4.3	Pemodelan Denah Struktur Lantai 2.....	68
Gambar 4.4	Pemodelan Denah Struktur Lantai 3.....	69
Gambar 4.5	Pemodelan Denah Struktur Lantai 4 (Atap).....	69
Gambar 4.6	Pemodelan Struktur Tampak Grid 1 .....	70
Gambar 4.7	Pemodelan Struktur Tampak Grid A .....	70
Gambar 4.8	Pemodelan Struktur Tampak 3D .....	71

Gambar 4.9	Pemodelan Beban Mati Tambahan Pada Lantai 3.....	72
Gambar 4.10	Pemodelan Beban Mati Tambahan Akibat Dinding.....	72
Gambar 4.11	Pemodelan Beban Mati Tambahan Akibat Atap.....	73
Gambar 4.12	Pemodelan Beban Hidup Pada Lantai 3.....	73
Gambar 4.13	Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X Arah X.....	79
Gambar 4.14	Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X Arah Y.....	80
Gambar 4.15	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X Arah X.....	81
Gambar 4.16	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Arah X.....	82
Gambar 4.17	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X Arah Y.....	83
Gambar 4.18	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Arah Y.....	83
Gambar 4.19	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak 3D.....	85
Gambar 4.20	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid B.....	85
Gambar 4.21	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid C.....	86
Gambar 4.22	Pemodelan Denah Struktur Lantai 2 dengan Penambahan Dinding Geser.....	90
Gambar 4.23	Pemodelan Struktur Tampak Grid 2 dengan Penambahan Dinding Geser.....	90
Gambar 4.24	Pemodelan Struktur Tampak Grid 10 dengan Penambahan Dinding Geser.....	91
Gambar 4.25	Pemodelan Struktur Tampak Grid 18 dengan Penambahan Dinding Geser.....	91
Gambar 4.26	Pemodelan Struktur Tampak Grid A dengan Penambahan Dinding Geser.....	92
Gambar 4.27	Pemodelan Struktur Tampak Grid D dengan Penambahan Dinding Geser.....	92
Gambar 4.28	Pemodelan Struktur Tampak 3D dengan Penambahan Dinding Geser.....	93
Gambar 4.29	Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X.....	100
Gambar 4.30	Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	100

Gambar 4.31	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X.....	102
Gambar 4.32	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X.....	103
Gambar 4.33	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	104
Gambar 4.34	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	104
Gambar 4.35	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Tampak 3D .....	105
Gambar 4.36	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid A .....	106
Gambar 4.37	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid B.....	106
Gambar 4.38	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid C.....	107
Gambar 4.39	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid D .....	107
Gambar 4.40	Pemodelan Struktur Tampak Grid 2 dengan Penambahan Bresing Baja .....	113
Gambar 4.41	Pemodelan Struktur Tampak Grid 18 dengan Penambahan Bresing Baja .....	113
Gambar 4.42	Pemodelan Struktur Tampak Grid A dengan Penambahan Bresing Baja .....	114
Gambar 4.43	Pemodelan Struktur Tampak Grid D dengan Penambahan Bresing Baja .....	114
Gambar 4.44	Pemodelan Struktur Tampak 3D dengan Penambahan Bresing Baja .....	115
Gambar 4.45	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X .....	123
Gambar 4.46	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X .....	123
Gambar 4.47	Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y .....	124
Gambar 4.48	Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y .....	125

Gambar 4.49	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak 3D .....	126
Gambar 4.50	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid A .....	126
Gambar 4.51	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid B .....	127
Gambar 4.52	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid C .....	127
Gambar 4.53	Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid D .....	128
Gambar 4.54	Perbandingan Drift Batas Layan Arah X Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	135
Gambar 4.55	Perbandingan Drift Batas Layan Arah Y Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	135
Gambar 4.56	Perbandingan Drift Batas Ultimate Arah X Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	136
Gambar 4.57	Perbandingan Drift Batas Ultimate Arah Y Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	136

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsystem Struktur Gedung.....	35
Tabel 3.1	Spesifikasi Material Beton Gedung X.....	49
Tabel 3.2	Spesifikasi Material Baja Tulangan Gedung X .....	49
Tabel 3.3	Beban Mati Tambahan untuk Lantai.....	51
Tabel 3.4	Beban Mati Dinding.....	51
Tabel 3.5	Beban Hidup Gedung X .....	52
Tabel 3.6	Faktor Reduksi Beban Hidup Gedung X.....	52
Tabel 3.7	Faktor Reduksi Beban Hidup untuk Elemen Vertikal Kolom dan Dinding geser.....	53
Tabel 3.8	Faktor Keutamaan I untuk Gedung X.....	56
Tabel 3.9	Faktor Reduksi R Subsystem Struktur Gedung Setelah Diperbaiki ...	57
Tabel 3.10	Kasus Pembebanan Statik.....	58
Tabel 3.11	Kasus Pembebanan Dinamik .....	58
Tabel 3.12	Kombinasi Pembebanan .....	59
Tabel 3.13	Kriteria Desain SRPMB .....	60
Tabel 3.14	Defisiensi Seismik dan Teknik Perbaikan yang Potensial untuk Gedung X.....	62
Tabel 4.1	Waktu Getar Alami Fundamental Hasil Analisis ETABS v9.6.0.....	74
Tabel 4.2	Massa Total Gedung Hasil Analisis ETABS v9.6.0 .....	75
Tabel 4.3	Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Hasil Analisis ETABS v9.6.0.....	76
Tabel 4.4	Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X.....	77
Tabel 4.5	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Arah X.....	78
Tabel 4.6	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Arah Y.....	78
Tabel 4.7	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X Arah X .....	81
Tabel 4.8	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X Arah Y .....	82
Tabel 4.9	Kolom-Kolom yang Mengalami Defisiensi Kekuatan.....	84

Tabel 4.10	Tulangan Geser Kolom Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium .....	86
Tabel 4.11	Tulangan Lentur Lapangan Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium .....	87
Tabel 4.12	Tulangan Lentur Tumpuan Perlu .....	88
Tabel 4.13	Estimasi Tulangan Lentur Tumpuan Terpasang .....	88
Tabel 4.14	Tulangan Geser Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium.....	89
Tabel 4.15	Waktu Getar Alami Fundamental dengan Penambahan Dinding Geser Hasil Analisis ETABS v9.6.0 .....	94
Tabel 4.16	Massa Total Gedung dengan Penambahan Dinding Geser Hasil Analisis ETABS v9.6.0 .....	94
Tabel 4.17	Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Hasil Analisis ETABS v9.6.0.....	97
Tabel 4.18	Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser .....	97
Tabel 4.19	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X.....	98
Tabel 4.20	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	99
Tabel 4.21	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X.....	102
Tabel 4.22	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	103
Tabel 4.23	Nilai P-M-M Ratio Terbesar Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser .....	105
Tabel 4.24	Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser .....	108
Tabel 4.25	Kebutuhan Tulangan Lentur Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser .....	108
Tabel 4.26	Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser .....	109

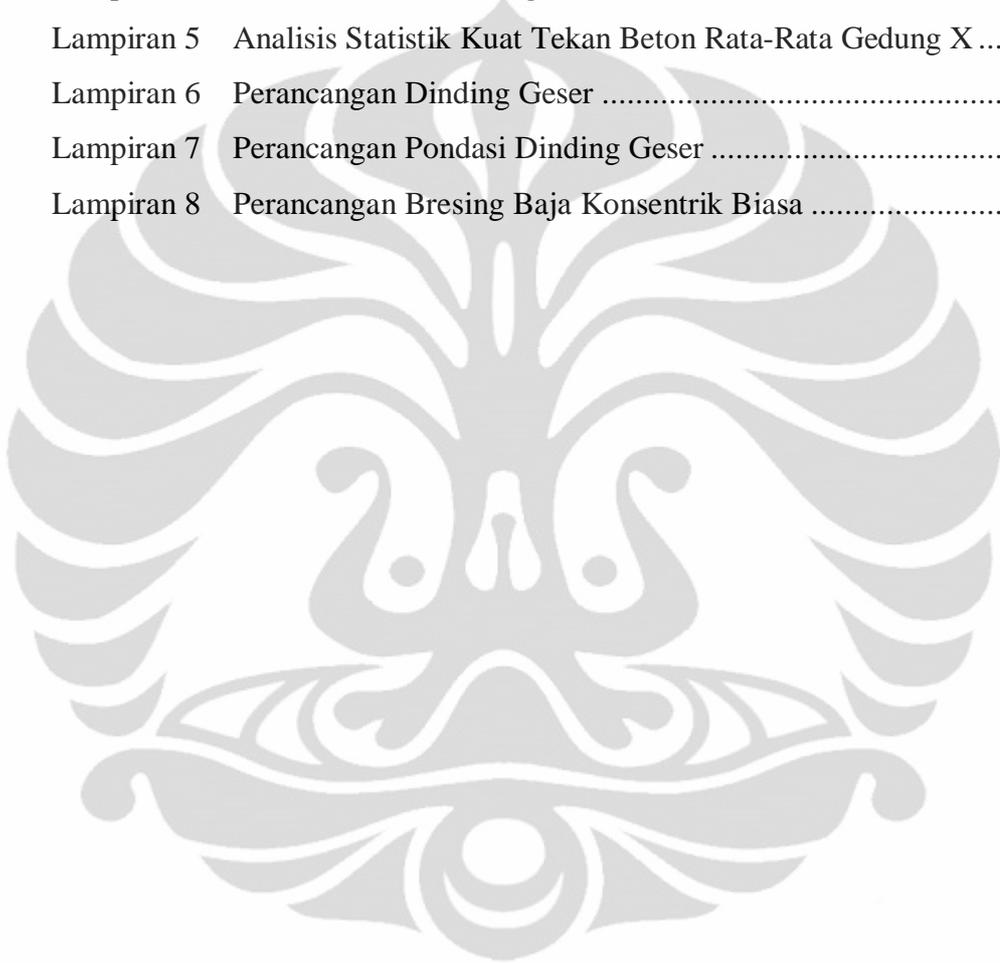
Tabel 4.27	Waktu Getar Alami Fundamental dengan Penambahan Bresing Biasa Hasil Analisis ETABS v9.6.0 .....	116
Tabel 4.28	Massa Total Gedung dengan Penambahan Dinding Geser Hasil Analisis ETABS v9.6.0 .....	116
Tabel 4.29	Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Hasil Analisis ETABS v9.6.0.....	119
Tabel 4.30	Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja .....	119
Tabel 4.31	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X .....	120
Tabel 4.32	Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y .....	121
Tabel 4.33	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X.....	122
Tabel 4.34	Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y.....	124
Tabel 4.35	Nilai P-M-M Ratio Terbesar Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja.....	125
Tabel 4.36	Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja.....	128
Tabel 4.37	Kebutuhan Tulangan Lentur Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja.....	129
Tabel 4.38	Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Bresing baja .....	129
Tabel 4.39	Perbandingan Massa Bangunan Eksisting dan Setelah Diperbaiki..	133
Tabel 4.40	Perbandingan Gaya Geser Dasar Bangunan Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	134
Tabel 4.41	Perbandingan Nilai P-M-M Ratio Kolom Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	137
Tabel 4.42	Perbandingan Tulangan Geser Maksimum pada Kolom Eksisting dan Setelah Diperbaiki.....	138

Tabel 4.43 Perbandingan Tulangan Lentur Maksimum pada Balok Eksisting dan Setelah Diperbaiki.....	139
Tabel 4.44 Perbandingan Tulangan Geser Maksimum pada Balok Eksisting dan Setelah Diperbaiki.....	140
Tabel 4.45 Perbandingan Tegangan pada Pondasi Eksisting dan Setelah Diperbaiki .....	141



## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Denah Lantai Dasar Gedung X.....	146
Lampiran 2	Denah Lantai 1 Gedung X.....	147
Lampiran 3	Denah Lantai 2 Gedung X.....	148
Lampiran 4	Denah Lantai 3 Gedung X.....	149
Lampiran 5	Analisis Statistik Kuat Tekan Beton Rata-Rata Gedung X.....	150
Lampiran 6	Perancangan Dinding Geser .....	156
Lampiran 7	Perancangan Pondasi Dinding Geser .....	160
Lampiran 8	Perancangan Bresing Baja Konsentrik Biasa .....	166



# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia merupakan negara kepulauan dengan tingkat resiko terhadap gempa bumi yang cukup tinggi, hal ini disebabkan karena wilayah kepulauan Indonesia yang terletak di antara empat lempengan tektonik yang aktif yaitu lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina, dan lempeng Pasifik. Gempa bumi disebabkan oleh tekanan yang diakibatkan oleh empat lempengan tersebut yang aktif bergerak. Tekanan itu semakin lama semakin membesar dan mencapai keadaan dimana tekanan tersebut tidak dapat ditahan lagi oleh pinggiran lempeng, sehingga terjadilah gempa bumi.

Gempa bumi berpotensi menimbulkan kerusakan yang cukup besar terhadap struktur bangunan dan dapat menimbulkan korban jiwa apabila terjadi kegagalan bangunan akibat gempa, terutama untuk bangunan-bangunan yang tidak mempertimbangkan aspek ketahanan terhadap beban gempa pada saat pembangunannya. Seperti yang terjadi beberapa tahun belakangan ini di beberapa wilayah Indonesia, seperti gempa bumi berkekuatan 7,6 skala Richter pada 30 September 2009 yang mengguncang wilayah Padang-Pariaman dan menelan banyak korban jiwa akibat runtuhnya bangunan-bangunan di wilayah tersebut, dan gempa bumi dengan 7,3 skala Richter yang mengguncang wilayah Tasikmalaya pada 2 September 2009. Untuk itulah dibutuhkan suatu mitigasi bencana untuk mengantisipasi dampak kerusakan akibat gempa bumi. Mitigasi bencana mencakup perencanaan dan pelaksanaan tindakan-tindakan untuk mengurangi resiko-resiko berbahaya yang terkait dengan gempa bumi dan perencanaan untuk respon yang efektif terhadap dampak akibat gempa.

Salah satu bentuk upaya pemerintah dalam mitigasi bencana gempa adalah dengan mengeluarkan SNI 03-1726-1989 tentang Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung yang kemudian direvisi menjadi SNI 03-1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.

Namun, terdapat pula beberapa bangunan gedung di Indonesia yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan sehingga kemungkinan pada perencanaan struktur bangunan tersebut tidak memperhitungkan aspek ketahanan bangunan terhadap gempa, jika pun ada pada umumnya beban gempa hanya dianggap sebagai presentase tertentu dari beban gravitasi. Oleh karena itulah diperlukan suatu evaluasi terhadap struktur bangunan tersebut untuk memastikan kelayakan bangunan tersebut dalam mengakomodir beban gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Apabila terdapat ketidaksesuaian komponen pada struktur tersebut dalam menahan beban gempa rencana, maka perlu direncanakan metode perbaikan (perkuatan/*retrofit*) terhadap bangunan tersebut sehingga bangunan itu dapat memenuhi kualifikasi ketahanan gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2002 hingga umur pakainya berakhir. Salah satu metode perbaikan yang paling umum digunakan adalah dengan menambahkan elemen baru pada struktur gedung eksisting untuk memperbaiki defisiensi-defisiensi yang ada sehingga ketahanan bangunan eksisting terhadap gempa dapat meningkat.

## 1.2 Maksud dan Tujuan Penelitian

Secara umum, penelitian ini bertujuan untuk memenuhi syarat ketuntasan mata kuliah wajib Skripsi dalam kurikulum Program Studi Teknik Sipil S1 Reguler Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Sedangkan secara khusus, penelitian ini bertujuan untuk :

- Menentukan tingkat keamanan dan kelayakan struktur bangunan gedung beton bertulang *open frame* empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan terhadap beban gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002 yang berlaku saat ini dengan melakukan evaluasi dan pemeriksaan kekuatan struktur bangunan berdasarkan hasil pengujian kekuatan material bangunan.
- Menentukan metode perbaikan (perkuatan/*retrofit*) yang tepat untuk memperbaiki dan memperkuat struktur bangunan gedung beton bertulang *open frame* empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan jika ditemukan ketidaksesuaian komponen struktur bangunan dalam menahan beban gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002

### 1.3 Hipotesa Penelitian

Beberapa bangunan gedung di Indonesia dibangun sebelum sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan sehingga tidak memperhitungkan aspek ketahanan terhadap gempa dalam perencanaannya. Komponen-komponen struktur bangunan tersebut tidak sesuai dalam menahan beban gempa rencana sesuai SNI terbaru, SNI 03-1726-2002 dan dibutuhkan metode perbaikan (*perkuatan/retrofit*). Diharapkan dengan metode perbaikan dengan penambahan elemen baru yang dipilih, kapasitas struktur bangunan akan memenuhi persyaratan-persyaratan sesuai SNI 03-1726-2002.

### 1.4 Metodologi Penelitian

Untuk mencapai tujuan penelitian ini, dilakukan evaluasi dan analisis pemeriksaan kekuatan struktur beton bertulang sebagai berikut:

- Evaluasi hasil survey dan investigasi lapangan menggunakan kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting yang diterbitkan sebagai FEMA 310, *A Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard*.
- Analisis struktur terhadap beban kombinasi dengan menggunakan beban gempa sesuai dengan Standar Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 dan pemeriksaan kekuatan struktur beton bertulang sesuai dengan Standar Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002.
- Pemilihan metode perbaikan/perkuatan komponen struktur bangunan yang tidak memenuhi kualifikasi berdasarkan hasil evaluasi dan analisis struktur di atas menggunakan kerangka pemilihan rehabilitasi bangunan eksisting untuk menahan beban gempa yang diterbitkan sebagai FEMA 356.

### 1.5 Batasan Masalah

Penelitian ini berdasarkan kondisi bangunan gedung beton bertulang *open frame* empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 berdasarkan

hasil penelitian dan pengukuran di lapangan yang dilakukan oleh Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia dengan batasan sebagai berikut:

- Penelitian ini dilakukan dengan studi kasus pada Gedung X yang merupakan bangunan perkantoran terletak di Jl. X, Jakarta Pusat, dengan luas bangunan 4.800 m<sup>2</sup>, dibangun pada tahun 1964-1965 dengan struktur beton bertulang. Secara keseluruhan bangunan ini mencakup:

Luas Lantai Dasar	= 1.200 m <sup>2</sup>
Luas Lantai 2	= 1.826 m <sup>2</sup>
Luas Lantai 3	= 1.826 m <sup>2</sup>
Luas Lantai 4	= 1.826 m <sup>2</sup>
Tinggi Bangunan	= 15 m di atas Lantai Dasar
Jumlah Lapis Bangunan	= 4 lapis

Struktur atas bangunan menggunakan sistem portal terbuka (*open frame*) dan merupakan suatu kesatuan sistem struktur yang terdiri dari kolom, balok, dan pelat. Sedangkan pondasi bangunan menggunakan pondasi setempat.

- Penelitian ini dilakukan secara analisis struktur utama bangunan – balok dan kolom portal – dan tidak dilakukan analisis struktur terhadap anak balok dan slab lantai.
- Evaluasi hanya dilakukan pada struktur atas bangunan sedangkan evaluasi pondasi dilakukan terpisah.
- Kekuatan material terpasang (eksisting), baik beton maupun tulangan, berdasarkan hasil uji *Core* untuk beton dan hasil uji *Brinell* (kekerasan) untuk tulangan.
- Ukuran balok, kolom, dan dinding, serta tulangan yang terpasang berdasarkan hasil pengukuran di lapangan dan hasil *cover meter test*.
- Metode perbaikan yang digunakan untuk mengatasi defisiensi yang terjadi pada Gedung X adalah metode penambahan elemen baru, berupa penambahan dinding geser dan bresing baja.

## **1.6 Sistematika Penulisan**

Sistematika penulisan laporan penelitian ini adalah sebagai berikut:

### **BAB 1 PENDAHULUAN**

Berisi latar belakang penelitian, maksud dan tujuan penelitian, batasan masalah yang ditinjau dalam penelitian, hipotesa penelitian, dan sistematika penulisan laporan penelitian.

### **BAB 2 DASAR TEORI**

Berisi berbagai teori dan ketentuan yang telah dipelajari sebagai referensi dalam menjalankan penelitian antara lain teori dasar gempa bumi dan bahayanya bagi struktur bangunan, ketentuan umum dalam analisis struktur bangunan gedung, teori dasar analisis struktur bangunan terhadap beban dinamis (gempa), peraturan dan ketentuan mengenai perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung, kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting, berbagai teknik perkuatan struktur bangunan gedung, kerangka metode pemilihan perkuatan bangunan eksisting terhadap beban gempa, dan teori tentang metode penambahan elemen baru dengan dinding geser dan bresing baja.

### **BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN**

Berisi langkah-langkah metodologi evaluasi ketahanan gempa struktur bangunan eksisting sesuai dengan FEMA 310 berdasarkan Standar Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002, langkah-langkah metodologi pemilihan perkuatan komponen struktur yang tidak memenuhi kualifikasi evaluasi ketahanan gempa, deskripsi Gedung X termasuk deskripsi umum, deskripsi sistem struktur, spesifikasi material, data kekuatan material hasil pengujian laboratorium, serta langkah-langkah analisis struktur.

### **BAB 4 EVALUASI DAN ANALISIS PERBAIKAN STRUKTUR GEDUNG**

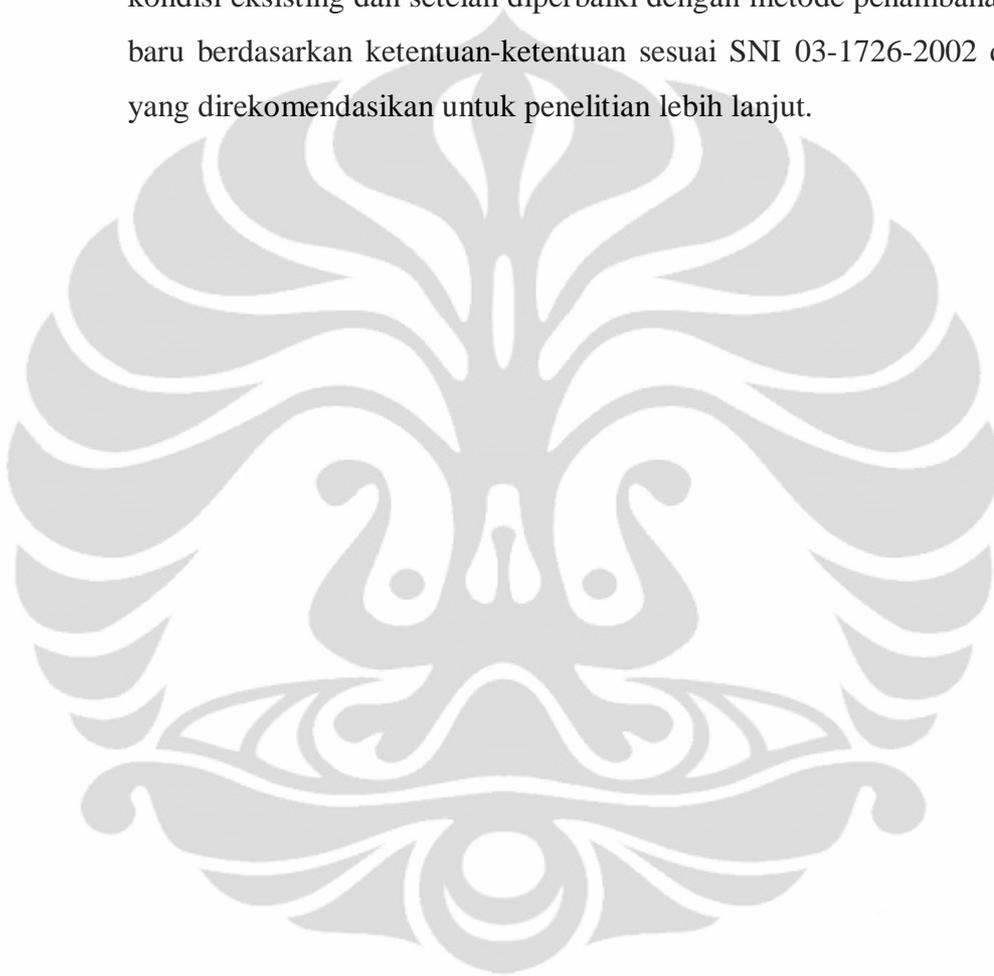
#### **X**

Berisi hasil perhitungan analisis struktur Gedung X dalam kondisi eksisting dan setelah diperbaiki dengan metode penambahan elemen baru, dinding geser dan bresing baja, serta analisis perbandingan dengan ketentuan-ketentuan ketahanan gempa yang ada pada SNI 03-1726-2002 dimana

perhitungan struktur dibantu dengan program komputer. Analisis pengaruh penambahan elemen baru dinding geser dan bresing baja terhadap kondisi eksisting juga dibahas dalam bab ini.

## **BAB 5 PENUTUP**

Berisi kesimpulan mengenai hasil evaluasi dan analisis Gedung X dalam kondisi eksisting dan setelah diperbaiki dengan metode penambahan elemen baru berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI 03-1726-2002 dan saran yang direkomendasikan untuk penelitian lebih lanjut.



## BAB 2 DASAR TEORI

### 2.1 Teori Dasar Gempa Bumi

Teori lempeng tektonik yang dikembangkan sejak tahun 1960-an merupakan teori yang menggambarkan bagaimana gempa bumi terjadi. Menurut teori lempeng tektonik, permukaan bumi terdiri dari lempeng-lempeng tektonik yang berbeda-beda, bisa disebut juga sebagai lempeng *lithosphere*, dengan masing-masing pelat memiliki kerak atau lapisan dan bagian yang lebih kaku pada mantel terluar. Lempeng-lempeng tektonik ini aktif bergerak dan menimbulkan pelepasan energi akibat tekanan yang dihasilkan oleh pergerakan lempeng-lempeng. Tekanan tersebut kian membesar dan mencapai keadaan dimana tekanan tersebut tidak dapat ditahan oleh pinggiran lempeng, pada saat itulah gempa bumi terjadi. Gempa bumi biasanya terjadi di perbatasan-perbatasan lempeng tersebut.

Batas lempeng (*plate boundaries*) dibedakan menjadi tiga jenis berdasarkan cara lempengan tersebut bergerak relatif satu sama lain. Tiga jenis batas lempeng tersebut adalah :

- Batas Divergen (*Divergent Boundaries*)

Batas Divergen terjadi ketika dua lempeng bergerak saling menjauhi satu sama lain. Magma panas yang keluar ke permukaan akibat pergerakan dua lempeng ini mengalami proses pendinginan dan membentuk punggung-punggung bukit. Gempa bumi yang terjadi akibat pembentukan punggung bukit ini hanya terjadi di sekitar puncak bukit, pada saat kerak baru terbentuk. Gempa ini relatif kecil dan terjadi pada kedalaman yang dangkal.

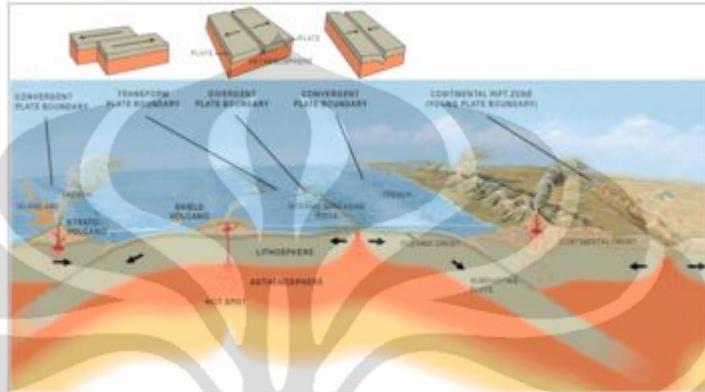
- Batas Konvergen (*Convergent Boundaries*)

Berbeda dengan Batas Divergen, Batas Konvergen ini terjadi ketika dua lempeng bergerak bergesekan saling mendekati satu sama lain sehingga membentuk zona subduksi (*subduction zone*) ketika salah satu lempeng bergerak di bawah lempeng lainnya.

- Batas Transform (*Transform Boundaries*)

Batas Transform atau biasa disebut Patahan (*Fault*) terjadi pada saat lempeng bergerak dan mengalami gesekan satu sama lain tanpa

menimbulkan efek konstruktif ataupun destruktif pada lapisan bumi seperti yang terjadi pada Batas Divergen dan Batas Konvergen. Pada saat pergerakan relatif kedua lempeng sejajar satu sama lain, zona patahan *strike-slip* (*strike-slip fault zone*) terbentuk pada Batas Transform.



Gambar 2.1 Tiga Jenis Batas Lempeng (*Plate Boundary*)

Sumber : Wikipedia

Kebanyakan gempa bumi terjadi akibat pelepasan energi yang terjadi akibat perpindahan tiba-tiba dari patahan. Walaupun demikian tidak berarti bahwa pergerakan tanah yang terjadi akibat patahan selalu menimbulkan gempa bumi. Gempa besar biasanya terjadi akibat tekanan yang semakin membesar dan tiba-tiba dilepaskan akibat pergerakan mendadak dari patahan.

## 2.2 Kerusakan Struktur Bangunan Akibat Gempa Bumi

Dalam mengukur kekuatan gempa ada dua cara yang digunakan, yaitu berdasarkan besarnya gempa yang terjadi dengan menggunakan besaran skala, umumnya menggunakan skala Richter, dan cara lainnya adalah berdasarkan intensitas dampak yang ditimbulkan akibat gempa terhadap bangunan. Dampak yang ditimbulkan oleh gempa bumi dapat menyebabkan jatuhnya korban jiwa dan kerusakan-kerusakan terhadap bangunan. Kerusakan bangunan akibat gempa diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu kerusakan struktural dan non-struktural. Menurut Federal Emergency Management Agency (FEMA, 1994) :

“Kerusakan bangunan umumnya diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu kerusakan struktural dan non-struktural. Kerusakan struktural adalah kerusakan yang

terjadi pada komponen-komponen penyangkang struktur bangunan, termasuk sistem penahan gaya-gaya vertikal dan lateral seperti rangka bangunan, dinding, dan kolom. Sedangkan kerusakan non-struktural tidak berpengaruh terhadap integritas sistem penyangkang struktur bangunan. Contoh kerusakan non-struktural adalah kerusakan jendela, runtuhnya cerobong atap, dan jatuhnya langit-langit atau *plafond*. Pada saat terjadi gempa, bangunan terlempar ke kiri-kanan dan atas-bawah. Bangunan yang lebih berat akan mengalami gaya yang lebih besar dibandingkan bangunan yang lebih ringan, untuk percepatan yang sama. Kerusakan terjadi pada saat komponen struktur menerima beban berlebih. Gempa bumi yang lebih besar dan durasi getaran yang lebih lama akan menimbulkan kerusakan yang lebih besar terhadap bangunan.”

Ada empat penyebab utama kerusakan struktur pada saat gempa bumi terjadi, yaitu :

- Kekuatan Getaran (Magnitude)

Kekuatan gempa yang terjadi bergantung terhadap letak pusat terjadinya gempa. Semakin jauh letak pusat gempa terhadap lokasi bangunan akan semakin kecil pula efek getarannya.

- Lama Getaran

Semakin lama getaran tanah terjadi akan semakin besar potensi kerusakan bangunan. Durasi getaran tanah tergantung dari besarnya gempa yang terjadi, semakin besar gempa semakin lama pula durasi getaran tanah yang terjadi.

- Jenis Tanah

Getaran tanah akibat gempa yang terjadi bergantung terhadap jenis tanah pada lokasi bangunan. Respon seismik bangunan akan berbeda untuk jenis tanah lunak, tanah sedang, dan tanah keras. Menurut SNI 03-1726-2002, jenis tanah dapat ditetapkan sebagai tanah lunak, tanah sedang, dan tanah keras apabila berdasarkan pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) untuk lapisan setebal maksimum 30 m memenuhi syarat-syarat sebagai berikut :

Tabel 2.1 Jenis Tanah Berdasarkan Hasil Pengujian SPT

Jenis Tanah	Nilai Hasil <i>Standard Penetration Test</i> Rata-Rata, N
Tanah Lunak	$N \leq 15$
Tanah Sedang	$15 \leq N < 50$
Tanah Keras	$N \geq 50$

Sumber : SNI 03-1726-2002

▪ Tipe Bangunan

Tipe bangunan berpengaruh terhadap potensi kerusakan akibat gempa. Karena perbedaan komponen struktur pada tiap bangunan dengan tipe yang berbeda akan memberikan respon yang berbeda terhadap beban yang diterima akibat gempa. Berdasarkan SNI 03-1726-2002, tipe struktur bangunan dibedakan menjadi dua, yaitu :

a. Struktur gedung beraturan

Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur beraturan apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Tinggi struktur gedung diukur dari tahap penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan jika pun memiliki tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan jika pun memiliki coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan jika pun memiliki loncatan bidang muka, ukuran denah

struktur bagian struktur yang menjulang dalam masing-masing arah tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung bagian gedung sebelah bawahnya.

- Sistem struktur bangunan memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak (*soft story*). Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata tiga (3) tingkat di atasnya.
  - Sistem struktur bangunan memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atas atau di bawahnya.
  - Sistem struktur bangunan memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
  - Sistem struktur bangunan memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Jika pun ada jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.
- b. Struktur gedung tidak beraturan
- Sedangkan struktur gedung dikatakan tidak beraturan apabila tidak memenuhi ketentuan struktur gedung beraturan seperti di atas.

Beberapa tipe kerusakan struktur bangunan akibat gempa bumi adalah antara lain :

- Kerusakan Akibat Torsi

Kerusakan akibat torsi umumnya disebabkan oleh letak pusat massa bangunan yang tidak sama dengan letak pusat kekakuannya. Pada saat terjadinya gempa bumi, pusat massa akan berputar ke arah pusat kekakuan dan menyebabkan terjadinya torsi pada rangka bangunan.

- Kerusakan Akibat Tingkat Lunak (*Soft-Story*)

Tingkat lunak tidak memiliki ketahanan terhadap geser atau daktilitas yang cukup untuk menahan tegangan akibat gaya gempa. Biasanya letak tingkat lunak adalah pada lantai dasar bangunan karena umumnya banyak bangunan yang didesain agar area lantai dasarnya mudah diakses sehingga lantai dasar memiliki area terbuka luas antar kolom. Beban akibat gempa yang diterima bangunan akan menyebabkan area lantai dasar yang memiliki tingkat lunak menerima tegangan yang lebih besar. Bentuk kerusakan yang diakibatkan tingkat lunak contohnya adalah *pancaking*. *Pancaking* terjadi pada saat getaran yang disebabkan oleh gempa menimbulkan keruntuhan pada tingkat lunak dan menyebabkan keseluruhan lantai runtuh dan bertumpukan dengan lantai lainnya seperti *pancake*.

- Kerusakan Akibat Beban *Pounding*

Kerusakan akibat beban *pounding* ini potensial terjadi bila ada dua bangunan yang dibangun berdekatan satu dengan lainnya dan pada saat terjadi gempa kedua bangunan tersebut saling bertumbukan. Umumnya terjadi saat bangunan yang lebih tinggi, dengan periode getar dan amplitudo getar yang lebih tinggi, dan bangunan dengan tingkat yang lebih rendah, dengan periode dan amplitudo getar yang lebih kecil bertumbukan satu sama lain. Pada saat terjadi gempa, kedua bangunan tersebut akan bergetar dengan frekuensi dan amplitudo yang berbeda dan kerusakan akibat beban *pounding* terjadi apabila suatu lantai dari salah satu bangunan menumbuk bangunan lainnya dengan elevasi yang berbeda, contohnya adalah lantai bangunan A menumbuk kolom penyokong pada bangunan B. Fenomena kerusakan bangunan akibat beban *pounding* juga dapat terjadi pada bangunan non-simetris. Bangunan dengan bentuk T atau L dapat mengalami kerusakan pada saat gempa akibat komponen-komponen strukturnya bergetar dengan frekuensi dan amplitudo getar yang berbeda-beda. Perbedaan ini akibat kekakuan yang berbeda-beda antar komponen, contohnya adalah pada bangunan dengan bentuk T, dua segmen yang membentuk geometri bangunan biasanya lebih kaku pada segmen arah

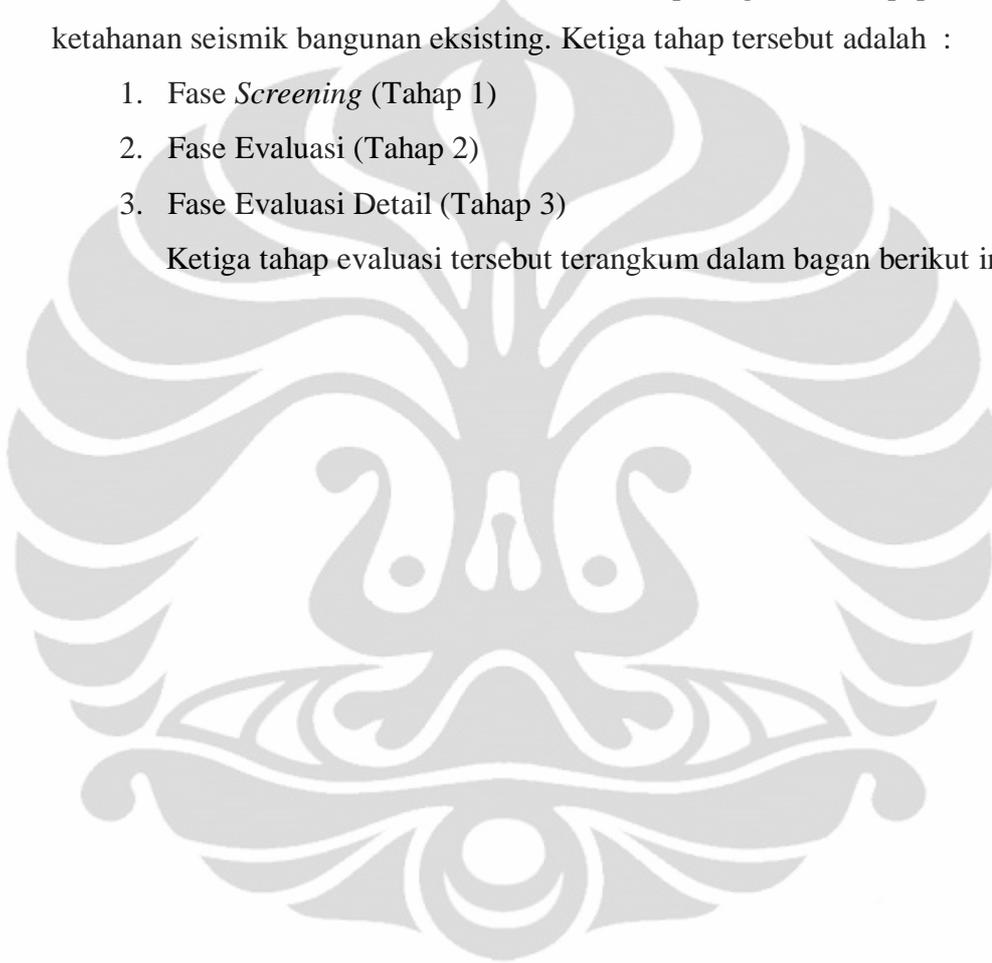
memanjang setelah itu baru pada arah melintang. Kerusakan cenderung terjadi saat kedua segmen tersebut menjadi satu.

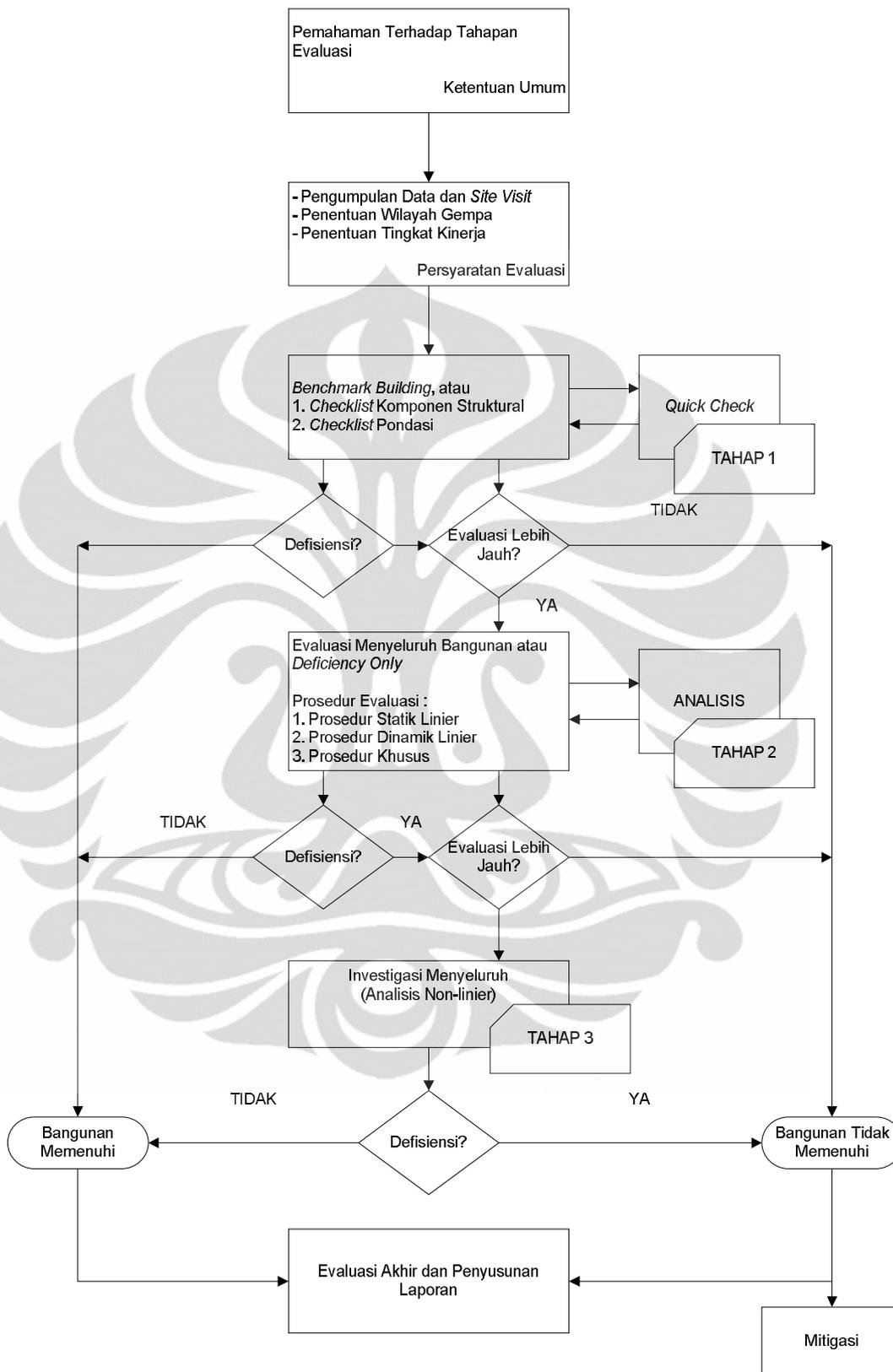
### **2.3 Kerangka Evaluasi Ketahanan Seismik Bangunan Eksisting Berdasarkan FEMA 310**

Berdasarkan FEMA 310 (1998), terdapat tiga (3) tahap proses evaluasi ketahanan seismik bangunan eksisting. Ketiga tahap tersebut adalah :

1. Fase *Screening* (Tahap 1)
2. Fase Evaluasi (Tahap 2)
3. Fase Evaluasi Detail (Tahap 3)

Ketiga tahap evaluasi tersebut terangkum dalam bagan berikut ini :





Gambar 2.2 Kerangka Evaluasi Berdasarkan FEMA 310

Sumber : FEMA 310, 1998

### 2.3.1 Persyaratan Evaluasi

Sebelum memulai evaluasi Tahap 1, ada beberapa persyaratan yang harus terpenuhi terlebih dahulu. Persyaratan-persyaratan tersebut berupa pengumpulan data dan *site visit*, penentuan tingkat kinerja bangunan, penentuan wilayah kegempaan, dan penentuan tipe gedung. Tingkat kinerja bangunan dibagi menjadi dua, yaitu *Life Safety (LS)* dan *Immediate Occupancy (IO)*. Sedangkan untuk tipe bangunan menurut FEMA 310 dibedakan menjadi 15 tipe berdasarkan sistem atau elemen-elemen penahan beban lateral dan tipe diafragma yang dimiliki oleh bangunan. Tipe-tipe bangunan tersebut adalah sebagai berikut :

- Tipe 1 : Rangka Kayu Ringan
- Tipe 2 : Rangka Kayu, Komersial dan Industrial
- Tipe 3 : Rangka Baja Pemikul Momen
- Tipe 4 : Rangka Baja dengan *Bracing*
- Tipe 5 : Rangka Baja Ringan
- Tipe 6 : Rangka Baja dengan Dinding Geser Beton
- Tipe 7 : Rangka Baja dengan Dinding Geser Pasangan Bata
- Tipe 8 : Rangka Beton Pemikul Momen
- Tipe 9 : Gedung dengan Dinding Geser Beton
- Tipe 10 : Rangka Beton dengan Dinding Geser Pasangan Bata
- Tipe 11 : Gedung dengan Dinding Geser Beton Pracetak
- Tipe 12 : Rangka Beton Pracetak
- Tipe 13 : Gedung dengan Dinding Pemikul Bata Bertulang dengan Difragma Lentur
- Tipe 14 : Gedung dengan Dinding Pemikul Bata Bertulang dengan Difragma Kaku
- Tipe 15 : Gedung dengan Dinding Pemikul Bata Tanpa Tulangan

### 2.3.2 Fase *Screening* (Tahap 1)

Fase *Screening* (Tahap 1) terdiri dari 3 komponen *checklists* yang merupakan bentuk evaluasi cepat terhadap elemen struktural, non-struktural, dan pondasi gedung atau elemen geologis yang berbahaya dan kondisi lapangan.

Pernyataan *checklist* berupa *Compliant* (C), *Noncompliant* (NC), dan *Not Applicable* (N/A). Pernyataan *Compliant* menyatakan pemenuhan kriteria yang sesuai dengan standar FEMA 310 sedangkan pernyataan *Noncompliant* menyatakan bahwa dibutuhkan pemeriksaan lebih jauh terhadap komponen yang diamati. Kebutuhan *checklist* untuk Fase *Screening* (Tahap 1) dan kebutuhan *checklist* untuk evaluasi lebih jauh berdasarkan tipe bangunan adalah seperti ditunjukkan oleh tabel-tabel berikut ini :

Tabel 2.2 Kebutuhan *checklist* untuk Fase *Screening* (Tahap 1)

Wilayah Kegempaan	Tingkat kinerja	Kebutuhan Checklist					
		Wilayah Kegempaan rendah	Basic Structural	Supplemental Structural	Geologic Site Hazard and Foundation	Basic Nonstructural	Supplemental Nonstructural
Rendah	LS	√					
	IO		√		√	√	
Menengah	LS		√		√	√	
	IO		√	√	√	√	√
Tinggi	LS		√	√	√	√	
	IO		√	√	√	√	√

Sumber : FEMA 310, 1998

Tabel 2.3 Kebutuhan Evaluasi Lebih Jauh

Model Building Type	Number of Stories beyond which a Full-Building Tier 2 Evaluation is Required					
	Low		Moderate		High	
	LS	IO	LS	IO	LS	IO
<b>Wood Frames</b>						
Light (W1)	NL	2	NL	2	NL	2
Multistory, Multi-Unit Residential (W1A)	NL	3	NL	2	NL	2
Commercial and Industrial (W2)	NL	2	NL	2	NL	2
<b>Steel Moment Frames</b>						
Rigid Diaphragm (S1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (S1A)	NL	3	NL	T2	NL	T2
<b>Steel Braced Frames</b>						
Rigid Diaphragm (S2)	NL	3	NL	2	NL	2
Flexible Diaphragm (S2A)	NL	3	NL	2	NL	2
<b>Steel Light Frames (S3)</b>	NL	1	NL	1	NL	1
<b>Steel Frame with Concrete Shear Walls (S4)</b>	NL	4	NL	4	NL	3
<b>Steel Frame with Infill Masonry Shear Walls</b>						
Rigid Diaphragm (S5)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (S5A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Concrete Moment Frames (C1)</b>	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Concrete Shear Walls</b>						
Rigid Diaphragm (C2)	NL	4	NL	4	NL	3
Flexible Diaphragm (C2A)	NL	4	NL	4	NL	3
<b>Concrete Frame with Infill Masonry Shear Walls</b>						
Rigid Diaphragm (C3)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (C3A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Precast/Tilt-up Concrete Shear Walls</b>						
Flexible Diaphragm (PC1)	NL	1	NL	T2	NL	T2
Rigid Diaphragm (PC1A)	NL	1	NL	T2	NL	T2
<b>Precast Concrete Frames</b>						
With Shear Walls (PC2)	NL	4	NL	4	NL	3
Without Shear Walls (PC2A)	NL	T2	NL	T2	NL	T2
<b>Reinforced Masonry Bearing Walls</b>						
Flexible Diaphragm (RM1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Rigid Diaphragm (RM2)	NL	3	NL	3	NL	2
<b>Unreinforced Masonry Bearing Walls</b>						
Flexible Diaphragm (URM)	NL	T3	SP	T3	SP	T3
Rigid Diaphragm (URMA)	NL	1	NL	T3	NL	T3
<b>Mixed Systems</b>	NL	2	NL	T2	NL	T2

Sumber : FEMA 310, 1998

Keterangan :

Evaluasi Tahap 2 harus dilaksanakan pada gedung dengan jumlah lantai lebih dari yang didaftarkan pada tabel di atas

NL = *No Limit* (tidak ada batasan jumlah lantai)

T2 = Tahap 2 (dibutuhkan evaluasi Tahap 2)

T3 = Tahap 3 (dibutuhkan evaluasi Tahap 3)

### 2.3.3 Fase Evaluasi (Tahap 2)

Evaluasi Tahap 2 harus menggunakan analisis dengan metode linear : metode linear statik, metode linear dinamik, atau metode khusus. Apabila ditemukan defisiensi pada evaluasi Tahap 2 maka evaluasi Tahap 3 dapat sesuai dengan persyaratan yang ada atau dapat dipilih pula untuk mengakhiri investigasi dan melaporkan defisiensi yang ditemukan berdasarkan hasil evaluasi.

## 2.4 Beberapa Teknik Perkuatan (*Retrofit*) Struktur Bangunan Gedung

Teknik perkuatan (*retrofit*) struktur bangunan gedung ditentukan bergantung pada tipe bangunannya. Tipe bangunan yang berbeda akan memiliki karakteristik respon seismik bangunan dan potensi defisiensi seismik yang berbeda pula sehingga metode perbaikan seismik yang akan digunakan belum tentu sama untuk tiap tipe bangunan. Untuk memudahkan penentuan metode perbaikan seismik perlu dilakukan pengkategorian defisiensi-defisiensi seismik. Menurut FEMA 547 (2006), defisiensi seismik dikategorikan sebagai berikut :

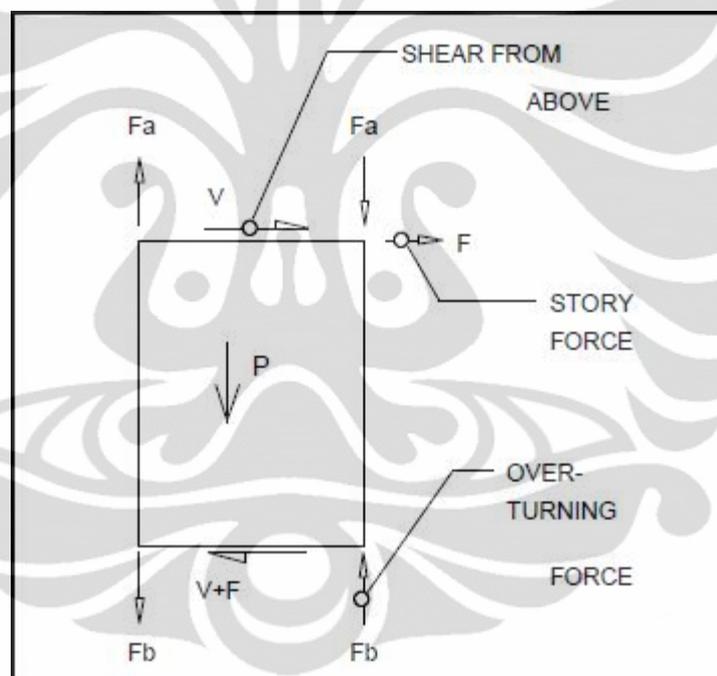
- Kekuatan Global.
- Kekakuan Global.
- Konfigurasi Bangunan.
- *Load Path*.
- Pendetailan Komponen Bangunan.
- Diafragma.
- Pondasi.
- Defisiensi lainnya, seperti bencana geologi, bangunan yang berdekatan, dan deteriorasi material struktur.

Beberapa teknik perbaikan seismik yang umumnya digunakan adalah antara lain berupa penambahan elemen baru yaitu elemen-elemen penahan beban lateral, peningkatan elemen eksisting dari segi kekuatan dan kekakuan, penambahan sambungan antar elemen, pengurangan *demand*, dan penghilangan beberapa komponen bangunan yang menyebabkan defisiensi. Metode penambahan elemen baru merupakan salah satu metode perkuatan konvensional selain metode pembesaran elemen eksisting (Newman, 2001). Penambahan dinding geser atau bresing adalah metode perkuatan yang paling populer karena

keefektifitasannya, relatif lebih mudah dalam pengaplikasian di lapangan, dan menghabiskan biaya proyek secara keseluruhan yang lebih sedikit dibandingkan dengan metode penyulungan (*jacketing*) kolom atau balok.

#### 2.4.1 Metode Perbaikan dengan Penambahan Dinding Geser

Dinding geser merupakan elemen struktur vertikal menahan beban lateral, terutama dalam bentuk gaya geser. Dalam analisis dinding geser, diperhitungkan bahwa gaya geser bekerja pada arah memanjang dinding dan gaya lentur bekerja pada tulangan vertikal di ujung-ujung. Ilustrasi diagram gaya yang bekerja pada dinding geser ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.3 Diagram Gaya-Gaya pada Dinding Geser

Sumber : FEMA 310, 1998

Dinding geser memiliki kekakuan dan kapasitas lateral yang baik sehingga menjadi pilihan yang tepat sebagai sistem penahan beban lateral dalam struktur bangunan beton bertulang (Kheyroddin, 2008). Dinding geser beton bertulang cor-di-tempat yang dihubungkan dengan rangka eksisting bangunan sangat efektif dalam meningkatkan kinerja struktur bangunan secara menyeluruh terhadap gempa (Tankut et al, 2006). Penambahan dinding geser sebagai salah

satu teknik perbaikan seismik pada bangunan eksisting merupakan teknik yang paling umum dilakukan. Penambahan dinding geser dapat mengurangi *demand* akibat gempa pada elemen struktur eksisting seperti balok dan kolom karena sifatnya sebagai penahan beban lateral yang baik. Salah satu teknik penambahan dinding geser adalah dengan menggunakan material beton bertulang cor di tempat berupa dinding pengisi (*infill wall*) pada rangka bangunan, seperti yang ditunjukkan dalam gambar di bawah ini :



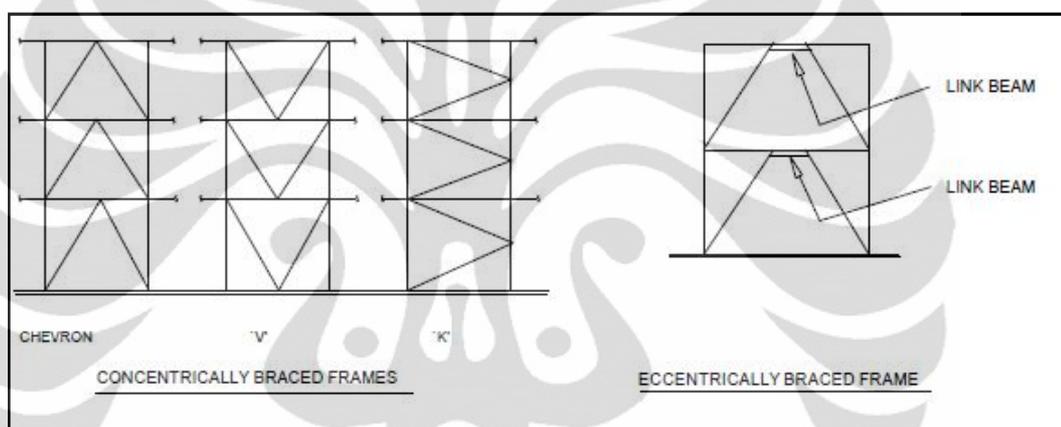
Gambar 2.4 Contoh Teknik Penambahan Dinding Geser

Sumber : IST Group, 2004

Selain dengan teknik cor di tempat, penambahan dinding geser dapat pula menggunakan material beton bertulang pra-cetak yang telah beredar di pasaran. Namun teknik cor di tempat paling umum digunakan karena pengaplikasian yang lebih murah dan metode konstruksinya lebih familiar (Sugano, 1989). Penempatan dinding geser berpengaruh besar dalam kestabilan lateral struktur gedung secara keseluruhan. Penempatan dinding geser pada sisi terluar bangunan akan menghasilkan lengan momen yang lebih besar sehingga akan menghasilkan tahanan momen akibat beban lateral yang lebih besar (C. Arnold, 2002). Sehingga dalam perencanaan perbaikan dengan penambahan dinding geser perlu diperhatikan penempatan dinding geser agar menghasilkan kestabilan lateral yang lebih baik.

#### 2.4.2 Metode Perbaikan dengan Penambahan Bresing Baja

Bresing merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang efektif. Penambahan bresing baja pada struktur eksisting dapat meningkatkan tahanan terhadap beban lateral dengan mentransfer beban lateral akibat gempa menjadi beban aksial yang ditahan oleh batang diagonal pada bresing. Sistem bresing menambah kinerja struktur rangka dengan meningkatkan kekakuan dan kapasitasnya dalam menahan beban lateral (Viswanath, 2010). Sistem bresing dibagi menjadi dua, yaitu bresing konsentrik dan bresing eksentrik, seperti ditunjukkan pada gambar berikut :



Gambar 2.5 Sistem Bresing Konsentrik dan Eksentrik

Sumber : FEMA 310, 1998

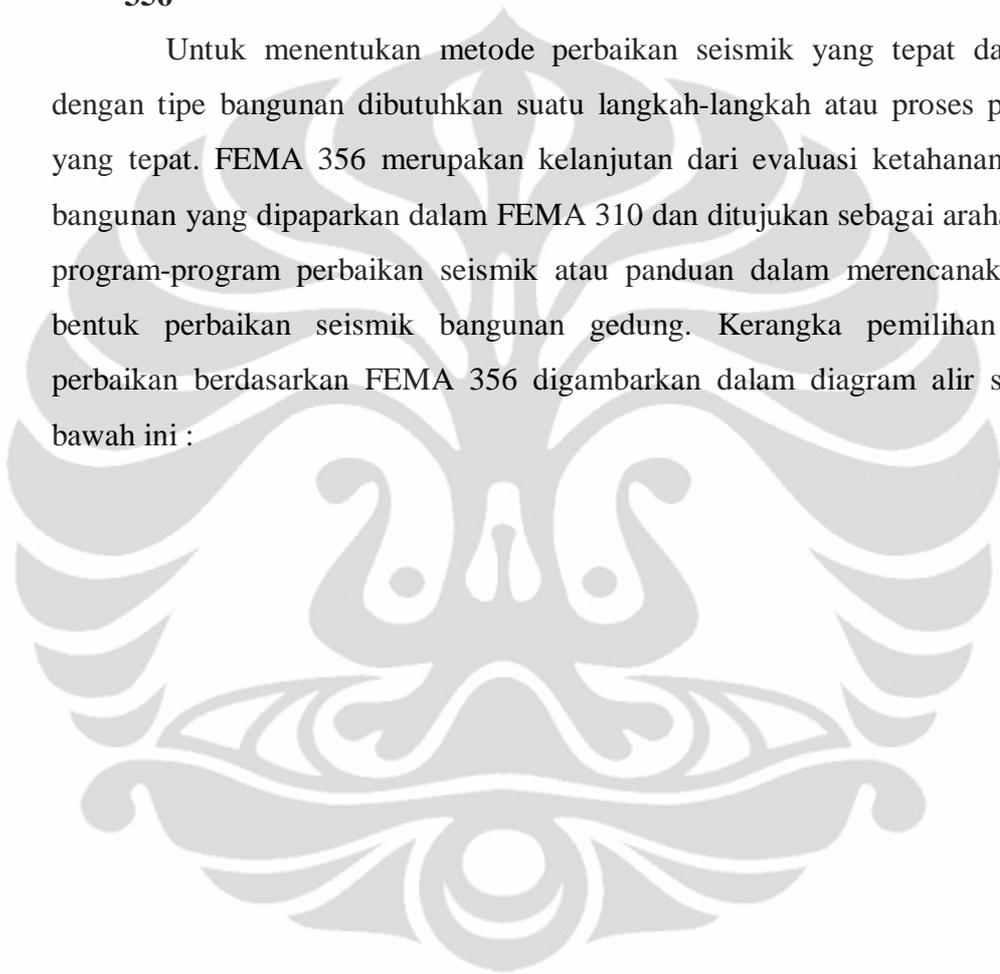
Sistem bresing konsentrik memiliki bresing yang terhubung pada *joint* balok dan kolom atau pada hubungan konsentris dengan batang bresing yang lain. Eksentrisitas minor pada sambungan mungkin ada sehingga harus diperhitungkan dalam perencanaan. Sedangkan sistem bresing eksentris memiliki bresing yang penempatannya jauh dari *joint* balok dan kolom . Eksentrisitas bertujuan agar terjadi konsentrasi perilaku inelastis pada suatu titik yang ditentukan yang akan berpengaruh terhadap perilaku sistem struktur secara keseluruhan.

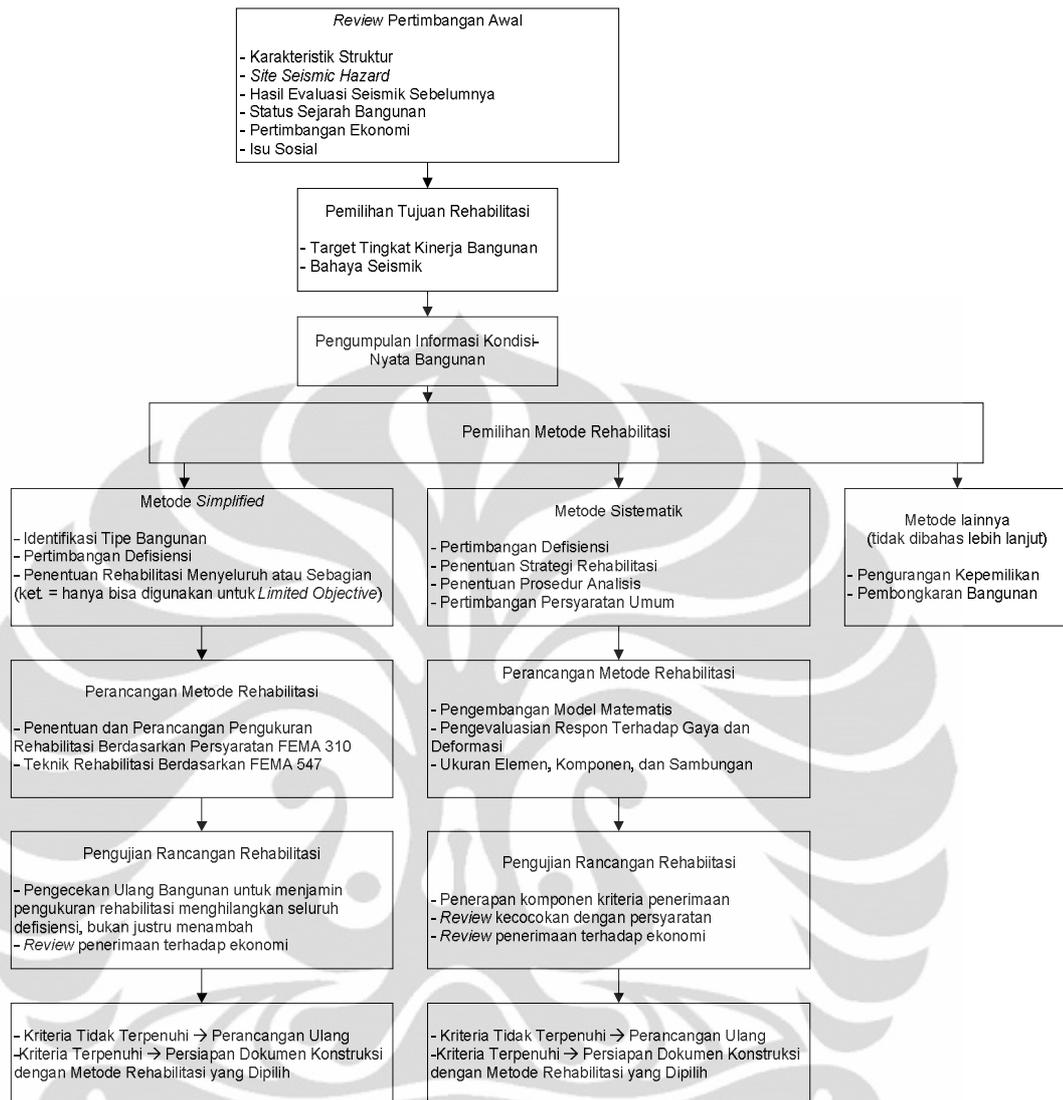
Sistem bresing eksentrik memiliki suatu bagian yang disebut *link beam* yang direncanakan untuk mengalami deformasi inelastis yang cukup besar saat memikul gaya-gaya akibat kombinasi beban gempa rencana. Namun perbaikan menggunakan bresing eksentrik akan membutuhkan pendetailan dan teknis

pelaksanaan yang lebih rumit dibandingkan bresing konsentrik. Biaya yang dibutuhkan pun akan lebih besar jika menggunakan bresing eksentrik sehingga bresing konsentrik lebih umum digunakan.

## **2.5 Kerangka Pemilihan Metode Perbaikan Seismik Berdasarkan FEMA 356**

Untuk menentukan metode perbaikan seismik yang tepat dan sesuai dengan tipe bangunan dibutuhkan suatu langkah-langkah atau proses pemilihan yang tepat. FEMA 356 merupakan kelanjutan dari evaluasi ketahanan seismik bangunan yang dipaparkan dalam FEMA 310 dan ditujukan sebagai arahan dalam program-program perbaikan seismik atau panduan dalam merencanakan suatu bentuk perbaikan seismik bangunan gedung. Kerangka pemilihan metode perbaikan berdasarkan FEMA 356 digambarkan dalam diagram alir seperti di bawah ini :





Gambar 2.6 Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Berdasarkan FEMA 356

Sumber : FEMA 356, 2000

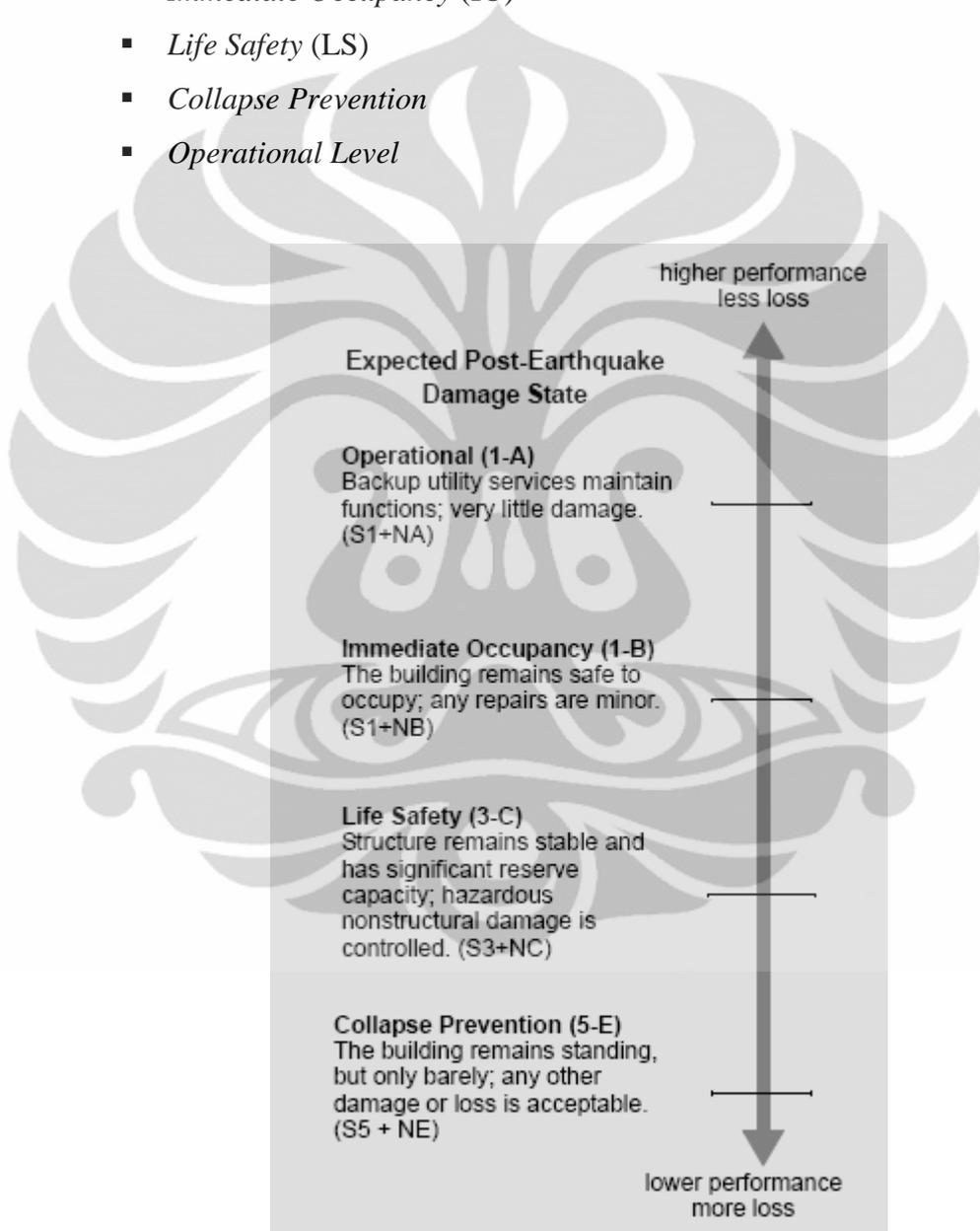
### 2.5.1 Review Pertimbangan Awal Perbaikan

Hal pertama yang dilakukan adalah meninjau kembali pertimbangan melakukan perbaikan seismik, termasuk di dalamnya pertimbangan karakteristik struktur bangunan, pertimbangan ekonomi berupa biaya yang akan dikeluarkan terkait perbaikan yang dilakukan, pertimbangan isu sosial, sejarah bangunan, dan hasil evaluasi seismik sebelumnya.

### 2.5.2 Penentuan Tujuan Perbaikan

Tujuan atau sasaran perbaikan harus ditentukan terlebih dahulu berkaitan dengan tingkat kinerja bangunan yang diinginkan dan berkaitan pula dengan tingkat bahaya seismik. Tingkat kinerja bangunan yang dapat dijadikan tujuan perbaikan antara lain adalah :

- *Immediate Occupancy (IO)*
- *Life Safety (LS)*
- *Collapse Prevention*
- *Operational Level*



Gambar 2.7 Target Tingkat Kinerja Bangunan

Sumber : FEMA 356, 2000

		Target Building Performance Levels			
		Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-E)
Earthquake Hazard Level	50%/50 year	a	b	c	d
	20%/50 year	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 year)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 year)	m	n	o	p

Notes:

- Each cell in the above matrix represents a discrete Rehabilitation Objective.
- The Rehabilitation Objectives in the matrix above may be used to represent the three specific Rehabilitation Objectives defined in Sections 1.4.1, 1.4.2, and 1.4.3, as follows:  
 $k + p$  = Basic Safety Objective (BSO)  
 $k + p + \text{any of } a, e, i, b, f, j, \text{ or } n$  = Enhanced Objectives  
 $o$  alone or  $n$  alone or  $m$  alone = Enhanced Objective  
 $k$  alone or  $p$  alone = Limited Objectives  
 $c, g, d, h, l$  = Limited Objectives

Gambar 2.8 Target Kinerja Bangunan dan Tingkat Bahaya Seismik

Sumber : FEMA 356, 2000

### 2.5.3 Pengumpulan Informasi Kondisi-Nyata Bangunan

Konfigurasi bangunan terkait sistem struktur, seperti tipe struktur bangunan, detail, sambungan, kekuatan material, dan kondisi elemen-elemen struktur merupakan data-data yang dibutuhkan dalam penentuan perbaikan. Data-data tersebut bisa didapatkan dari gambar-gambar spesifikasi bangunan dan dokumen-dokumen konstruksi eksisting bangunan, serta dapat ditambah melalui

investigasi lapangan termasuk pemeriksaan dan pengujian material bangunan dan komponen-komponen yang dibutuhkan. Data-data yang tersebut dibutuhkan sebagai input pemodelan untuk analisis perbaikan seismik.

#### 2.5.4 Pemilihan Metode Perbaikan

Menurut FEMA 356 (2000), metode perbaikan dibagi menjadi dua, yaitu metode perbaikan yang disimplifikasi dan metode perbaikan sistematis.

##### 2.5.4.1 Metode Perbaikan yang Disimplifikasi

Metode ini dapat diterapkan untuk beberapa bangunan dengan konfigurasi teratur yang tidak membutuhkan prosedur analisis yang lebih jauh. Tujuan utama metode ini adalah untuk mengurangi resiko akibat gempa secara efisien. Metode ini tidak serumit Metode Perbaikan Sistematis dan pada kebanyakan kasus, Metode Perbaikan yang Disimplifikasi lebih efektif dari segi biaya karena seringkali detail evaluasi yang dibutuhkan lebih sedikit atau hanya butuh analisis sebagian untuk memenuhi tingkat kinerja bangunan yang spesifik. Metode ini terbatas untuk tingkat performa *Life Safety* dengan *Limited Objectives* pada Tingkat Bencana Gempa BSE-1 atau Perbaikan Sebagian.

##### 2.5.4.2 Metode Perbaikan Sistematis

Metode perbaikan ini dapat digunakan apabila Metode Perbaikan yang Disimplifikasi tidak mungkin diterapkan. Metode Perbaikan Sistematis ini dapat diterapkan untuk berbagai tipe bangunan dan membutuhkan pemeriksaan menyeluruh pada tiap komponen atau elemen struktur bangunan eksisting, dan perancangan bangunan baru. Metode ini berfokus pada perilaku nonLinear respon struktur dan merupakan proses berulang-ulang, mirip dengan perancangan bangunan baru, dimana modifikasi struktur eksisting diasumsikan sebagai tujuan rancangan awal dan analisis, dan hasil analisisnya dapat diterima pada komponen-komponen atau elemen-elemen dasar bangunan.

#### 2.5.5 Prosedur Analisis

Analisis bangunan, termasuk pengukuran perbaikan, harus dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya dan deformasi yang terjadi pada komponen-

komponen bangunan akibat pergerakan tanah yang berhubungan dengan Tingkat Bencana Gempa yang dipilih. Prosedur analisis yang dapat digunakan adalah sebagai berikut :

- Analisis Linear
- Analisis Non-Linear
- Analisis Rasional Alternatif

#### 2.5.6 Strategi Perbaikan

Tujuan atau sasaran perbaikan dapat dicapai dengan penerapan teknik perbaikan dengan mengacu pada strategi berdasarkan defisiensi bangunan yang teridentifikasi pada evaluasi bangunan terhadap gempa. Strategi perbaikan yang dapat diterapkan adalah sebagai berikut :

- Modifikasi Lokal pada Komponen-Komponen

Beberapa bangunan memiliki kekuatan dan kekakuan, namun beberapa komponen pada bangunan tersebut belum tentu memiliki kekuatan, ataupun kapasitas deformasi yang cukup untuk memenuhi tujuan atau sasaran perbaikan. Strategi yang tepat dalam hal ini adalah dengan memodifikasi komponen-komponen yang tidak memenuhi persyaratan dengan tetap menjaga konfigurasi dasar dari sistem penahan beban lateral bangunan.

- Penghilangan atau Pengurangan Ketidakteraturan Eksisting

Strategi ini efektif diterapkan apabila ternyata evaluasi bangunan terhadap gempa menunjukkan bahwa ketidakteraturan bangunan merupakan penyebab bangunan tidak dapat memenuhi tingkat kinerja struktur yang diinginkan.

- Peningkatan Kekakuan Struktur Secara Global

Strategi peningkatan kekakuan struktur efektif diterapkan apabila ternyata hasil evaluasi menunjukkan bahwa defisiensi bangunan disebabkan oleh defleksi lateral yang tinggi pada bangunan, dan komponen-komponen kritis tidak memiliki daktilitas yang cukup dalam menahan deformasi tersebut.

- Peningkatan Kekuatan Struktur Secara Global

Strategi ini cocok untuk bangunan yang berdasarkan hasil evaluasi menunjukkan bahwa ketidakberhasilan pencapaian performa disebabkan oleh defisiensi global pada kekuatan struktur.

- Pengurangan Massa Bangunan

Massa dan kekakuan bangunan mempengaruhi gaya-gaya dan deformasi pada bangunan akibat pergerakan tanah. Pengurangan massa bangunan dapat mengurangi besarnya gaya dan deformasi yang terjadi akibat gempa.

- Isolasi Seismik

- *Supplemental Energy Dissipation*

#### 2.5.7 Pengujian Rancangan Perbaikan

Rancangan bentuk perbaikan harus diuji apakah telah memenuhi persyaratan yang sesuai melalui analisis terhadap bangunan, termasuk pengukuran perbaikan. Apabila ternyata tidak sesuai maka perlu perancangan perbaikan ulang.

## 2.6 Ketentuan Umum Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung Berdasarkan SNI 03-1726-2002

### 2.6.1 Penentuan Gempa Rencana dan Kategori Gedung

Dalam perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, harus dilakukan peninjauan terhadap pengaruh gempa rencana. Akibat pengaruh beban rencana, struktur bangunan secara keseluruhan masih harus berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan. Gempa rencana ditetapkan memiliki perioda ulang 500 tahun agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun. Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur bangunan selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadap bangunan tersebut harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I$ , menurut persamaan :

$$I = I_1 \cdot I_2 \quad (2.1)$$

Dimana  $I_1$  adalah faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama

umur gedung, sedangkan  $I_2$  adalah faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor keutamaan  $I_1$ ,  $I_2$ , dan  $I$  ditetapkan menurut tabel berikut :

Tabel 2.4 Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung

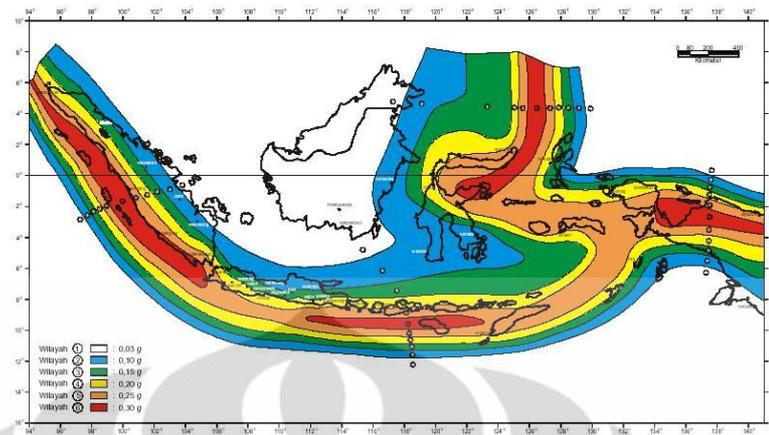
Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	$I_1$	$I_2$	$I$
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan, dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,6
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Keterangan : untuk struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya standar ini maka faktor keutamaa,  $I$ , dapat dikalikan 80%.

Sumber : SNI 03-1726-2002

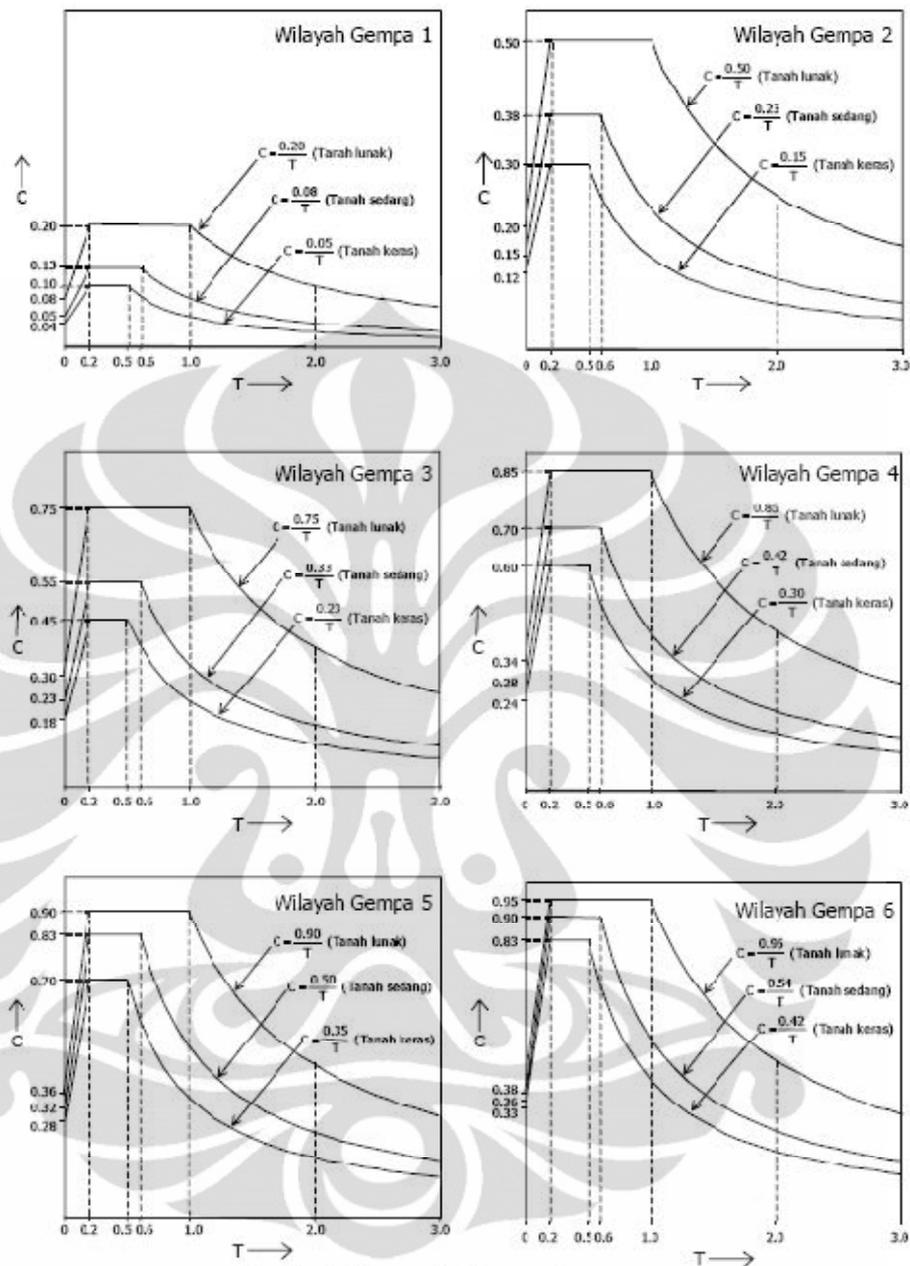
### 2.6.2 Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

Berdasarkan SNI 03-1726-2002, wilayah Indonesia terbagi menjadi enam (6) wilayah gempa. Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan tingkat kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 adalah wilayah dengan tingkat kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini berdasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun. Berikut ini adalah peta wilayah gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002 :



Gambar 2.9 Peta Wilayah Gempa Indonesia Menurut SNI 03-1726-2002 dengan  
 Periode Ulang 500 Tahun  
 Sumber : SNI 03-1726-2002

Sedangkan respon spektrum gempa rencana untuk berbagai wilayah gempa ditunjukkan oleh gambar berikut :



Gambar 2.10 Respon Spektrum Gempa Rencana

Sumber : SNI 03-1726-2002

Pada analisis 3 dimensi, dengan sumbu-sumbu koordinat sejajar dengan arah-arah sumbu-sumbu utama denah struktur, penentuan waktu getar alami struktur menggunakan analisis getaran bebas dimana gerak ragam pertama dominan dalam arah translasi dalam arah salah satu sumbu utamanya dan ragam getar kedua akan dominan dalam translasi dalam arah sumbu utama lainnya,

### 2.6.3 Beban Gempa untuk Struktur Gedung Beraturan

Untuk gedung dengan struktur beraturan, pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dapat berupa beban gempa nominal statik ekuivalen. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen  $V$  yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_1 \quad (2.2)$$

Dimana :

$C_1$  = nilai faktor respon gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana untuk dengan waktu getar alami fundamental  $T_1$

$I$  = faktor keutamaan

$R$  = faktor reduksi gempa

$W_1$  = berat total gedung

### 2.6.4 Beban Gempa

Dalam perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

### 2.6.5 Daktilitas Struktur Bangunan

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 :

$$1 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2.3)$$

Dimana :

- $\mu$  = nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh
- $\mu_m$  = nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh subsistem struktur gedung yang bersangkutan

Apabila  $V_c$  adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh gempa rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan  $V_y$  adalah pembebanan yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh gempa rencana menunjukkan simpangan maksimum,  $\delta_m$ , yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_y = \frac{V_c}{\mu} \quad (2.4)$$

Apabila  $V_n$  adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_c}{R} \quad (2.5)$$

Dimana :

- $f_1$  = faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya = 1,6
- $R$  = faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R \leq \mu \cdot f_1 \leq R_m \quad (2.6)$$

- $R = 1,6$  adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh
- $R_m$  = faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan

Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh gempa rencana sistem struktur gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem struktur gedung yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot

dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (2.7)$$

Dimana :

- $R_s$  = faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur gedung
- $V_s$  = gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktur gedung

Namun metode ini baru boleh digunakan apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa dari jenis-jenis subsistem struktur gedung yang ada tidak lebih dari 1,5.

Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur, dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung ditunjukkan oleh tabel berikut ini :

Tabel 2.1 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_n$	$R_n$ Pers. (6)	f Pers. (39)
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
5. Dinding geser beton bertulang berangkal daktail	4,0	6,5	2,8	
6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8	
7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8	
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
	4. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda)	1. Dinding geser		
a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang		5,2	8,5	2,8
b. Beton bertulang dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8
c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang		4,0	6,5	2,8
2. RBE baja				
a. Dengan SRPMK baja		5,2	8,5	2,8
b. Dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8
3. Rangka bresing biasa				
a. Baja dengan SRPMK baja		4,0	6,5	2,8
b. Baja dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8
c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)		4,0	6,5	2,8
d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)		2,6	4,2	2,8
4. Rangka bresing konsentrik khusus				
a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8	
b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem ranggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhannya)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkal daktail penuh	4,0	6,5	2,8

Sumber : SNI 03-1726-2002

### 2.6.6 Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor

Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur bangunan gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :

$$R_u = \phi \cdot R_n \quad (2.8)$$

$$Q_u = \gamma \cdot Q_n \quad (2.9)$$

Dan harus memenuhi :

$$R_u \geq Q_u \quad (2.10)$$

Dimana :

- $\phi$  = faktor reduksi kekuatan
- $R_n$  = kekuatan nominal struktur gedung
- $\gamma$  = faktor beban
- $Q_n$  = pembebanan nominal

Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai  $D_n$ , beban hidup nominal sebagai  $L_n$ , dan beban gempa nominal sebagai  $E_n$ , maka perencanaan beban kuat dan terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut

- Untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup :

$$Q_u = \gamma_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot D_L \quad (2.11)$$

- Untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup, dan beban gempa :

$$Q_u = \gamma_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot D_L + \gamma_E \cdot D_E \quad (2.12)$$

Dimana :  $\gamma_D$ ,  $\gamma_L$ , dan  $\gamma_E$  adalah faktor-faktor beban

Berdasarkan SKBI – 1.3.53.1987 Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, pengertian berbagai jenis beban adalah sebagai berikut :

- **Beban Mati**

Beban mati adalah berat dari semua bagian pada suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

- **Beban Hidup**

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

Menurut SNI 03-1726-2002, pengertian berbagai beban nominal adalah sebagai berikut :

- **Beban Mati Nominal**

Adalah beban yang berasal dari berat semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin, dan peralatan yang merupakan bagian tidak terpisahkan dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitasnya untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu presentase tertentu. Pada umumnya, beban probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban mati rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung dapat dianggap sebagai beban mati nominal.

- **Beban Hidup Nominal**

Adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu presentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

- **Beban Gempa Nominal**

Adalah beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Menurut standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut gempa rencana (dengan periode ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih  $f_1$  untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih  $f_1$ .

#### 2.6.7 Eksentrisitas Rencana

Apabila pusat massa dan pusat rotasi pada suatu lantai tingkat suatu gedung tidak berhimpit maka akan terjadi eksentrisitas yang dapat menghasilkan momen torsi. Jarak antara kedua titik yang tidak berhimpit itulah yang disebut sebagai eksentrisitas teoritis ( $e$ ). Namun dalam kenyataannya eksentrisitas dapat menyimpang jauh dari eksentrisitas teoritis. Sumber penyebab terjadinya penyimpangan ini ada dua, yang pertama adalah akibat pembesaran dinamik akibat perilaku struktur non-Linear pada tahap pembebanan gempa inelastik. Sedangkan penyebab kedua adalah karena adanya *torsional ground motion*, deviasi dari nilai kekakuan yang diasumsikan, dan perbedaan tingkat degradasi kekakuan dari komponen penahan gaya lateral selama respon inelastik dari bangunan, serta perbedaan nilai kekuatan leleh baja, nilai beban mati, nilai distribusi beban hidup. Untuk itulah dalam analisis harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana ( $e_d$ ). berdasarkan SNI 03-1726-2002, apabila ukuran horizontal denah struktur bangunan pada lantai tingkat itu diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dalam  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut :

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

$$e_d = 1,5e + 0,05b \quad (2.13)$$

atau

$$e_d = e - 0,05b \quad (2.14)$$

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

- Untuk  $e > 0,3b$  :

$$e_d = 1,33e + 0,1b \quad (2.15)$$

atau

$$e_d = 1,17e - 0,1b \quad (2.16)$$

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

Eksentrisitas ini ditinjau dalam dua arah utama bangunan. Dengan demikian titik tangkap gaya gempa statik ekuivalen di setiap lantai digeser untuk memperhitungkan eksentrisitas rencana tersebut, sebelum dilakukan analisis statik.

#### 2.6.8 Kinerja Struktur Gedung

- Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung dibatasi oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Simpangan antar tingkat ini dihitung dari simpangan struktur gedung yang telah dibagi Faktor Skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan, simpangan antar tingkat tidak boleh melampaui  $0,03/R$  kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

- Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan. Simpangan dan simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan faktor pengali  $\xi = 0,7R$  (untuk struktur beraturan). Simpangan antar tingkat dalam kondisi ultimit ini tidak boleh melebihi 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

## 2.7 Pengecekan Daya Dukung Pondasi Berdasarkan Teori Meyerhoff

Metode perbaikan (perkuatan/*retrofit*) untuk meningkatkan kinerja struktur terhadap gempa dengan penambahan elemen baru berupa penambahan dinding geser maupun bresing baja dapat mempengaruhi keseluruhan struktur bangunan, termasuk pondasi eksisting. Penambahan elemen baru pada struktur eksisting dapat menambah massa bangunan, selain itu akibat beban gempa rencana, daya dukung pondasi yang sebelumnya dirancang tanpa memperhitungkan aspek ketahanan gempa pun terpengaruh, sehingga pada pondasi pun perlu dilakukan pengecekan daya dukungnya. Salah satu metode perhitungan daya dukung pondasi adalah dengan Teori Meyerhoff. Pondasi dapat menerima beban miring dan kondisi demikian dapat mengurangi daya dukung (Craig, 1987). Beban miring yang terjadi adalah akibat resultan gaya-gaya eksentris akibat beban gravitasi dan gaya lateral akibat gempa. Teori Meyerhoff untuk perhitungan daya dukung pondasi adalah sebagai berikut :

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q \quad (2.17)$$

Dimana :

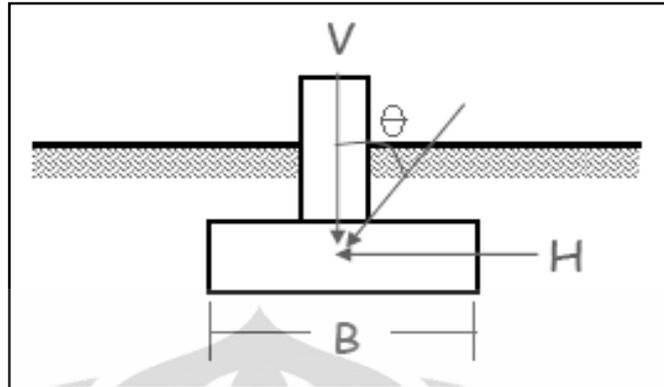
$Q_u$  = daya dukung ultimate

$N_\gamma, N_c, N_q$  = faktor daya dukung akibat berat jenis tanah, kohesi, dan *surcharge*

$s_\gamma, s_c, s_q$  = faktor bentuk akibat berat jenis tanah, kohesi, dan *surcharge*

$d_\gamma, d_c, d_q$  = faktor kedalaman akibat berat jenis tanah, kohesi, dan *surcharge*

$i_\gamma, i_c, i_q$  = faktor kemiringan akibat berat jenis tanah, kohesi, dan *surcharge*



Gambar 2.11 Ilustrasi Beban Eksentris dan Horizontal pada Pondasi

Sumber : Bowles, 1997

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any $\phi$
	$s_q = s_y = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_y = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any $\phi$
	$d_q = d_y = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_y = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any $\phi$
	$i_y = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_y = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$

Where  $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$  as in Fig. 4-2  
 $\theta$  = angle of resultant  $R$  measured from vertical without a sign; if  $\theta = 0$  all  $i_i = 1.0$ .  
 $B, L, D$  = previously defined

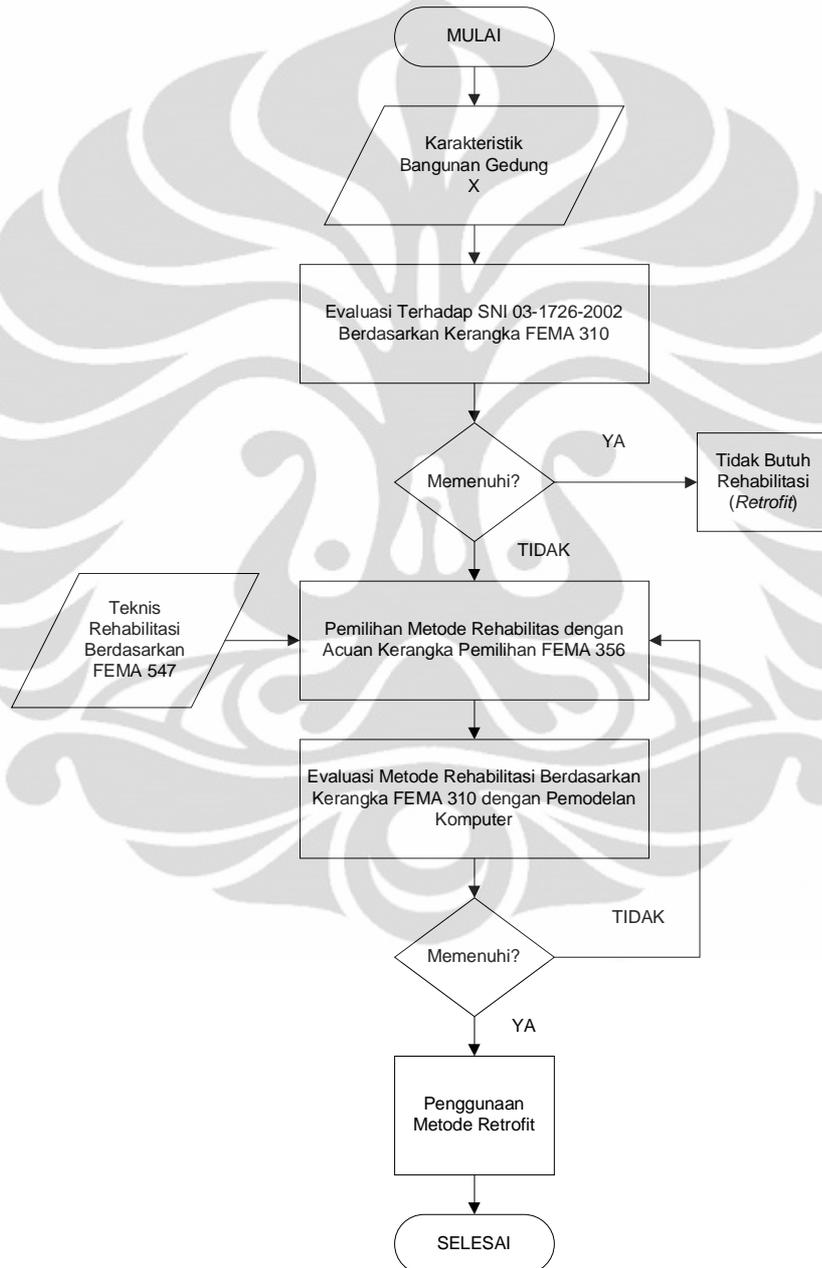
Gambar 2.12 Besar Nilai Faktor Berdasarkan Sudut Geser Tanah

Sumber : Bowles, 1997

## BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Kerangka Penelitian

Metodologi yang dilakukan pada penelitian ini secara garis besar digambarkan oleh bagan berikut :



Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian

Sumber : Hasil Olahan Penulis

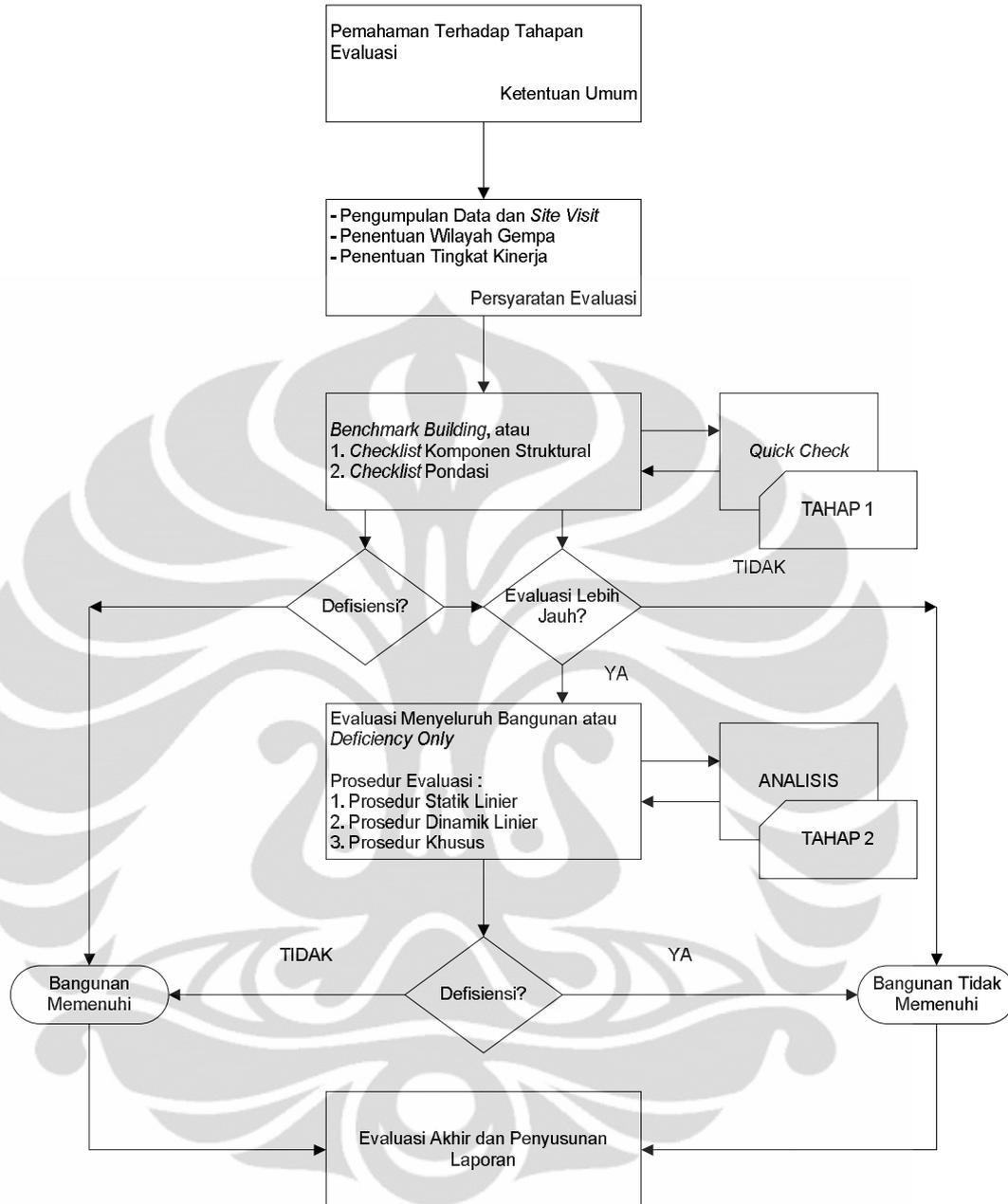
Kerangka evaluasi seismik berdasarkan FEMA 310 dibagi ke dalam tiga tahapan :

- Tier 1 (Evaluasi Tahap 1 – Fase *Screening*)
- Tier 2 (Evaluasi Tahap 2 – Fase Evaluasi)
- Tier 3 (Evaluasi Tahap 3 – Fase Evaluasi Mendetail)

Evaluasi tahap 1 dilakukan untuk mengetahui apakah komponen-komponen maupun sambungan-sambungan pada suatu struktur bangunan memenuhi (*comply*) atau tidak memenuhi (*non-comply*) terhadap pernyataan-pernyataan pada form evaluasi yang digunakan sesuai dengan FEMA 310, namun evaluasi tahap 1 perlu dilakukan untuk bangunan yang baru terkena gempa sehingga evaluasi tahap 1 dalam penelitian ini tidak dilakukan. Evaluasi struktur Gedung X dibatasi pada analisis linear atau evaluasi tahap 2 dan tidak sampai dilakukan analisis non-linear atau evaluasi tahap 3.

Menurut FEMA 547, dalam mengevaluasi kinerja suatu bangunan dapat didasari oleh dua hal, yaitu berdasarkan evaluasi pemenuhan ketentuan-ketentuan atau persyaratan yang ada pada standar (*prescriptive evaluation standard*) dan berdasarkan evaluasi berbasis kinerja bangunan (*performance-based evaluation*). Evaluasi ketahanan gempa suatu bangunan berdasarkan standar atau peraturan-peraturan yang berlaku umumnya untuk bangunan yang direncanakan untuk adanya perubahan, misalnya perubahan fungsi bangunan, perubahan berupa penambahan lantai, dan perubahan akibat adanya revisi sistem struktur. Sedangkan evaluasi berbasis kinerja bangunan umumnya dilakukan karena keinginan sukarela pemilik bangunan atau pemegang kepentingan (*owner and stakeholder*) dengan mempertimbangkan investasi ekonomi dan penggunaan bangunan pasca terjadinya gempa.

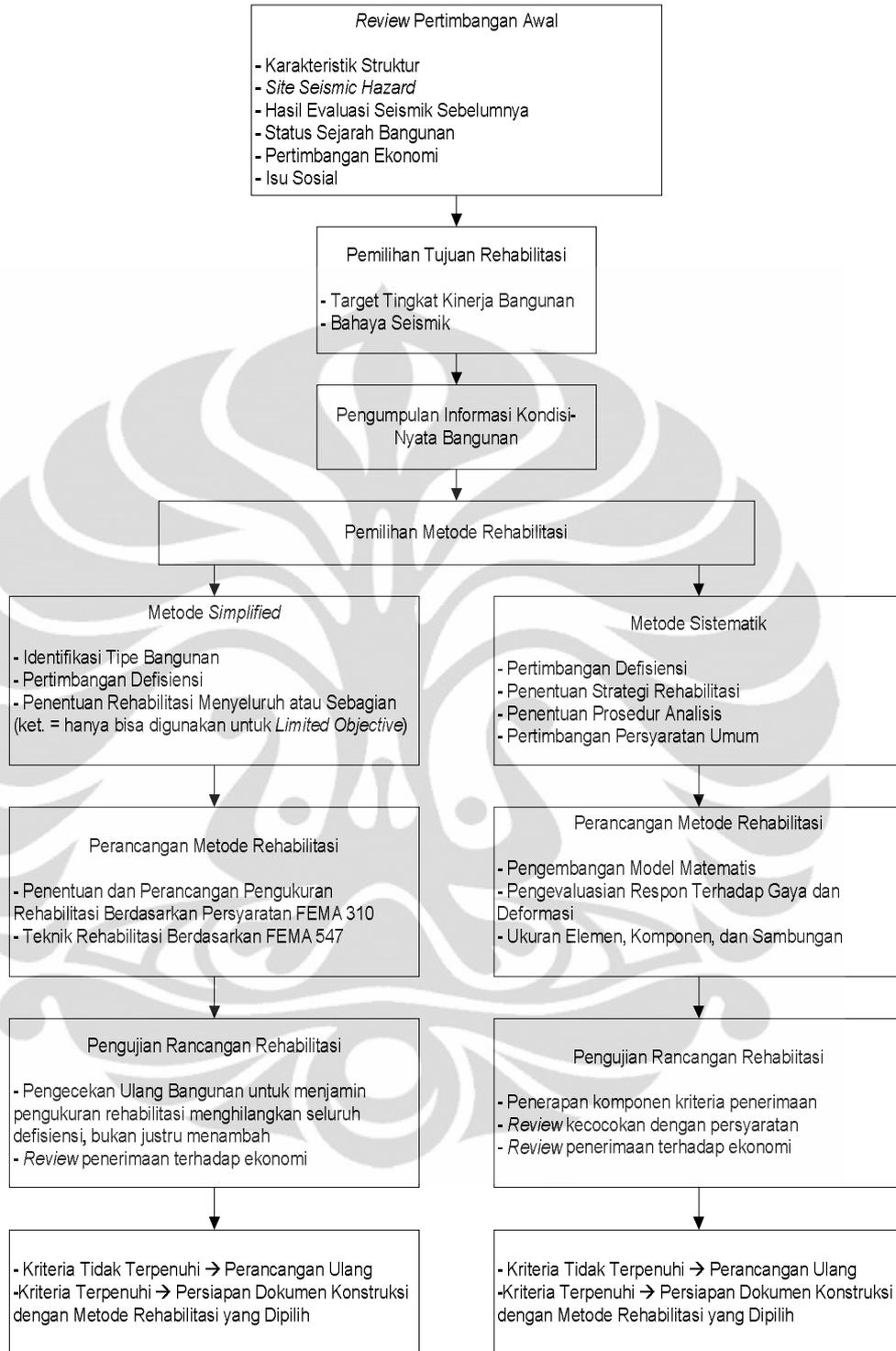
Berdasarkan hal di atas maka dalam penelitian ini tahapan evaluasi dibatasi hanya sampai Tahap 2 dengan menggunakan analisis linear. Tahapan tersebut digambarkan dalam diagram alir sebagai berikut :



Gambar 3.2 Diagram Alir Evaluasi Gedung X

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan FEMA 310

Sedangkan kerangka pemilihan metode perbaikan untuk Gedung X berdasarkan FEMA 356 digambarkan dalam diagram alir seperti di bawah ini :



Gambar 3.3 Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Gedung X

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan FEMA 356

Metode perbaikan yang akan digunakan pada penelitian Gedung X adalah Metode Perbaikan yang Disimplifikasi karena berdasarkan Target Kinerja

Bangunan dan Tingkat Bahaya Seismik, bangunan Gedung X berada pada Tingkat Bencana Gempa BSE-1 dengan menggunakan gempa rencana dengan perioda ulang 500 tahun dengan probabilitas terjadinya sebesar 10% selama umur gedung 50 tahun dan bangunan Gedung X direncanakan memiliki tingkat kinerja bangunan *Life Safety* (LS) sehingga termasuk ke dalam *Limited Objective* dan penggunaan Metode Perbaikan yang Disimplifikasi sudah cukup memadai.

## 3.2 Deskripsi Bangunan Gedung X

### 3.2.1 Deskripsi Umum Bangunan

Gedung X merupakan bangunan perkantoran yang terletak di Jalan X, Jakarta Pusat, dengan luas bangunan 4.800 m<sup>2</sup>. Bangunan ini dibangun pada tahun 1964-1965 dengan struktur beton bertulang. Secara keseluruhan bangunan ini mencakup:

- Luas Lantai Dasar = 1.200 m<sup>2</sup>
- Luas Lantai 2 = 1.826 m<sup>2</sup>
- Luas Lantai 3 = 1.826 m<sup>2</sup>
- Luas Lantai 4 = 1.826 m<sup>2</sup>
- Tinggi Bangunan = 15 m di atas Lantai Dasar
- Jumlah Lapis Bangunan = 4 lapis

### 3.2.2 Sistem Struktur Utama

Sistem struktur utama pada bangunan ini merupakan struktur beton bertulang, termasuk atap. Sistem struktur berupa sistem struktur *open frame* (struktur portal terbuka) dengan elemen-elemen balok dan kolom serta pelat lantai. Beban gravitasi pada Gedung X didukung oleh sistem pelat lantai, balok anak, balok portal (*girder*), dan kolom. Sedangkan sebagai penahan gaya lateral adalah portal tiga (3) dimensi terbuka. Tinggi tingkat pada masing-masing lantai adalah sebagai berikut :

- Lantai 1 = 3,75 m (ditambah 1 m hingga level pondasi dan tie-beam)
- Lantai 2 = 3,75 m
- Lantai 3 = 3,75 m
- Lantai 4 = 3,75 m

Taraf penjepitan lateral diambil pada level pondasi dan tie-beam dimodelkan dalam analisis.

### 3.2.3 Sistem Struktur Atap

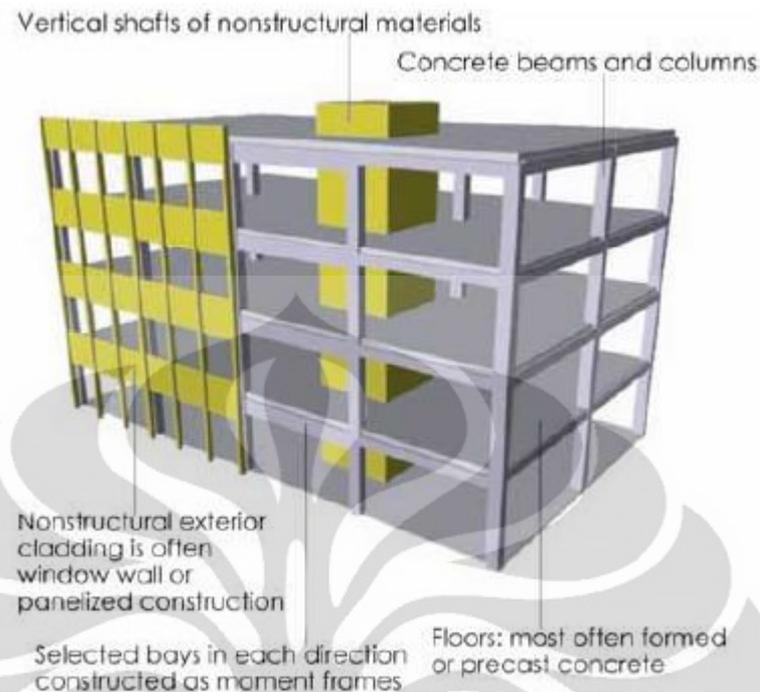
Struktur atap berdasarkan peninjauan lapangan diperkirakan terdiri dari rangka atap baja dan penutup *zinc* alumunium.

### 3.2.4 Tipe Bangunan Berdasarkan FEMA 310 dan SNI 03-1726-2002

Berdasarkan FEMA 310, tipe bangunan Gedung X termasuk ke dalam Tipe Bangunan Beton C1 karena sistem struktur bangunan yang dimiliki oleh Gedung X. Menurut FEMA 310 :

“ Bangunan dengan tipe ini berupa bangunan portal dengan elemen-elemen balok dan kolom. Lantai dan rangka atap berupa pelat beton, balok beton, balok silang satu-arah, balok silang dua-arah, atau *flat slab*. Gaya-gaya lateral ditahan oleh portal momen beton yang kekakuan meningkat melalui sambungan monolit antara balok dan kolom. Pada bangunan-bangunan yang lebih tua, atau pada bangunan pada zona dengan tingkat seismik rendah, portal momen dapat terdiri dari kolom-kolom dan sistem pelat dua arah. Untuk bangunan yang lebih modern dan berada di zona dengan tingkat seismik tinggi memiliki *joint reinforcing*, *closely spaced ties*, dan pendetailan khusus yang memberikan kinerja daktilitas. Pendetailan ini tidak terdapat pada konstruksi bangunan-bangunan tua. Untuk pondasi berupa pondasi beton setapak atau pondasi tiang pancang.”

Bangunan untuk Tipe C1 diilustrasikan dalam gambar di bawah ini :



Gambar 3.4 Tipe Bangunan *Concrete Moment Frame*

Sumber : FEMA 547, 2006

Berdasarkan Pasal 4.2.1 SNI 03-1726-2002, bangunan Gedung X dapat ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan karena memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada pasal tersebut.

### 3.2.5 Spesifikasi Material

Berdasarkan hasil survey dan pengujian di lapangan, didapatkan spesifikasi untuk beton dan baja tulangan pada Gedung X.

- Beton

Beton yang digunakan adalah beton dengan berat normal dengan kekuatan tekan silinder pada umur 28 hari yang didapatkan hasil analisis statistik kekuatan *cores* :

Tabel 3.1 Spesifikasi Material Beton Gedung X

Elemen Struktur	Rata-Rata $Core\ f_c'$ (Mpa)
Pelat	22,5
Kolom	22,5
Balok	22,5

Sumber : Hasil Pengujian Laboratorium Struktur dan Material DTS FTUI

- Baja Tulangan

Tabel 3.2 Spesifikasi Material Baja Tulangan Gedung X

Jenis	Diameter	$f_y$ (Mpa)
Balok :		
Baja tulangan utama (plain bars)	Ø-22	300
Baja tulangan geser (plain bars)	Ø-10	240
Kolom :		
Baja tulangan utama (plain bars)	Ø-22	300
Baja tulangan geser (plain bars)	Ø-10	240
Baja tulangan pelat	Ø-10	240

Sumber : Hasil Pengujian Laboratorium Struktur dan Material DTS FTUI

### 3.2.6 Kondisi Geologis *Site* Bangunan

Berdasarkan hasil survey dan pengujian di lapangan, jenis tanah pada *site* bangunan ini tergolong jenis tanah lunak.

### 3.2.7 Wilayah Gempa

Bangunan Gedung X terletak di Kota Jakarta sehingga berdasarkan Peta Wilayah Gempa menurut SNI 03-1726-2002 bangunan ini terletak pada Wilayah Gempa 3.

## 3.3 Metodologi Analisis Struktur Gedung X

### 3.3.1 Dasar Analisis

Struktur bangunan dimodelkan secara tiga dimensi (3D) mencakup pelat lantai, balok anak, dan unsur elemen utama yaitu balok induk (*girder*), dan kolom. Analisis struktur bangunan ini dilakukan dengan analisis 3D dengan menggunakan program komputer ETABS v9.6.0

### 3.3.2 Dasar-Dasar Pengecekan Kekuatan Struktur

#### 3.3.2.1 Peraturan-Peraturan yang Digunakan

Pengecekan kekuatan struktur atas untuk bangunan ini berdasarkan atas peraturan dan pedoman sebagai berikut :

- Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Bangunan Gedung, SKBI-1.3.53.1987/UDC:624.042, Departemen Pekerjaan Umum.
- Standar Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002, Badan Standarisasi Nasional.
- Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987, Departemen Pekerjaan Umum.
- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SK SNI T-15-1991-03.
- Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2002, Badan Standarisasi Nasional.
- Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002, Badan Standarisasi Nasional.

#### 3.3.2.2 Pembebanan yang Digunakan

- **Beban Mati**

Beban mati bangunan mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987. Beban-beban mati yang terdapat pada Gedung X adalah sebagai berikut :

Tabel 3.3 Beban Mati Tambahan untuk Lantai

	Komponen	Volume	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Lantai</b>	Keramik		24
	Spesi	21 kg/m <sup>2</sup> x 4	84
	<i>Ceiling</i>		5
	Penggantung		7
	<i>Ducting</i>		20
	TOTAL		150
<b>Tangga</b>	Keramik	1,5 cm	36
	Spesi	3 cm	64
	TOTAL		100

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

Tabel 3.4 Beban Mati Dinding

Lantai	Tinggi (m)	Berat (kg/m <sup>2</sup> )	Berat Total (kg/m <sup>2</sup> )
1	3,25	250	813
2	3,25	250	813
3	3,25	250	813
4	3,25	250	813

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

- **Beban Hidup**

Beban hidup pada lantai bangunan sesuai dengan penggunaannya mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987. Beban-beban mati yang terdapat pada Gedung X adalah sebagai berikut :

Tabel 3.5 Beban Hidup Gedung X

Penggunaan	Beban Hidup (kg/m <sup>2</sup> )
Kantor	250
Ruang Rapat	250
Ruang Pertemuan	500
Toilet/ <i>Pantry</i>	250
Dapur	250

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

- Beban Angin

Beban angin pada bangunan ini tidak ditinjau dalam analisis karena beban gempa umumnya lebih dominan untuk bangunan dengan struktur beton.

## 3.3.2.3 Faktor Reduksi Beban Hidup

Untuk perencanaan balok-balok induk (*girders*) dan portal-portal dari sistem struktur pemikul beban gravitasi dan penahan beban lateral, beban hidup dapat direduksi mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987. Untuk bangunan ini faktor reduksi beban yang digunakan dalam analisis ditunjukkan dalam tabel berikut ini :

Tabel 3.6 Faktor Reduksi Beban Hidup Gedung X

Penggunaan Ruang	Koefisien Reduksi Beban Hidup	
	Untuk perencanaan balok induk dan portal	Untuk peninjauan gempa
Kantor	0,6	0,3
Ruang Rapat	0,6	0,3
Ruang Pertemuan	0,6	0,3
Ruang Makan	0,6	0,3
Toilet/ <i>Pantry</i>	0,6	0,3
AHU <i>Room</i>	1,0	0,9
Dapur	0,6	0,3

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

Koefisien reduksi beban hidup untuk elemen vertikal kolom dan dinding geser menggunakan koefisien reduksi sebagai berikut :

Tabel 3.7 Faktor Reduksi Beban Hidup untuk Elemen Vertikal Kolom dan Dinding geser

Jumlah Lantai yang Dipikul	Faktor Reduksi
1	1,0
2	1,0
3	0,9
4	0,8
5	0,7
6	0,6
7	0,5
8 dan lebih	0,4

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

### 3.3.3 Analisis Struktur Akibat Beban Vertikal

Analisis dilakukan secara tiga dimensi (3D) dimana pemodelan struktur bangunan mencakup elemen-elemen *shell (plate bending)* untuk lantai, elemen 3D untuk balok dan kolom. Beban gravitasi pada bangunan ini mencakup :

- Berat Sendiri (*Self Weight*)
- Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*) : *finishing* lantai dan partisi
- Dinding bata
- *Curtain Wall (Superimposed Dead Load)* : dinding penutup luar dan dinding kaca
- Beban hidup yang direduksi

### 3.3.4 Analisis Struktur Akibat Beban Gempa

Berdasarkan evaluasi sebelumnya ditetapkan bahwa struktur bangunan termasuk dalam struktur bangunan beraturan sehingga pengaruh beban gempa nominal rencana dapat dianalisis menggunakan analisis statik ekuivalen. Namun dalam penelitian ini digunakan analisis linear dinamik dengan analisis ragam spektrum respons untuk mendapatkan respons struktur yang lebih tepat.

#### 3.3.4.1 Berat dan Massa Tingkat

Untuk perhitungan beban gempa dengan metode statik ekuivalen dibutuhkan berat dari masing-masing tingkat yang digumpalkan pada level tingkat masing-masing. Hal-hal yang memberikan kontribusi terhadap berat adalah berat sendiri, beban mati tambahan, dan beban hidup yang telah direduksi seperti dijelaskan pada pembahasan sebelumnya.

#### 3.3.4.2 Properti Penampang Struktur

Untuk memperhitungkan respon non-Linear struktur beton bertulang dalam keadaan batas, digunakan penampang *cracked* dalam analisis struktur. Mengacu pada Standar Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002, maka untuk portal beton bertulang terbuka kekakuan direduksi dengan faktor reduksi sebagai berikut :

- Balok  $= 0,35.I_g$
- Kolom  $= 0,70.I_g$

Keterangan :  $I_g$  adalah inersia penampang *gross*

#### 3.3.4.3 Pusat Massa

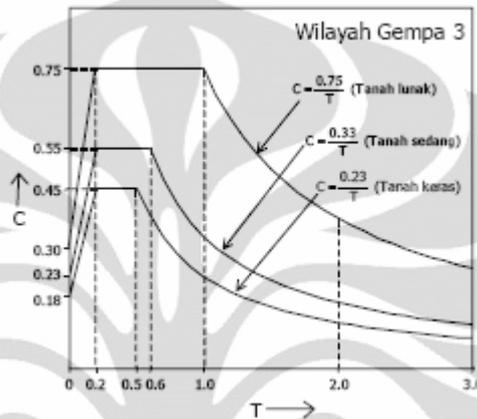
Pusat massa dihitung secara otomatis dalam program komputer berupa titik tangkap resultante beban mati serta beban hidup yang telah direduksi yang bekerja pada tingkat tersebut. Pada analisis struktur pusat massa adalah titik tangkap beban gempa rencana.

#### 3.3.4.4 Pusat Kekakuan

Pusat kekakuan atau lebih tepat disebut pusat rotasi tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat tersebut dimana bila ada beban horizontal bekerja padanya lantai pada tingkat tersebut tidak berotasi melainkan hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai pada tingkat yang berbeda yang tidak mengalami beban horizontal semuanya mengalami rotasi dan translasi.

### 3.3.4.5 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Berdasarkan pembahasan sebelumnya dinyatakan bahwa bangunan Gedung X berada pada Wilayah Gempa 3 sesuai dengan Peta Wilayah Gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002 sehingga dalam analisis menggunakan spektrum gempa rencana seperti ditunjukkan dalam gambar di bawah ini :



Gambar 3.5 Spektrum Gempa Rencana Wilayah 3

Sumber : SNI 03-1726-2002

Untuk bangunan Gedung X yang termasuk tipe gedung beraturan maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen,  $V_1$ , yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan (2.2) yang telah diuraikan pada bab sebelumnya.

Dalam analisis dinamik ragam spektrum respons, nilai akhir respons dinamik struktur terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh beban rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai ragam respons yang pertama, dalam hal ini adalah gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen,  $V_1$ , sesuai dengan persamaan berikut :

$$V \geq 0,8V_1 \quad (3.1)$$

- Faktor Keutamaan, I

Faktor keutamaan I untuk Gedung X berdasarkan SNI 03-1726-2002 untuk berbagai kategori gedung dan bangunan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.8 Faktor Keutamaan I untuk Gedung X

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan, dan perkantoran	1,0	1,0	1,0

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Keterangan :

I<sub>1</sub> = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung

I<sub>2</sub> = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut

Untuk bangunan Gedung X dikategorikan sebagai gedung umum untuk perkantoran sehingga faktor keutamaan  $I = I_1 \times I_2 = 1,0$ . Namun karena Gedung X dibangun sebelum ditetapkannya SNI 03-1726-2002 maka nilai tersebut dikalikan 80% sehingga nilai faktor keutamaan, I, yang digunakan adalah 0,8.

▪ Faktor Reduksi Gempa, R

Struktur bangunan Gedung X berupa sistem rangka pemikul momen yang memikul seluruh beban gravitasi dan beban lateral. Faktor reduksi gempa sebenarnya bergantung pada pendetailan atau daktilitas sistem rangka pemikul momen, namun karena pada saat pembangunan gedung ini belum ada peraturan pendetailan untuk perencanaan tahan gempa, dapat dianggap sebagai sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) maka digunakan faktor reduksi gempa,  $R = 3,5$ . Namun dengan metode perbaikan penambahan elemen baru tidak menutup kemungkinan sistem struktur Gedung X akan berubah sehingga perlu ditinjau pula faktor reduksi gempa R Representatif menurut persamaan :

$$R = \frac{V_x + V_y}{\frac{V_x}{R_x} + \frac{V_y}{R_y}} \quad (3.2)$$

Dimana :

$R_x$  = faktor reduksi gempa arah sumbu X

$R_y$  = faktor reduksi gempa arah sumbu Y

$V_x$  = gaya geser dasar gempa arah sumbu X

$V_y$  = gaya geser dasar gempa arah sumbu Y

Berikut ini adalah nilai faktor reduksi, R, yang akan digunakan dalam perhitungan R Representatif untuk subsistem gedung baru akibat penambahan dinding geser dan bresing baja :

Tabel 3.9 Faktor Reduksi R Subsistem Struktur Gedung Setelah Diperbaiki

Sistem dan Subsistem Struktur Gedung	Uraian Sistem Pemikul Beban Gempa	Faktor Reduksi, R
Subsistem Tunggal	Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	5,5
Sistem Rangka Bangunan	Sistem bresing konsentrik biasa	5,6

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan SNI 03-1729-2002 dan SNI 03-1729-2002

- Periode Getar Alami Fundamental,  $T_1$

Perhitungan periode getar alami fundamental,  $T_1$ , menggunakan analisis getaran bebas 3D dengan bantuan program komputer ETABS v9.6.0.

#### 3.3.4.6 Analisis Ragam Spektrum Respons

Menurut Pasal 7.2.1 SNI 03-1726-2002, untuk perhitungan respons dinamik struktur terhadap pembebanan beban gempa nominal rencana dengan analisis gempa rencana, menggunakan spektrum respons gempa rencana seperti pada Gambar 3.5 yang nilai ordinatnya harus dikalikan dengan faktor koreksi I/R. Dalam penelitian ini penjumlahan respons ragam menggunakan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) karena Gedung X memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan.

### 3.3.5 Pengecekan Kekuatan Elemen-Elemen Struktur

#### 3.3.5.1 Kombinasi Pembebanan yang Digunakan

- Kasus Pembebanan Statik

Dikelompokkan menjadi empat (4) kasus pembebanan :

Tabel 3.10 Kasus Pembebanan Statik

<b>Kasus Pembebanan</b>	<b>Tipe Pembebanan</b>	<b>Notasi</b>
DEAD	Beban Mati	DL
SDEAD	Beban Mati Tambahan	DL
CLADDING	Beban Mati Tambahan	DL
LIVE	Beban Hidup Tereduksi	LL

Sumber : SKBI-1.3.53.1987

- Kasus Pembebanan Dinamik

Tabel 3.11 Kasus Pembebanan Dinamik

<b>Kasus Pembebanan</b>	<b>Tipe Pembebanan</b>	<b>Notasi</b>
SPEC1	Beban Gempa Dinamik	EQX
SPEC2	Beban Gempa Dinamik	EQY

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Kombinasi Pembebanan

Perancangan penulangan struktur beton bertulang menggunakan bantuan program komputer ETABS v9.6.0 dimana dalam analisis dinamik dengan program komputer, beban gempa otomatis diperhitungkan bekerja bolak-balik sehingga kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	DL	LL	EQX	EQY
1	1,4	0,0	0,0	0,0
2	1,2	1,6	0,0	0,0
3	1,2	1,0	1,0	1,0x0,3
4	1,2	1,0	1,0x0,3	1,0
5	0,9	0,0	1,0	1,0x0,3
6	0,9	0,0	1,0x0,3	1,0

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan SKBI-1.3.53.1987

### 3.3.5.2 Koefisien Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan,  $\phi$ , diterapkan pada kekuatan nominal untuk mendapatkan kekuatan rencana yang dimiliki oleh sebuah elemen beton bertulang.

Faktor  $\phi$  untuk lentur, aksial, geser, dan torsi adalah sebagai berikut :

- Untuk Evaluasi Struktur Eksisting
  - a.  $\phi = 0,9$  untuk lentur
  - b.  $\phi = 0,9$  untuk tarik
  - c.  $\phi = 0,8$  untuk aksial tarik dan lentur
  - d.  $\phi = 0,85$  untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat
  - e.  $\phi = 0,8$  untuk aksial, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan sengkang biasa
  - f.  $\phi = 0,8$  untuk geser dan torsi
  - g.  $\phi = 0,65$  untuk peninjauan gempa
  - h.  $\phi = 0,75$  untuk geser pada joint
- Untuk Perancangan
  - a.  $\phi = 0,8$  untuk lentur
  - b.  $\phi = 0,8$  untuk tarik
  - c.  $\phi = 0,8$  untuk aksial tarik dan lentur
  - d.  $\phi = 0,7$  untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat

- e.  $\phi = 0,65$  untuk aksial, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan sengkang biasa
- f.  $\phi = 0,75$  untuk geser dan torsi
- g.  $\phi = 0,55$  untuk peninjauan gempa
- h.  $\phi = 0,8$  untuk geser pada *joint*

### 3.3.5.3 Kriteria Desain

Kriteria desain untuk bangunan Gedung X yang memiliki sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) adalah sebagai berikut :

Tabel 3.13 Kriteria Desain SRPMB

Tipe Pengecekan	Sistem Rangka Pemikul Momen
	Biasa
Desain lentur balok	Kombinasi NLD = 18 $\rho \geq \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y}; \rho \geq \frac{1,4}{f_y}$
Momen balok minimum	Tidak ada syarat
Desain balok geser	Kombinasi NLD = 18
Column Check (interactio)	Kombinasi NLD = 18
Column Check (syarat)	Kombinasi NLD = 18 $1\% < \rho < 8\%$
Column Shear	Kombinasi NLD = 18
Design Joint	Tidak ada syarat
Beam/Column Capacity Ratio	Tidak ada syarat

Sumber : SNI 03-2847-2002

## 3.4 Metode-Metode Perbaikan untuk Gedung X

Berdasarkan FEMA 310, Gedung X merupakan bangunan dengan Tipe *Concrete Moment Frame* (C1). Metode rehabilitasi yang akan direncanakan disesuaikan dengan karakteristik defisiensi seismik yang dimiliki oleh Gedung X. Karakteristik defisiensi seismik pada bangunan Gedung X adalah sebagai berikut :

- Kekuatan Global

Walaupun kurangnya daktilitas adalah defisiensi terbesar untuk bangunan dengan tipe C1, rendahnya kekuatan dapat mengakibatkan rendahnya kinerja bangunan. Tidak mudah menambahkan kekuatan yang berarti pada batas antar rangka eksisting dan umumnya penambahan elemen baru pada bangunan seperti *bracing* atau dinding geser.

- Kekakuan Global

Sama seperti karakteristik Kekuatan Global.

- Konfigurasi Bangunan

Persoalan konfigurasi yang paling umum untuk tipe bangunan C1 adalah persoalan *soft-story* atau tingkat-lunak yang diakibatkan oleh perbedaan ketinggian lantai tiap tingkat. Apabila gedung tidak dapat ditambahkan dinding baru atau rangka sebagai bagian dari *retrofit* global, defisiensi yang ada dapat diminimalisir atau dihilangkan dengan peningkatan kekuatan lokal dari kolom-kolom.

- Load Path

Tidak ada persoalan mengenai *Load Path* untuk bangunan dengan tipe C1.

- Pendetailan Komponen

Defisiensi utama untuk bangunan tipe C1 adalah berkaitan dengan pendetailan komponen yang tidak mencukupi, dalam hal ini komponen struktur rangka. Persyaratan yang ada sekarang untuk 'rangka daktil' meliputi teknik-teknik perancangan kapasitas untuk menahan kelelahan lentur pada balok (*girder*) dan kolom., begitu juga, bagian terbanyak, batas kelelahan untuk sistem lantai. Untuk bangunan pada wilayah zona gempa yang rendah, peningkatan kekuatan lokal dan penyalubungan (*confinement*) elemen-elemen rangka/portal dapat diterapkan.

Defisiensi seismik dan teknik perbaikan yang potensial untuk bangunan Gedung X terangkum dalam tabel di bawah ini :

Tabel 3.14 Defisiensi Seismik dan Teknik Perbaikan yang Potensial untuk Gedung X

Defisiensi		Teknik Perbaikan				
Kategori	Bentuk	Penambahan Elemen Baru	Peningkatan Elemen Eksisting	Menambah Sambungan Antar Elemen	Pengurangan <i>Demand</i>	Penghilangan Komponen yang Dipilih
Kekuatan Global	Ketidakcukupan jumlah rangka atau rangka lemah	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dinding geser beton atau bata</li> <li>- <i>Bracing</i> baja</li> <li>- Rangka beton atau baja pemikul momen</li> <li>- Rangka baja pemikul momen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peningkatan ukuran balok atau kolom</li> <li>- Pelapisan serat komposit pada kolom</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pengurangan jumlah lantai</li> <li>- Isolasi seismik</li> <li>- <i>Damping</i> atau peredam tambahan</li> </ul>	
Kekakuan Global	Ketidakcukupan jumlah rangka atau rangka dengan kekakuan yang tidak memadai	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dinding geser beton atau bata</li> <li>- <i>Bracing</i> baja</li> <li>- Rangka beton atau baja pemikul momen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peningkatan ukuran balok atau kolom</li> <li>- Penyelubungan kolom dengan beton atau baja</li> <li>- Pendetailan seluruh elemen untuk memenuhi geser</li> </ul>		<i>Damping</i> atau peredam tambahan	Penghilangan komponen yang menghasilkan kolom pendek
Konfigurasi	<i>Soft story</i> atau tingkat lunak	Penambahan kekuatan atau kekakuan pada tingkat untuk mengimbangi lantai				
	Sudut <i>re-entrant</i>	Menambahkan area lantai untuk mengurangi dampak sudut		Menyediakan penghubung pada diafragma		
	Susunan torsional	Penambahan dinding penyeimbang, rangka <i>bracing</i> , atau rangka pemikul momen				

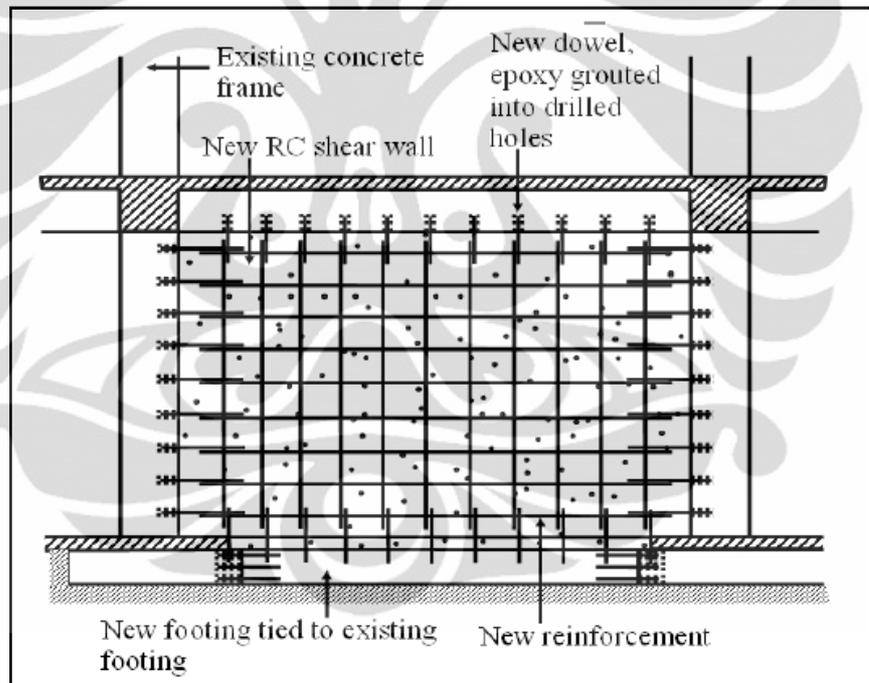
	Keruntuhan <i>incidental walls</i> atau menghasilkan torsi	Penambahan dinding penyeimbang, rangka <i>bracing</i> , atau rangka pemikul momen	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Melepas <i>incidental walls</i></li> <li>- Mengganti <i>incidental walls</i> dengan dinding dengan elemen lateral</li> </ul>			Penghilangan <i>incidental walls</i>
Pendetailan Komponen	Kurangnya pendetailan daktil (umum)		Pemilihan peningkatan pada <i>joint</i>		Isolasi seismik	
	Kurangnya pendetailan daktil (kolom-kuat dengan balok-lemah)		Penyelubungan kolom			
	Kurangnya pendetailan daktil (kekuatan geser pada kolom atau balok tidak memadai)		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pelapisan serat komposit</li> <li>- Penyelubungan dengan beton atau baja</li> </ul>			
	Kurangnya pendetailan daktil (kolom-kuat dengan balok-lemah)		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pelapisan serat komposit</li> <li>- Penyelubungan dengan beton atau baja</li> </ul>			

Sumber : FEMA 547, 2006

Tabel di atas menunjukkan beberapa alternatif teknik perbaikan untuk Gedung X, namun dalam penelitian ini metode perbaikan yang digunakan adalah dengan penambahan elemen baru, berupa penambahan dinding geser dan bresing baja.

### 3.4.1 Penambahan Elemen Dinding Geser

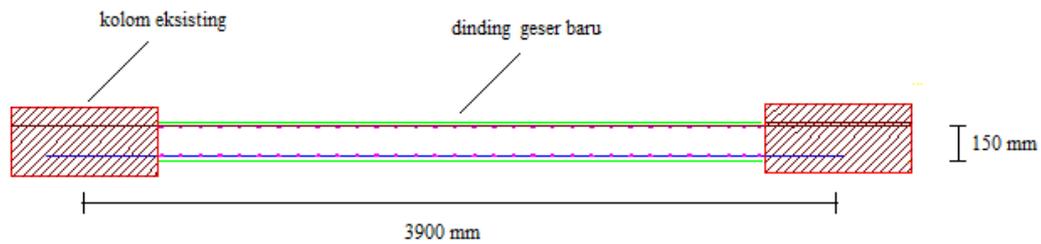
Elemen dinding geser yang digunakan sebagai teknik perbaikan berupa dinding pengisi beton bertulang cor di tempat dengan spesifikasi tebal dinding,  $t = 150$  mm. Penempatan lokasi dinding disesuaikan pada elemen-elemen yang mengalami defisiensi. Berikut ini adalah ilustrasi teknik penambahan dinding geser pada rangka bangunan eksisting :



Gambar 3.6 Teknik Penambahan Dinding Geser pada Rangka Eksisting

Sumber : *Guidelines of Seismic Evaluation and Strengthening of Existing Buildings*, 2005

Sedangkan untuk potongan penampang dinding geser yang akan digunakan sebagai teknik perbaikan ditunjukkan pada gambar berikut :

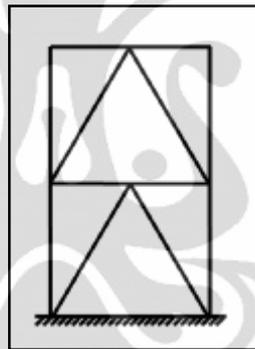


Gambar 3.7 Potongan Penampang Dinding Geser Tambahan

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 3.4.2 Penambahan Elemen Bresing Baja Konsentrik Biasa

Elemen bresing yang digunakan adalah berupa bresing baja konsentrik biasa dengan konfigurasi *Chevron* atau V Terbalik dengan ilustrasi seperti pada gambar berikut :



Gambar 3.8 Bresing Baja Konsentrik Biasa dengan Konfigurasi *Chevron*

Sumber : *Guidelines of Seismic Evaluation and Strengthening of Existing Buildings*, 2005

Profil penampang baja yang digunakan adalah profil *Hollow Structural Section* (HSS) dengan dimensi  $20 \times 20 \text{ cm}^2$  dan tebal 12 mm. Sedangkan mutu baja yang digunakan adalah BJ 41 ( $F_y = 250 \text{ Mpa}$  dan  $F_u = 410 \text{ Mpa}$ ). Penampang HSS merupakan bentuk penampang yang efisien sebagai batang tekan karena memiliki jari-jari girasi yang sama,  $r_x = r_y$ , dan kekuatan yang sama untuk kedua sumbu utama (Segui, 2007).

### 3.5 Pengecekan Daya Dukung Pondasi

Pengecekan daya dukung pondasi untuk kondisi Gedung X setelah diperbaiki dengan penambahan dinding geser dan bresing baja menggunakan Teori Meyerhoff dengan memperhitungkan kombinasi akibat beban gravitasi dan beban gempa rencana sesuai dengan persamaan (2.17).



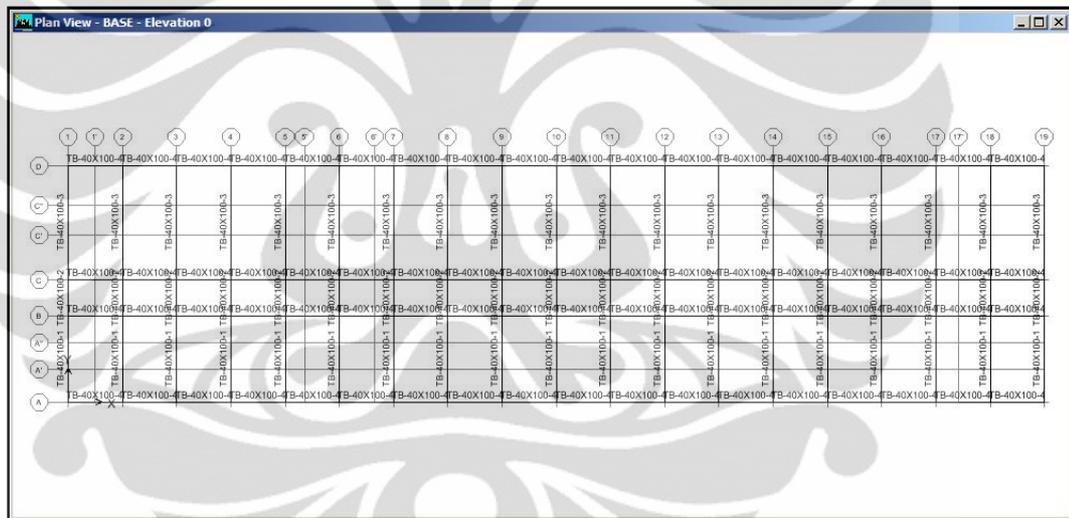
## BAB 4

### EVALUASI DAN ANALISIS PERBAIKAN STRUKTUR GEDUNG X

#### 4.1 Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X

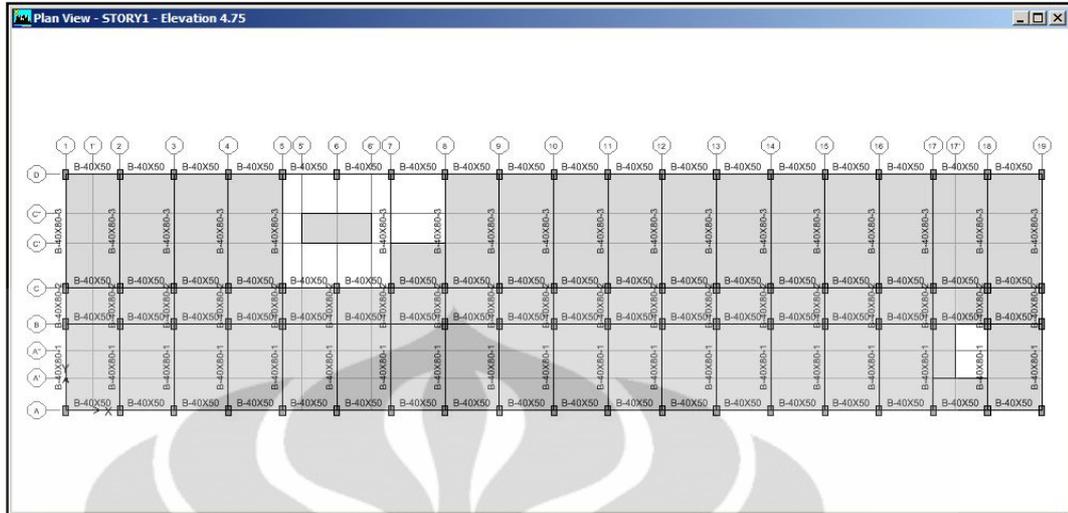
##### 4.1.1 Pemodelan Struktur Gedung X

Pemodelan struktur Gedung X menggunakan program komputer ETABS v9.6.0. Data-data yang dibutuhkan dalam memodelkan Gedung X seperti deskripsi umum, deskripsi sistem struktur, spesifikasi material, termasuk data kekuatan material hasil pengujian laboratorium, telah diuraikan dalam bab sebelumnya. Berikut ini adalah hasil pemodelan struktur Gedung X dengan ETABS v9.6.0 ;



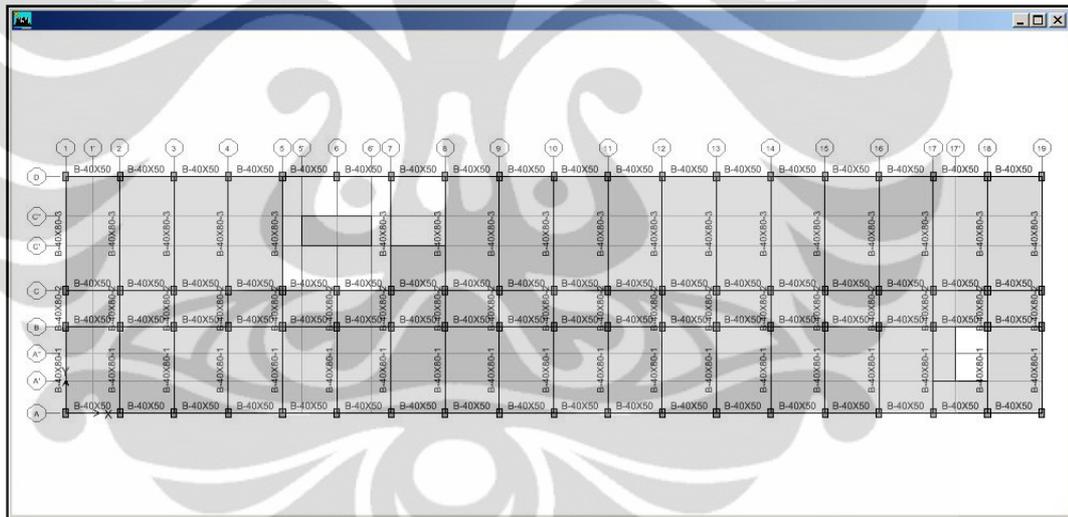
Gambar 4.1 Pemodelan Denah Struktur Lantai Dasar

Sumber : Hasil Olahan Penulis



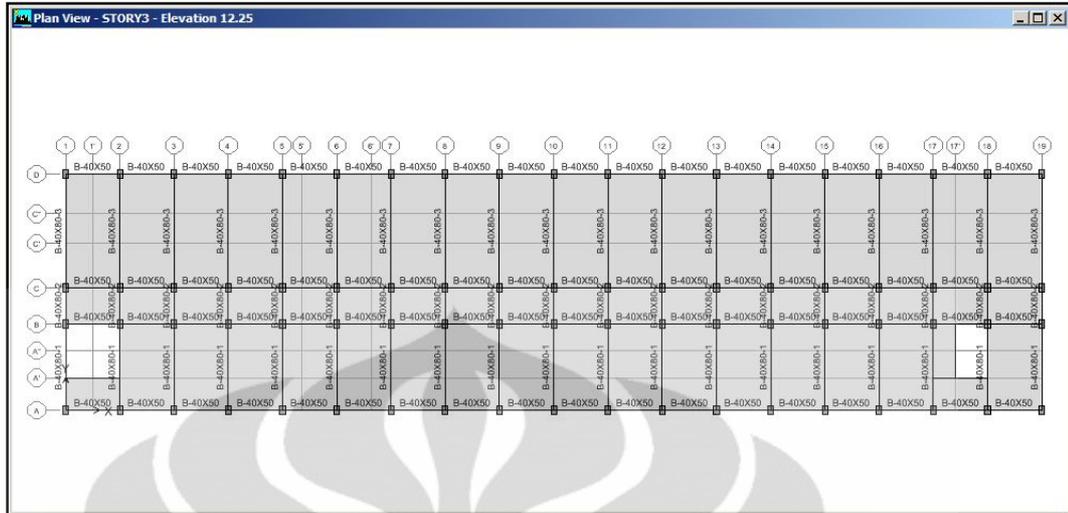
Gambar 4.2 Pemodelan Denah Struktur Lantai 1

Sumber : Hasil Olahan Penulis



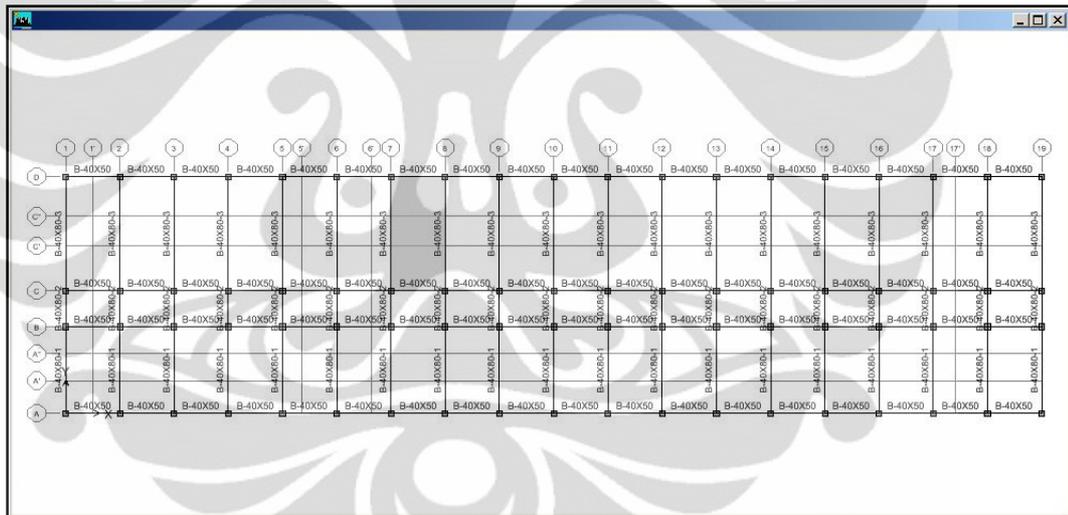
Gambar 4.3 Pemodelan Denah Struktur Lantai 2

Sumber : Hasil Olahan Penulis



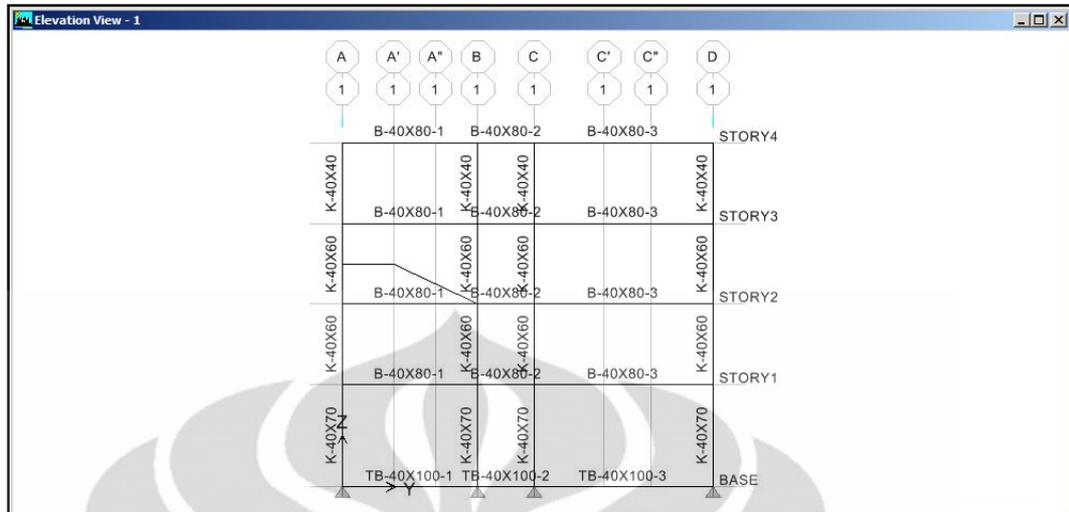
Gambar 4.4 Pemodelan Denah Struktur Lantai 3

Sumber : Hasil Olahan Penulis



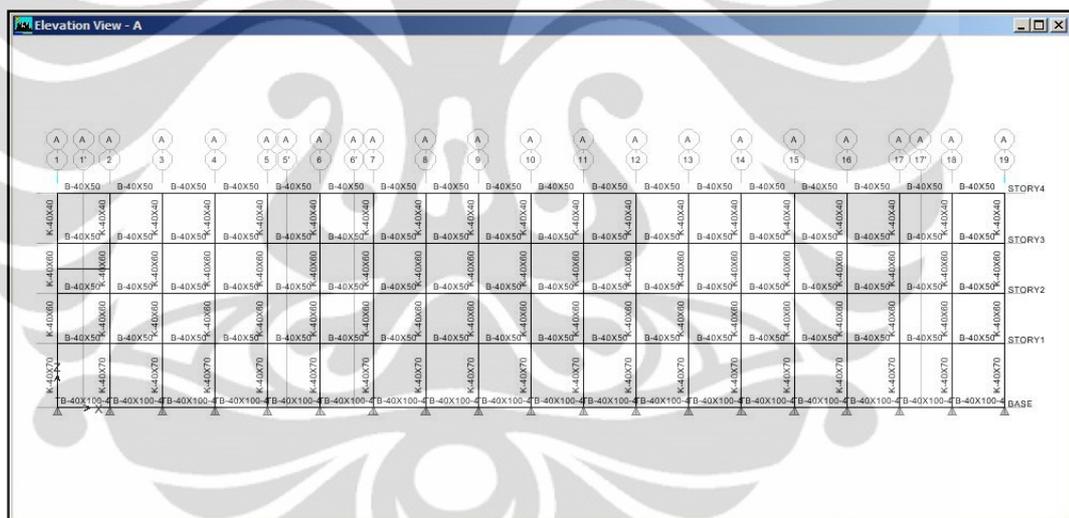
Gambar 4.5 Pemodelan Denah Struktur Lantai 4 (Atap)

Sumber : Hasil Olahan Penulis



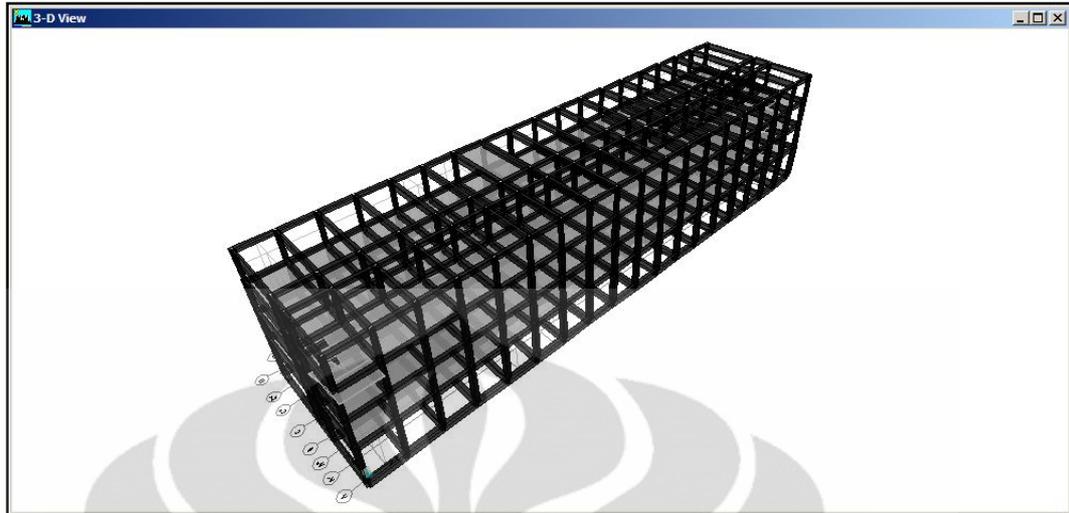
Gambar 4.6 Pemodelan Struktur Tampak Grid 1

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.7 Pemodelan Struktur Tampak Grid A

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.8 Pemodelan Struktur Tampak 3D

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.1.2 Pemodelan Pembebanan Struktur

Tipe-tipe dan besaran beban-beban yang bekerja pada Gedung X telah diuraikan pada bab sebelumnya. Dalam bab ini hanya ditampilkan pemodelan pembebanan yang bekerja pada Gedung X. Berikut adalah pemodelan pembebanan Gedung X berdasarkan program komputer ETABS v9.6.0 :

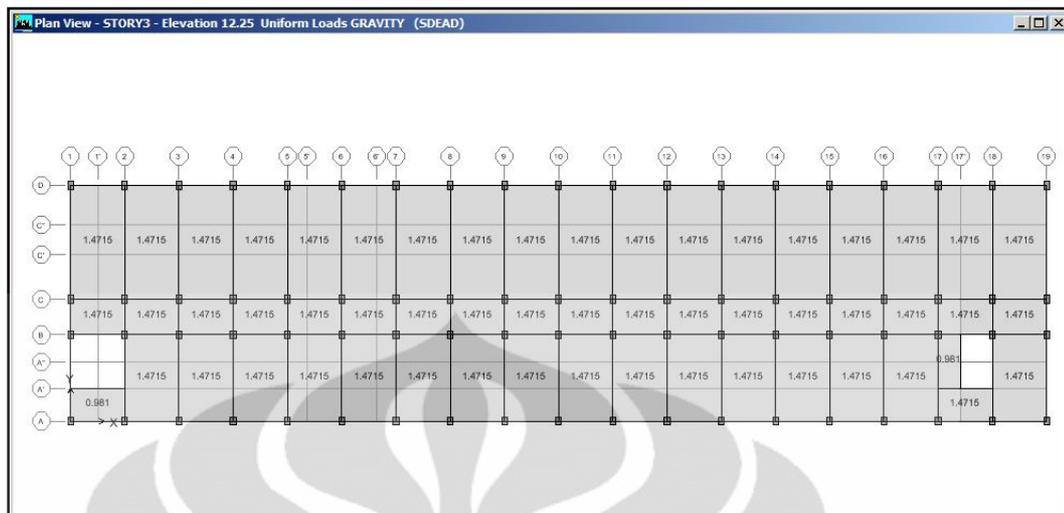
- Beban Mati Akibat Berat Sendiri Struktur (*Dead Load*)

Beban mati akibat beban sendiri struktur tidak dimodelkan karena program komputer ETABS v9.6.0 akan secara otomatis memperhitungkan beban mati sendiri struktur sesuai dengan komponen-komponen struktur yang telah dimodelkan dalam analisisnya.

- Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

- a. Beban Mati Tambahan Pada Lantai

Beban mati tambahan berupa beban area yang diberikan pada pelat lantai yang telah dimodelkan sebelumnya.

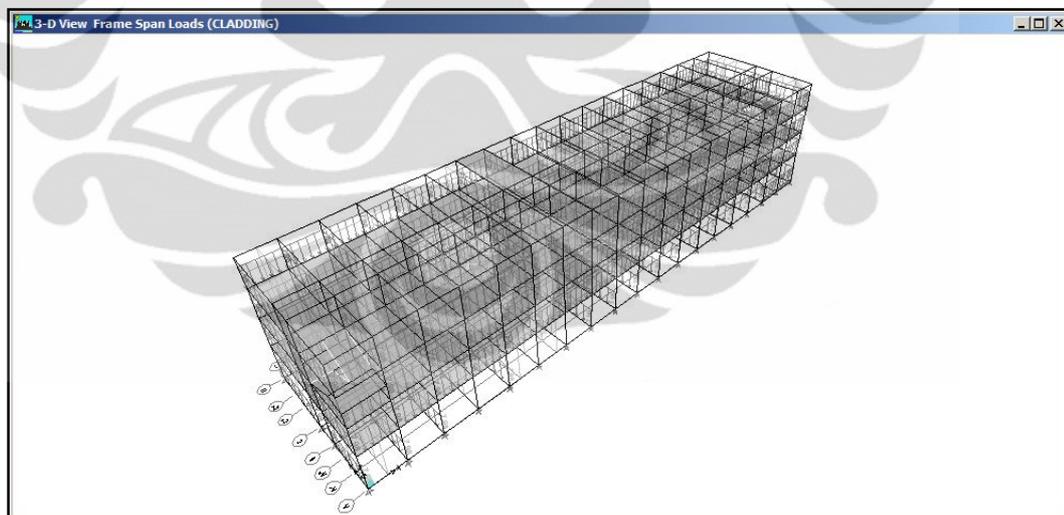


Gambar 4.9 Pemodelan Beban Mati Tambahan Pada Lantai 3

Sumber : Hasil Olahan Penulis

b. Beban Mati Tambahan Akibat Dinding

Beban mati tambahan berupa beban terbagi merata pada balok yang menumpu dinding.



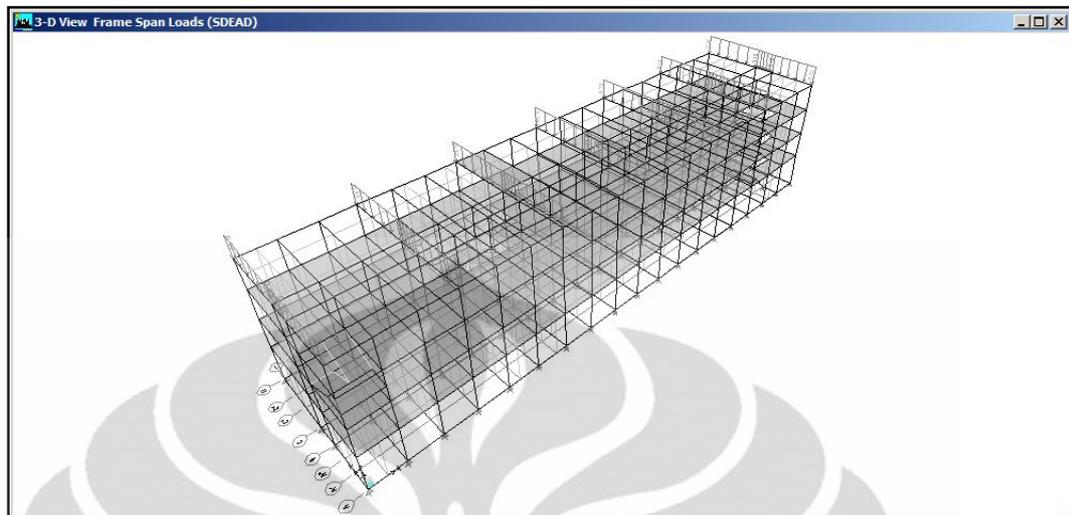
Gambar 4.10 Pemodelan Beban Mati Tambahan Akibat Dinding

Sumber : Hasil Olahan Penulis

c. Beban Mati Tambahan Akibat Atap

Beban mati tambahan berupa beban terbagi merata pada balok atap yang menumpu rangka atap baja.

Universitas Indonesia

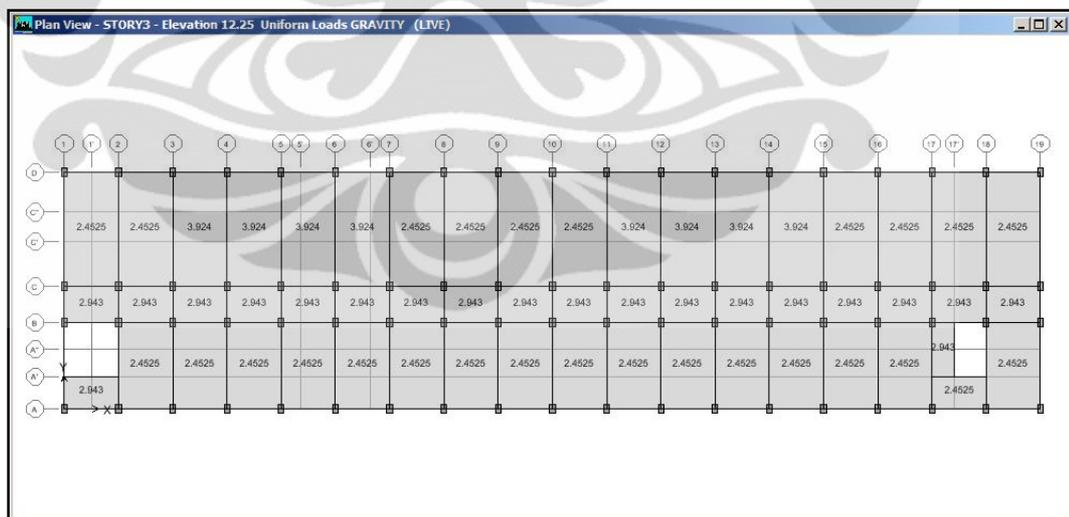


Gambar 4.11 Pemodelan Beban Mati Tambahan Akibat Atap

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup berupa beban area yang diberikan pada pelat lantai yang telah dimodelkan sebelumnya.



Gambar 4.12 Pemodelan Beban Hidup Pada Lantai 3

Sumber : Hasil Olahan Penulis

### 4.1.3 Analisis Struktur

#### 4.1.3.1 Analisis Statik Ekuivalen

Berdasarkan Pasal 6.1.2 SNI 03-1726-2002, beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan (2.2) dengan nilai waktu getar alami fundamental,  $T_1$ , didapat dari hasil analisis getaran bebas 3D dengan program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.1 Waktu Getar Alami Fundamental Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.789703</b>	<b>92.986</b>	0.0001	92.986	0.0001	0.0125
2	<b>0.575012</b>	0.0005	<b>64.8288</b>	92.9866	64.829	26.843
3	0.515846	0.0034	26.576	92.9899	91.4049	91.4158
4	0.256475	5.8983	0	98.8882	91.4049	91.4215
5	0.191436	0.0001	4.9685	98.8883	96.3735	92.5948
6	0.181339	0.0007	1.3268	98.889	97.7002	97.6254
7	0.155574	0.4574	0.0488	99.3464	97.7491	97.6274
8	0.154578	0.3422	0.0536	99.6886	97.8026	97.6533
9	0.147123	0.0048	0.0006	99.6935	97.8032	97.6821
10	0.143101	0.0136	0.015	99.7071	97.8182	97.6923
11	0.132885	0.0038	0.1645	99.7108	97.9827	97.6923
12	0.129802	0.0028	1.0481	99.7136	99.0308	97.8375

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$T_{1x} = 0,789703 \text{ detik}$$

$$T_{1y} = 0,575012 \text{ detik}$$

Massa total gedung,  $W_t$ , didapatkan dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.2 Massa Total Gedung Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Story	Arah X	Arah Y
STORY4	420.7842	420.7842
STORY3	1563.163	1563.163
STORY2	1569.086	1569.086
STORY1	1585.37	1585.37
BASE	1013.671	1013.671
Totals	6152.075	6152.075

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$W_{tx} = W_{total} - W_{base} = 6152,075 - 1013,671 = 5138,403 \text{ ton}$$

$$W_{ty} = W_{total} - W_{base} = 6152,075 - 1013,671 = 5138,403 \text{ ton}$$

Mengacu pada persamaan (2.2) maka dapat dihitung besarnya gaya geser dasar statik ekuivalen untuk kedua arah sumbu utama :

- Arah X

$$C_{1x} = 0,75g \text{ (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan } T_{1x} = 0,789703 \text{ detik dan } g = 9,81 \text{ m/s}^2)$$

$$I_x = 0,8$$

$$R = 3,5$$

$$W_{tx} = 5138,403 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1x} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{3,5} \cdot 5138,403 = 8641,326 kN$$

- Arah Y

$$C_{1y} = 0,75g \text{ (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan } T_{1y} = 0,575012 \text{ detik dan } g = 9,81 \text{ m/s}^2)$$

$$I_y = 0,8$$

$$R = 3,5$$

$$W_{ty} = 5138,403 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1y} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{3,5} \cdot 5138,403 = 8641,326 kN$$

#### 4.1.3.2 Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

Berdasarkan Pasal 7.2.1 SNI 03-1726-2002, untuk eksitasi gempa (percepatan tanah) yang bekerja pada kedua arah sumbu utama bangunan diperoleh dari fungsi ragam spektrum respons untuk wilayah gempa 3 dengan tipe tanah lunak yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi :

$$I/R \cdot g$$

dengan :

$$I = 0,8$$

$$R = 3,5$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

sehingga nilai faktor koreksi yang digunakan adalah 2,2423.

Eksitasi gempa yang bekerja pada kedua arah sumbu utama bangunan berhubungan dengan eksentrisitas rencana yang dihitung sesuai dengan SNI 03-1726-2002 seperti yang telah diuraikan pada bab sebelumnya. Perhitungan eksentrisitas rencana untuk Gedung X adalah sebagai berikut :

- Eksentrisitas teoritis (e)

Eksentrisitas teoritis didapatkan dengan menghitung selisih antara pusat kekakuan dan pusat massa lantai tingkat, dimana koordinat pusat kekakuan dan pusat massa didapatkan dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0.

Tabel 4.3 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY4	25.344	12.774	25.878	11.475	0.534	-1.299
STORY3	35.218	8.593	37.334	8.442	2.116	-0.151
STORY2	35.444	8.347	37.54	8.672	2.096	0.325
STORY1	35.624	8.259	37.533	8.734	1.909	0.475

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$e_x$  = eksentrisitas teoritis arah X (XCR – XCCM)

$e_y$  = eksentrisitas teoritis arah Y (YCR – YCCM)

- Eksentrisitas rencana ( $e_d$ )

Penentuan besarnya eksentrisitas rencana Gedung X ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.4 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X

Story	$ed_{x1}$	$ed_{x2}$	$ed_{y1}$	$ed_{y2}$
STORY4	4.311	-2.976	-1.0935	-2.154
STORY3	6.684	-1.394	0.6285	-1.006
STORY2	6.654	-1.414	1.3425	-0.53
STORY1	6.3735	-1.601	1.5675	-0.38

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Karena nilai  $0 \leq e_x \leq 0,3b_x$  dan  $0 \leq e_y \leq 0,3b_y$  maka digunakan persamaan (2.13) dan (2.14).  
dimana :

$e_{dx1}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 1

$e_{dx2}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 2

$e_{dy1}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 1

$e_{dy2}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 2

$b_x$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah Y = 70,2 m

$b_y$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah X = 17,1 m

Dalam analisis dinamik dengan metode analisis ragam spektrum respons, jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Metode penjumlahan respons ragam yang digunakan untuk analisis Gedung X menggunakan Metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC) karena terdapat selisih nilai antara beberapa waktu getar alami Gedung X yang kurang dari 15%.

Setelah proses analisis pada program komputer ETABS v9.6.0 dijalankan maka diperoleh nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons seluruh ragam getar yang ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.5 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Arah X

<b>Spec</b>	<b>Mode</b>	<b>Dir</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
SPEC1	1	U1	8035.28	9.36
SPEC1	2	U1	0.05	16.02
SPEC1	3	U1	0.29	-25.8
SPEC1	4	U1	509.69	0.78
SPEC1	5	U1	0.01	-1.96
SPEC1	6	U1	0.06	2.48
SPEC1	7	U1	34.26	-11.19
SPEC1	8	U1	25.54	10.11
SPEC1	9	U1	0.35	0.12
SPEC1	10	U1	0.97	-1.02
SPEC1	11	U1	0.26	1.71
SPEC1	12	U1	0.19	-3.7
<b>SPEC1</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>8055.05</b>	<b>25.39</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.6 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Arah Y

<b>Spec</b>	<b>Mode</b>	<b>Dir</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
SPEC2	1	U2	9.36	0.01
SPEC2	2	U2	16.02	5602.11
SPEC2	3	U2	-25.8	2296.53
SPEC2	4	U2	0.78	0
SPEC2	5	U2	-1.96	418.32
SPEC2	6	U2	2.48	108.23
SPEC2	7	U2	-11.19	3.66
SPEC2	8	U2	10.11	4
SPEC2	9	U2	0.12	0.04
SPEC2	10	U2	-1.02	1.07
SPEC2	11	U2	1.71	11.35
SPEC2	12	U2	-3.7	71.5
<b>SPEC2</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>25.39</b>	<b>6983.91</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Sehingga nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons untuk kedua arah sumbu utama bangunan Gedung X adalah :

$$V_x = 8055,05 \text{ kN}$$

$$V_y = 6983,91 \text{ kN}$$

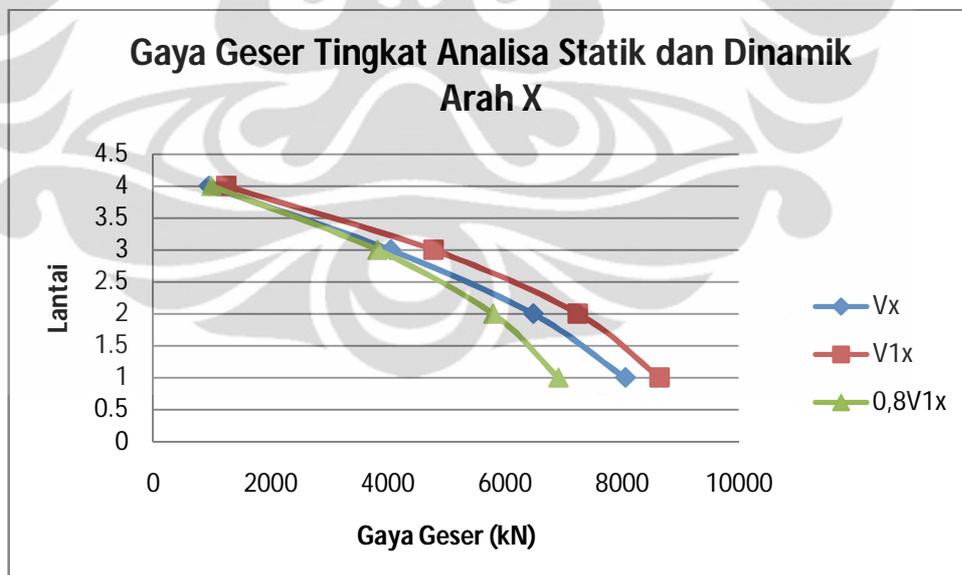
#### 4.1.3.3 Perbandingan Hasil Analisa Statik Ekuivalen dengan Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

Setelah didapatkan nilai gaya geser dasar berdasarkan analisa statik ekuivalen dan analisa dinamik ragam spektrum respons selanjutnya adalah membandingkan apakah nilai gaya geser dinamik ragam spektrum respons lebih besar dari 80% nilai gaya geser dasar statik ekuivalen.

$$0,8V_{1x} = 0,8.8641,326 = 6913,061kN$$

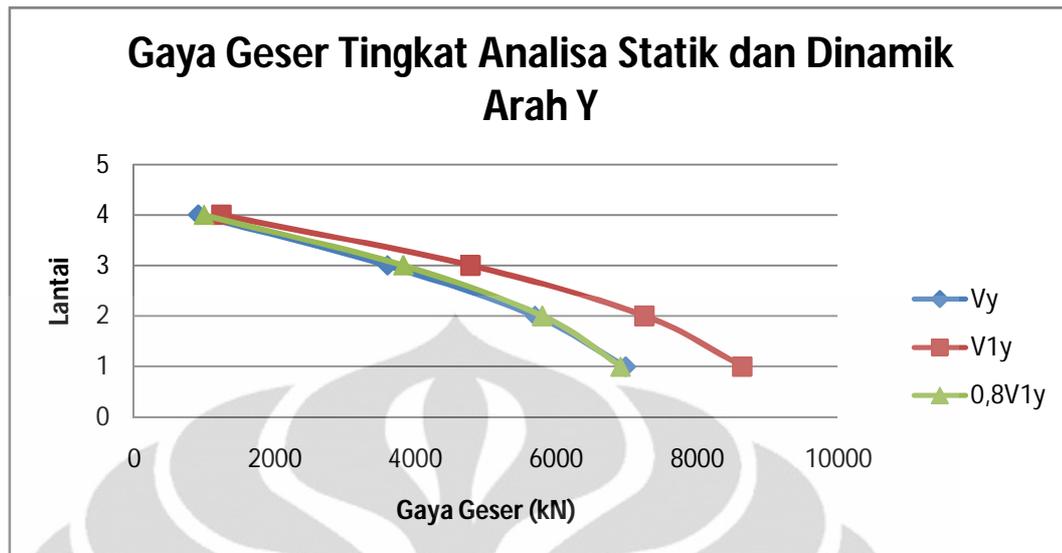
$$0,8V_{1y} = 0,8.8641,326 = 6913,061kN$$

Nilai gaya geser analisis dinamik ragam spektrum respons untuk kedua arah utama sumbu bangunan,  $V_x$  dan  $V_y > 0,8V_{1x}$  dan  $V_{1y}$ , sehingga tidak dibutuhkan suatu faktor skala. Berdasarkan hasil perbandingan di atas maka nilai gaya geser dasar analisis dinamik ragam spektrum respons dapat digunakan sebagai gaya geser dasar nominal Gedung X akibat gempa rencana. Grafik berikut menggambarkan perbandingan antara gaya geser tingkat hasil analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik ragam spektrum respons :



Gambar 4.13 Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.14 Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.1.4 Pemeriksaan Kekakuan Struktur Eksisting

Perhitungan untuk batas layan dan batas ultimate adalah sebagai berikut :

- Batas Layan (untuk tiap lantai)

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{R} h \leq 30mm$$

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{3,5} \cdot 3750 = 32,14mm$$

Sehingga drift batas layan yang digunakan adalah sebesar 30 mm.

- Batas Ultimate

$$drift_{ultimate} = 0,02h$$

- a. Lantai 1

$$drift_{ultimate} = 0,02 \cdot 4,75 = 0,095m$$

- b. Lantai 2-4

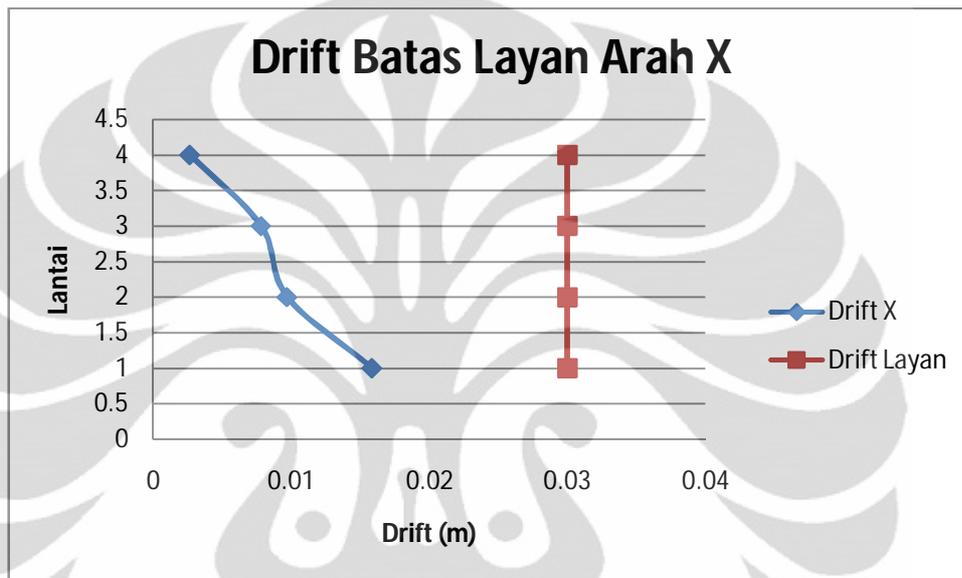
$$drift_{ultimate} = 0,02 \cdot 3,75 = 0,075m$$

Perbandingan drift lantai tingkat Gedung X dengan drift batas layan dan batas ultimate untuk kedua arah utama sumbu bangunan ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.7 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X Arah X

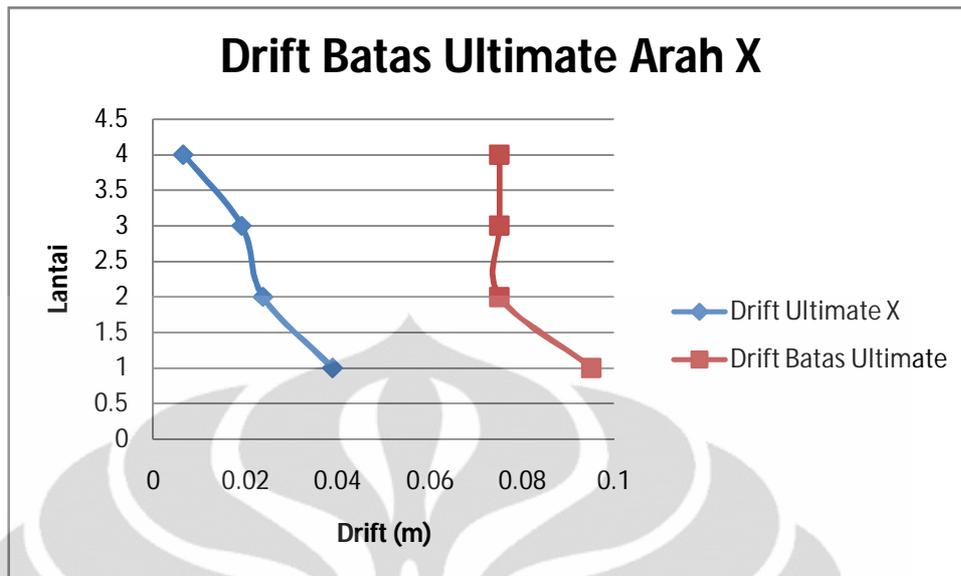
Story	DriftX	Drift X Ultimit
4	0.002655	0.00650475
3	0.007804	0.019119188
2	0.00969	0.0237405
1	0.015832	0.038787788

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.15 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis



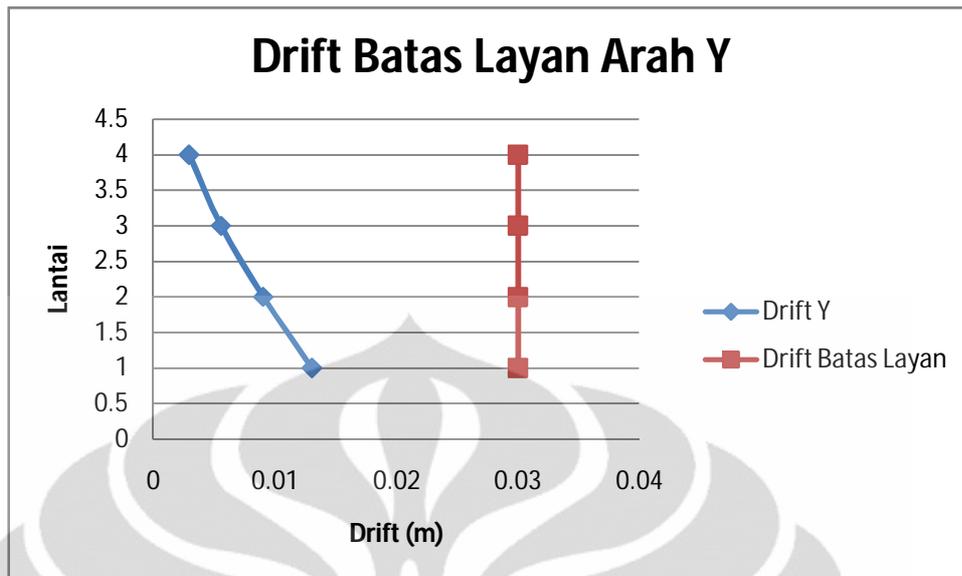
Gambar 4.16 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.8 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X Arah Y

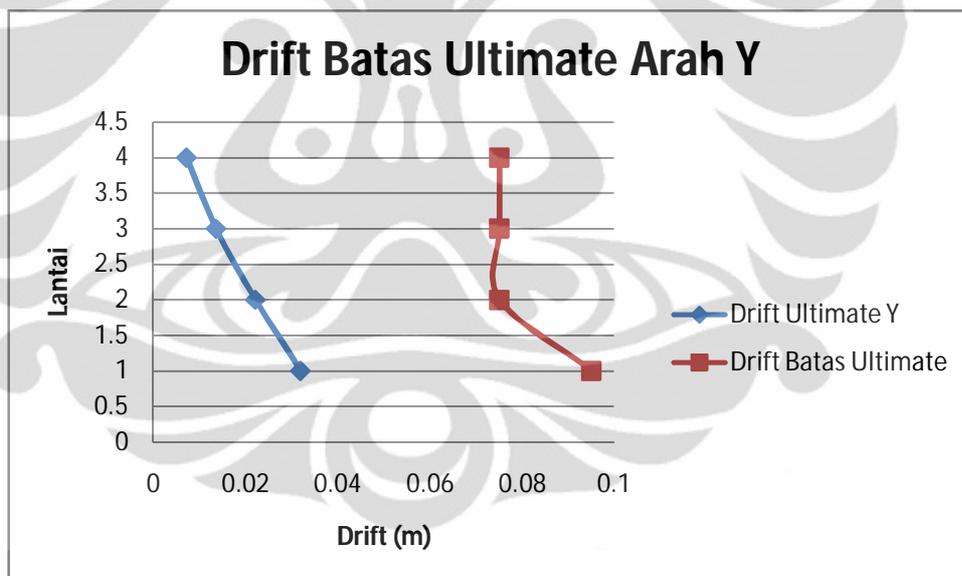
Story	Drift Y	Drift Y Ultimit
STORY4	0.0029475	0.007221375
STORY3	0.00556125	0.013625063
STORY2	0.0090375	0.022141875
STORY1	0.0130245	0.031910025

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.17 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.18 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Setelah drift lantai tingkat Gedung X dibandingkan dengan drift batas layan dan batas ultimate untuk kedua arah sumbu utama bangunan ternyata drift untuk tiap lantai akibat pengaruh gempa rencana memenuhi persyaratan kinerja batas layan dan batas ultimate sesuai SNI 03-1726-2002 sehingga dari hasil

pemeriksaan kekakuan struktur dapat disimpulkan bahwa Gedung X tidak mengalami defisiensi dalam segi kekakuan struktur.

#### 4.1.5 Pemeriksaan Kekuatan Struktur Eksisting

##### 4.1.5.1 Pemeriksaan *Strength Ratio* Kolom Eksisting

Untuk pemeriksaan kekuatan struktur kolom eksisting Gedung X dilakukan pemeriksaan *Strength Ratio* kolom yang diperoleh dari hasil analisis P-M-M Ratio Kolom program komputer ETABS v9.6.0. Kolom yang mengalami defisiensi dalam segi kekuatan dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal akan memiliki nilai P-M-M Ratio atau nilai interaksi antara beban aksial dan beban lentur  $\geq 1$ . Berikut ini adalah kolom-kolom dengan P-M-M Ratio yang nilainya mendekati dan lebih satu (1) dan diperkirakan mengalami defisiensi dalam segi kekuatan berdasarkan hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 :

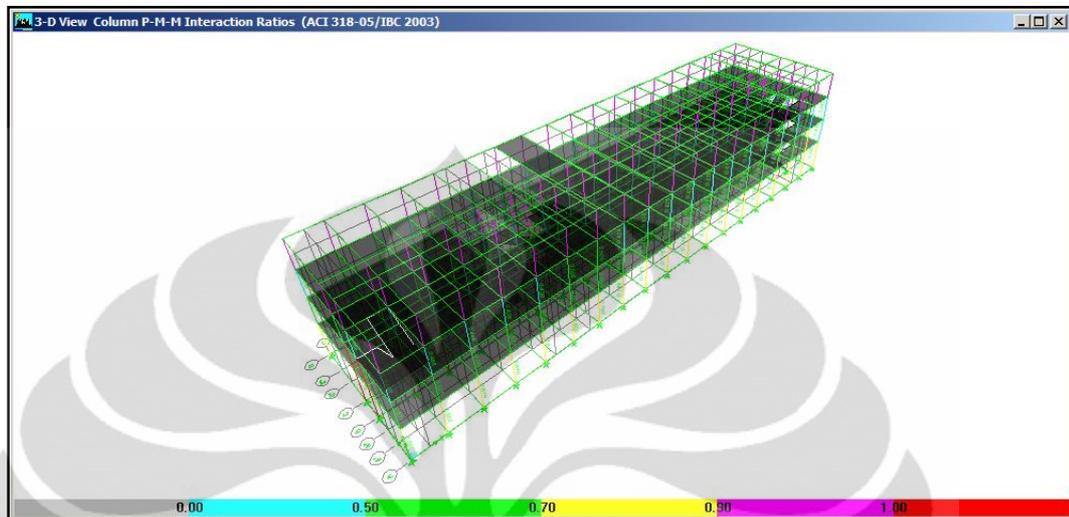
Tabel 4.9 Kolom-Kolom yang Mengalami Defisiensi Kekuatan

Story	As	P-M-M Ratio
2	B-1	0.953
	B-6	1.292
	B-7	1.252
	C-1	0.972
	C-7	1.157
1	B-1	1.227
	B-2	1.115
	B-3	1.024
	B-17	1.056
	C-1	1.216
	C-2	1.076
	C-3	0.997
	C-5	1.053
C-7	1.136	

Sumber : Hasil Olahan Penulis

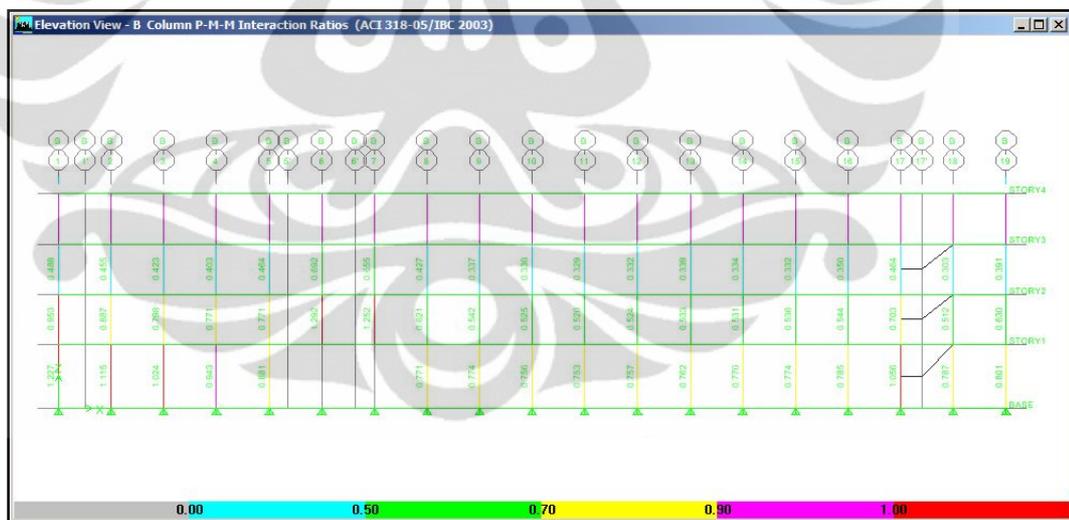
Berdasarkan tabel di atas kolom yang mengalami defisiensi kekuatan terbesar adalah kolom pada lantai 2 pada As B-6 dengan nilai P-M-M Ratio 1,292. Dari hasil pengecekan kekuatan struktur eksisting dapat disimpulkan bahwa

Gedung X mengalami defisiensi kekuatan struktur pada beberapa kolom di lantai 1 dan lantai 2.



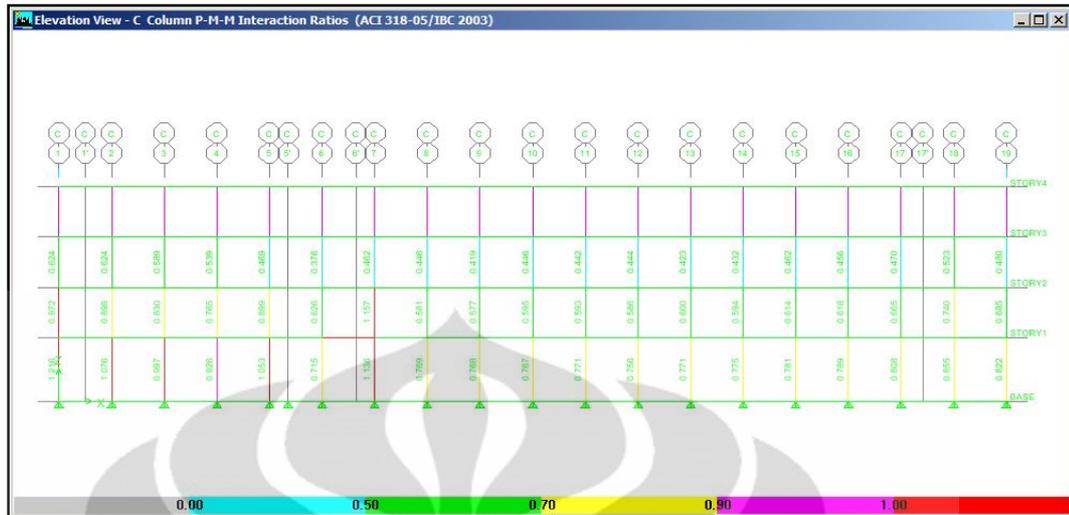
Gambar 4.19 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak 3D

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.20 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid B

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.21 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid C

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.1.5.2 Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Kolom Eksisting

Tulangan geser terpasang pada kolom eksisting diketahui berdasarkan data hasil penyelidikan Laboratorium Material dan Struktur Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia :

Tabel 4.10 Tulangan Geser Kolom Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium

Tipe Kolom	Diameter Tulangan (mm)	Spasi (mm)	$A_v/s$ ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )
K 40X60	10	125	1.256
K 40X70	10	125	1.256

Sumber : Hasil Olahan Penulis Berdasarkan Data Penyelidikan Lab

Tulangan geser kolom terpasang berdasarkan hasil penyelidikan laboratorium pada tabel di atas nantinya akan dibandingkan dengan kebutuhan tulangan geser pada kolom akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam (6) kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana setelah Gedung X diperbaiki.

#### 4.1.5.3 Pemeriksaan Tulangan Lentur Pada Balok Eksisting

Pemeriksaan tulangan lentur pada balok dilakukan dengan cara membandingkan tulangan lentur terpasang pada masing-masing balok dengan tulangan lentur yang dibutuhkan akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam (6) kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana yang telah diuraikan pada bab sebelumnya. Data mengenai jumlah dan properti tulangan lentur yang terpasang berdasarkan data hasil penyelidikan Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Namun data yang didapatkan dari hasil penyelidikan tersebut hanya tulangan lentur lapangan terpasang sehingga tulangan tumpuan harus diestimasi terlebih dahulu dengan menggunakan program komputer ETABS v9.6.0. Berikut ini adalah tabel data tulangan lentur lapangan terpasang berdasarkan hasil penyelidikan laboratorium untuk masing-masing tipe balok :

Tabel 4.11 Tulangan Lentur Lapangan Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium

<b>Tipe Balok</b>	<b>Diameter Tulangan (mm)</b>	<b>Jumlah Tulangan</b>	<b>Luas Tulangan (mm<sup>2</sup>)</b>
<b>B 40X50</b>	22	5	1899.7
<b>B 40X80-1</b>	22	5	1899.7
<b>B 40X80-2</b>	22	5	1899.7
<b>B 40X80-3</b>	22	5	1899.7

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Untuk mengestimasi tulangan lentur tumpuan balok dengan bantuan program komputer ETABS v9.6.0, kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi beban gravitasi tanpa memperhitungkan kombinasi beban gempa rencana, yaitu 1,4DL dan 1,2DL+1,6LL, untuk menyesuaikan dengan kondisi terdahulu saat Gedung X direncanakan dibangun dengan memperhatikan kebutuhan luasan tulangan minimum sesuai dengan Pasal 12.5.1 SNI 03-2847-2002 :

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} bd \geq \frac{1,4}{f_y} bd$$

Berikut adalah hasil estimasi tulangan lentur tumpuan yang dibutuhkan untuk menahan gaya dalam akibat kombinasi beban 1,4DL dan 1,2DL+1,6LL dengan bantuan program komputer ETABS v9.6.0 :

Tabel 4.12 Tulangan Lentur Tumpuan Perlu

		As Perlu (mm <sup>2</sup> )				Jumlah Tulangan Perlu			
		Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan	Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan
Tipe Balok	<b>B 40X50</b>	961	868	390	458	2.53	2.28	1.03	1.21
	<b>B 40X80-1</b>	1359	940	467	1217	3.58	2.47	1.23	3.20
	<b>B 40X80-2</b>	777	1784	1359	0	2.05	4.70	3.58	0.00
	<b>B 40X80-3</b>	1765	1359	851	1142	4.65	3.58	2.24	3.01

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Dengan memperhatikan kebutuhan luasan tulangan minimum maka estimasi tulangan lentur terpasang adalah sebagai berikut :

Tabel 4.13 Estimasi Tulangan Lentur Tumpuan Terpasang

		Jumlah Tulangan Terpasang				Luas Tulangan Terpasang (mm <sup>2</sup> )			
		Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan	Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan
Tipe Balok	<b>B 40X50</b>	3	3	3	3	1139.82	1139.82	1139.82	1139.82
	<b>B 40X80-1</b>	4	4	3	4	1519.76	1519.76	1139.82	1519.76
	<b>B 40X80-2</b>	4	5	4	3	1519.76	1899.7	1519.76	1139.82
	<b>B 40X80-3</b>	5	4	3	4	1899.7	1519.76	1139.82	1519.76

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tulangan lentur terpasang hasil estimasi pada tabel di atas nantinya akan dibandingkan dengan kebutuhan tulangan lentur pada balok akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam (6) kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana setelah Gedung X diperbaiki.

#### 4.1.5.4 Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Balok Eksisting

Tulangan geser terpasang pada balok eksisting diketahui berdasarkan data hasil penyelidikan Laboratorium Material dan Struktur Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia :

Universitas Indonesia

Tabel 4.14 Tulangan Geser Terpasang Hasil Penyelidikan Laboratorium

<b>Tipe Balok</b>	<b>Diameter Tulangan (mm)</b>	<b>Spasi (mm)</b>	<b>Av/s (mm<sup>2</sup>/mm)</b>
<b>B 40X50</b>	10	125	1.256
<b>B 40X80-1</b>	10	125	1.256
<b>B 40X80-2</b>	10	125	1.256
<b>B 40X80-3</b>	10	125	1.256

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tulangan geser terpasang hasil penyelidikan laboratorium pada tabel di atas nantinya pun akan dibandingkan dengan kebutuhan tulangan geser pada balok akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam (6) kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana setelah Gedung X diperbaiki.

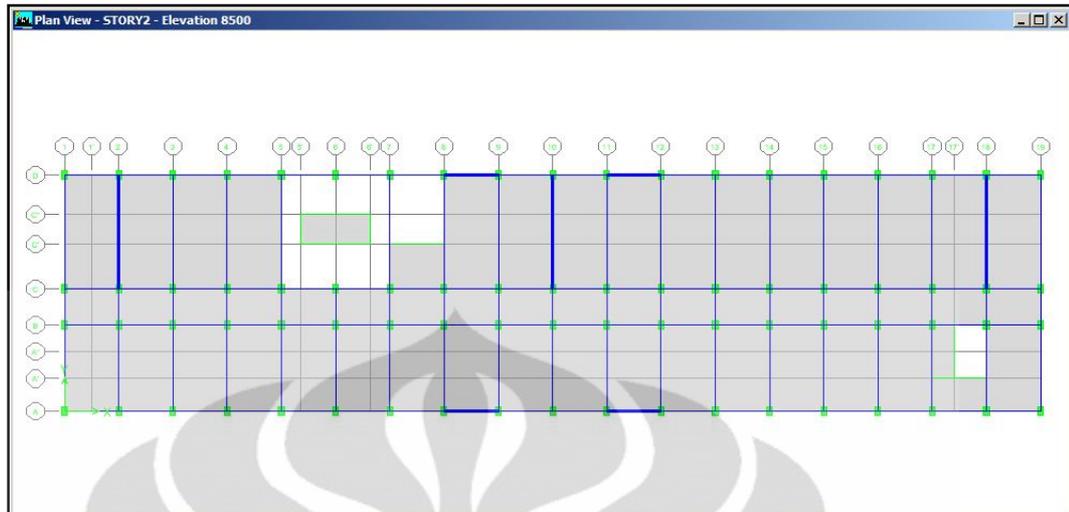
## 4.2 Perbaikan Struktur Gedung X

Berdasarkan hasil evaluasi struktur eksisting ternyata diketahui bahwa Gedung X mengalami defisiensi dari segi kekuatan struktur dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 sehingga pemilihan metode perbaikan mengacu pada defisiensi tersebut. Seperti yang telah diuraikan pada bab sebelumnya, metode perbaikan yang akan dipilih adalah metode penambahan elemen baru berupa penambahan elemen dinding geser dan bresing baja.

### 4.2.1 Gedung X dengan Perbaikan Penambahan Dinding Geser

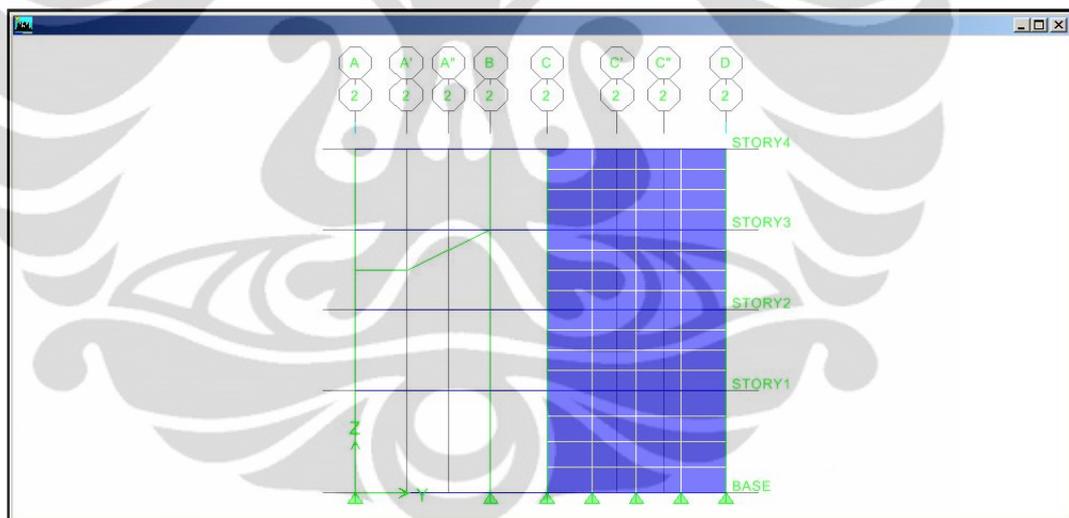
#### 4.2.1.1 Pemodelan Struktur

Berikut ini adalah pemodelan struktur Gedung X dengan penambahan dinding geser dengan menggunakan program komputer ETABS v9.6.0 :



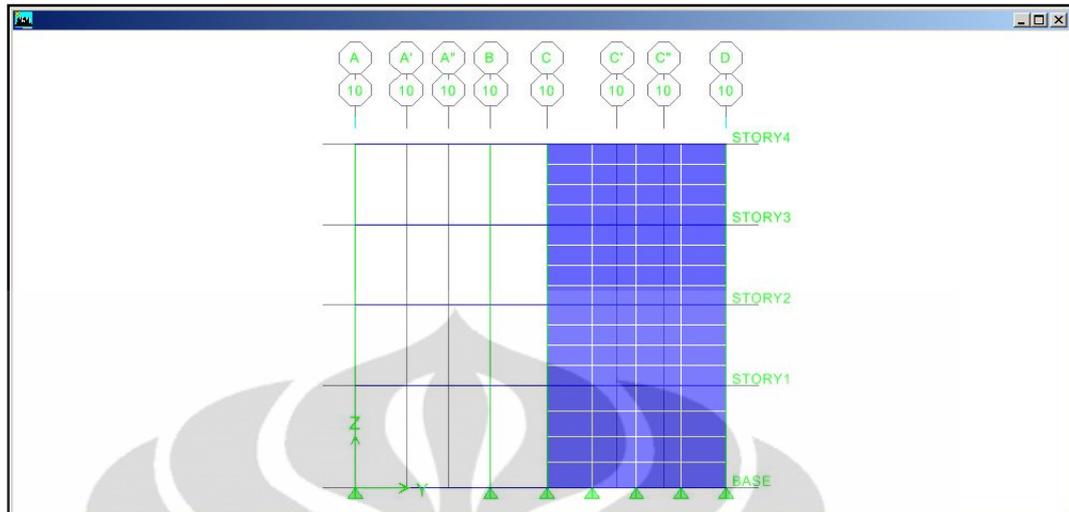
Gambar 4.22 Pemodelan Denah Struktur Lantai 2 dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



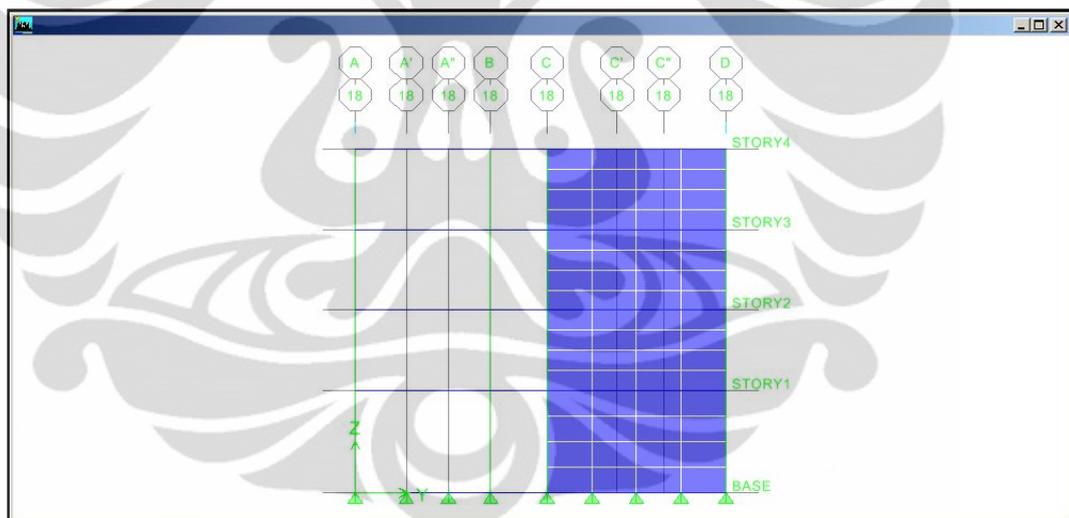
Gambar 4.23 Pemodelan Struktur Tampak Grid 2 dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



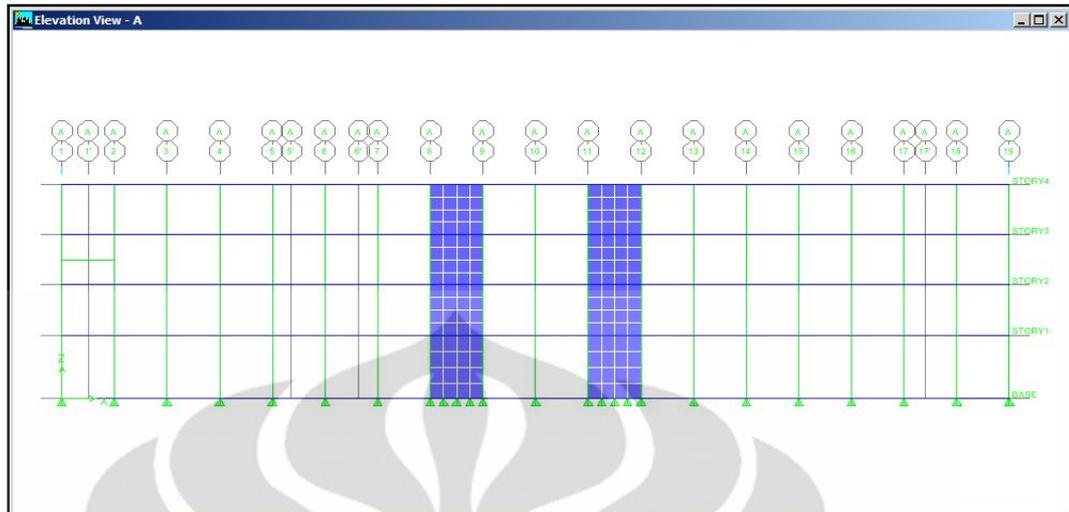
Gambar 4.24 Pemodelan Struktur Tampak Grid 10 dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



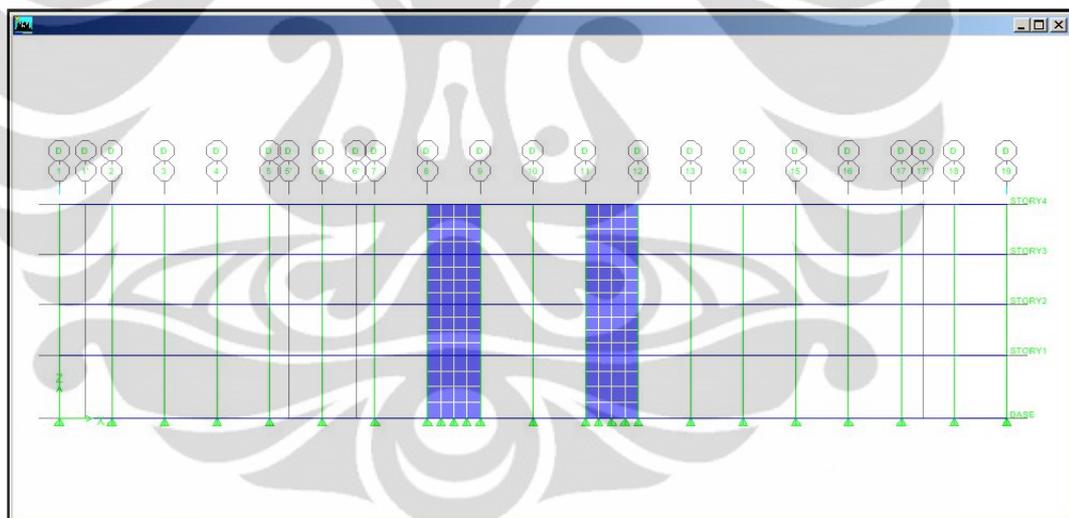
Gambar 4.25 Pemodelan Struktur Tampak Grid 18 dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



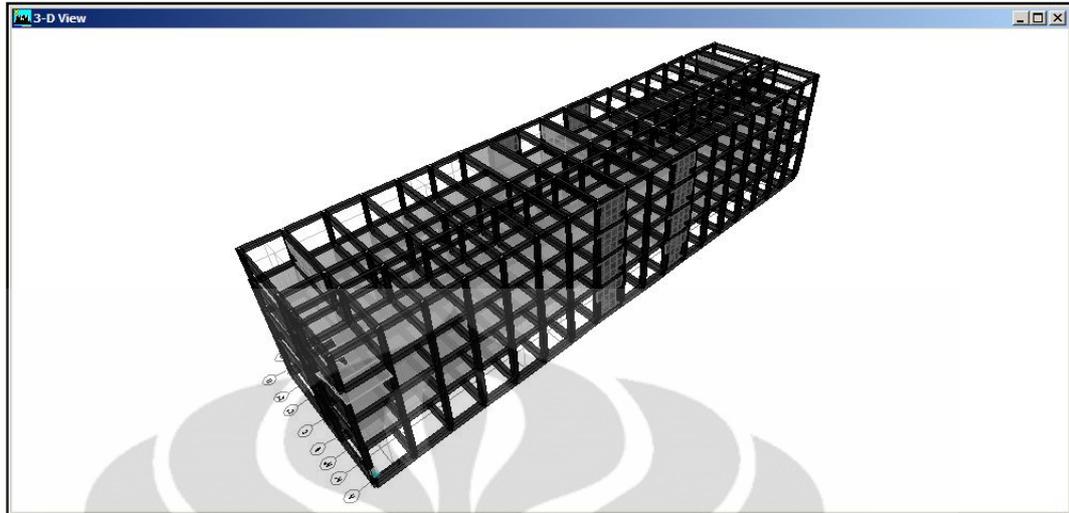
Gambar 4.26 Pemodelan Struktur Tampak Grid A dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.27 Pemodelan Struktur Tampak Grid D dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.28 Pemodelan Struktur Tampak 3D dengan Penambahan Dinding Geser

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.2.1.2 Pemodelan Pembebanan Struktur

Pembebanan yang digunakan sama seperti kondisi eksisting Gedung X sebelum diperbaiki, sehingga pemodelan pembebanan struktur Gedung X dengan metode perbaikan penambahan dinding geser pun tidak berbeda.

#### 4.2.1.3 Analisis Struktur

##### 4.2.1.3.1 Analisis Statik Ekuivalen

Berdasarkan Pasal 6.1.2 SNI 03-1726-2002, beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan (2.2) dengan waktu getar alami fundamental,  $T_1$  Gedung X dengan penambahan dinding geser didapat dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.15 Waktu Getar Alami Fundamental dengan Penambahan Dinding Geser  
 Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.50027</b>	<b>86.5008</b>	0	86.5008	0	0.0004
2	<b>0.34518</b>	0	<b>86.4624</b>	86.5008	86.4624	1.3877
3	0.29833	0.0006	1.411	86.5014	87.8734	87.2218
4	0.16591	9.3115	0.0042	95.8129	87.8776	87.2239
5	0.15614	0.0241	1.3785	95.837	89.2561	88.0558
6	0.14798	0.0012	2.7032	95.8382	91.9593	88.659
7	0.13298	0.4716	0.175	96.3097	92.1343	89.3711
8	0.13184	0.0024	0.0004	96.3122	92.1347	89.6797
9	0.12796	2.1685	0.1457	98.4806	92.2805	89.8113
10	0.12633	0.3412	0.0603	98.8218	92.3408	89.8325
11	0.11184	0.0005	1.7051	98.8223	94.0459	89.9648
12	0.11014	0	0.0989	98.8223	94.1448	90.4188

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$T_{1x} = 0,50027 \text{ detik}$$

$$T_{1y} = 0,34518 \text{ detik}$$

Massa total gedung,  $W_t$ , dengan penambahan dinding geser didapatkan dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.16 Massa Total Gedung dengan Penambahan Dinding Geser Hasil  
 Analisis ETABS v9.6.0

Story	UX	UY
STORY4	448.0251	448.0251
STORY3	1617.645	1617.645
STORY2	1623.568	1623.568
STORY1	1647.116	1647.116
BASE	1048.177	1048.177
Totals	6384.531	6384.531

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$W_{1x} = W_{\text{total}} - W_{\text{base}} = 6384,531 - 1048,177 = 5335,354 \text{ ton}$$

$$W_{1y} = W_{\text{total}} - W_{\text{base}} = 6384,531 - 1048,177 = 5335,354 \text{ ton}$$

Akibat penambahan dinding geser sistem struktur Gedung X berubah, yang sebelumnya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa menjadi Subsistem Tunggal Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa dan Subsistem Tunggal Dinding Geser Beton Bertulang Kantilever Daktail Parsial. Perubahan sistem struktur menyebabkan nilai faktor reduksi gempa, R, yang digunakan berupa nilai R Representatif sesuai dengan Pasal 7.12 SNI 03-1726-2002. Perhitungan nilai R Representatif adalah sebagai berikut :

- $R_{xRata-Rata}$

$$R_{xrata-rata} = \frac{(R_{kolom} \times V_{kolom}) + (R_{dinding} \times V_{dinding})}{(V_{kolom} + V_{dinding})}$$

$$R_{xrata-rata} = \frac{(3,5 \times 2210,52) + (5,5 \times 3561,52)}{(2210,52 + 3561,52)}$$

$$R_{xrata-rata} = 4,734$$

- $R_{yRata-Rata}$

$$R_{y rata-rata} = \frac{(R_{kolom} \times V_{kolom}) + (R_{dinding} \times V_{dinding})}{(V_{kolom} + V_{dinding})}$$

$$R_{y rata-rata} = \frac{(3,5 \times 2199,26) + (5,5 \times 3575,13)}{(2199,26 + 3575,13)}$$

$$R_{y rata-rata} = 4,738$$

- Nilai R Representatif

$$R_{Re\ representatif} = \frac{(V_x + V_y)}{(R_{x rata-rata} \times V_x) + (R_{y rata-rata} \times V_y)}$$

$$R_{Re\ representatif} = \frac{(5774,24 + 5771,25)}{(4,734 \times 5774,24) + (4,738 \times 5771,25)}$$

$$R_{Re\ representatif} = 4,736$$

Sehingga besarnya gaya geser dasar statik ekuivalen untuk kedua arah sumbu utama Gedung X dengan penambahan dinding geser adalah :

- Arah X

$C_{1x} = 0,75g$  (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan  $T_{1x} = 0,500273$  detik dan  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$$I_x = 0,8$$

$$R = 4,736$$

$$W_{tx} = 5336,354 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1x} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{4,736} \cdot 5336,354 = 6631,894 \text{ kN}$$

- Arah Y

$C_{1y} = 0,75g$  (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan  $T_{1y} = 0,345179$  detik dan  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$$I_y = 0,8$$

$$R = 4,736$$

$$W_{ty} = 5336,354 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1y} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{4,736} \cdot 5336,354 = 6631,894 \text{ kN}$$

- Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

Faktor koreksi untuk eksitasi gempa yang digunakan untuk Gedung X dengan penambahan dinding geser adalah :

$$\frac{I}{R \cdot g}$$

dengan :

$$I = 0,8$$

$$R = 4,736$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

sehingga nilai faktor koreksi yang digunakan adalah 1,6571

Perhitungan eksentrisitas rencana untuk Gedung X dengan penambahan dinding geser adalah sebagai berikut :

- Eksentrisitas teoritis ( $e$ )

Tabel 4.17 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
STORY4	25.362	12.815	25.669	13.687	0.307	0.872
STORY3	35.212	8.684	36.105	8.487	0.893	-0.197
STORY2	35.431	8.446	36.051	8.582	0.62	0.136
STORY1	35.605	8.366	35.953	8.608	0.348	0.242

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$e_x$  = eksentrisitas teoritis arah X ( $XCR - XCCM$ )

$e_y$  = eksentrisitas teoritis arah Y ( $YCR - YCCM$ )

- Eksentrisitas rencana ( $e_d$ )

Tabel 4.18 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser

Story	$ed_{x1}$	$ed_{x2}$	$ed_{y1}$	$ed_{y2}$
STORY4	3.9705	-3.203	2.163	0.017
STORY3	4.8495	-2.617	0.5595	-1.052
STORY2	4.44	-2.89	1.059	-0.719
STORY1	4.032	-3.162	1.218	-0.613

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Karena nilai  $0 \leq e_x \leq 0,3b_x$  dan  $0 \leq e_y \leq 0,3b_y$ , maka digunakan persamaan (2.13) dan (2.14).

dimana :

$e_{dx1}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 1

$e_{dx2}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 2

$e_{dy1}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 1

$e_{dy2}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 2

$b_x$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah Y = 70,2 m

$b_y$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah X = 17,1 m

Gaya geser dasar dengan analisis dinamik ragam spektrum respons Gedung X dengan penambahan dinding geser adalah sebagai berikut :

Tabel 4.19 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X

<b>Spec</b>	<b>Mode</b>	<b>Dir</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
SPEC1	1	U1	5736.52	0
SPEC1	2	U1	0	-1.04
SPEC1	3	U1	0.04	1.95
SPEC1	4	U1	554.36	-11.8
SPEC1	5	U1	1.39	10.5
SPEC1	6	U1	0.06	3.12
SPEC1	7	U1	24.99	15.22
SPEC1	8	U1	0.13	-0.05
SPEC1	9	U1	112.73	-29.23
SPEC1	10	U1	17.63	7.41
SPEC1	11	U1	0.02	1.41
SPEC1	12	U1	0	-0.01
<b>SPEC1</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>5771.45</b>	<b>14.6</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.20 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

Spec	Mode	Dir	F1	F2
SPEC2	1	U2	0	0
SPEC2	2	U2	-1.04	5734.1
SPEC2	3	U2	1.95	93.57
SPEC2	4	U2	-11.8	0.25
SPEC2	5	U2	10.5	79.39
SPEC2	6	U2	3.12	151.3
SPEC2	7	U2	15.22	9.27
SPEC2	8	U2	-0.05	0.02
SPEC2	9	U2	-29.23	7.58
SPEC2	10	U2	7.41	3.12
SPEC2	11	U2	1.41	83.17
SPEC2	12	U2	-0.01	4.79
<b>SPEC2</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>14.6</b>	<b>5773.82</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Sehingga nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons untuk kedua arah sumbu utama bangunan Gedung X dengan penambahan dinding geser adalah :

$$V_x = 5771,45 \text{ kN}$$

$$V_y = 5773,82 \text{ kN}$$

#### 4.2.1.3.2 Perbandingan Hasil Analisa Statik Ekuivalen dengan Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

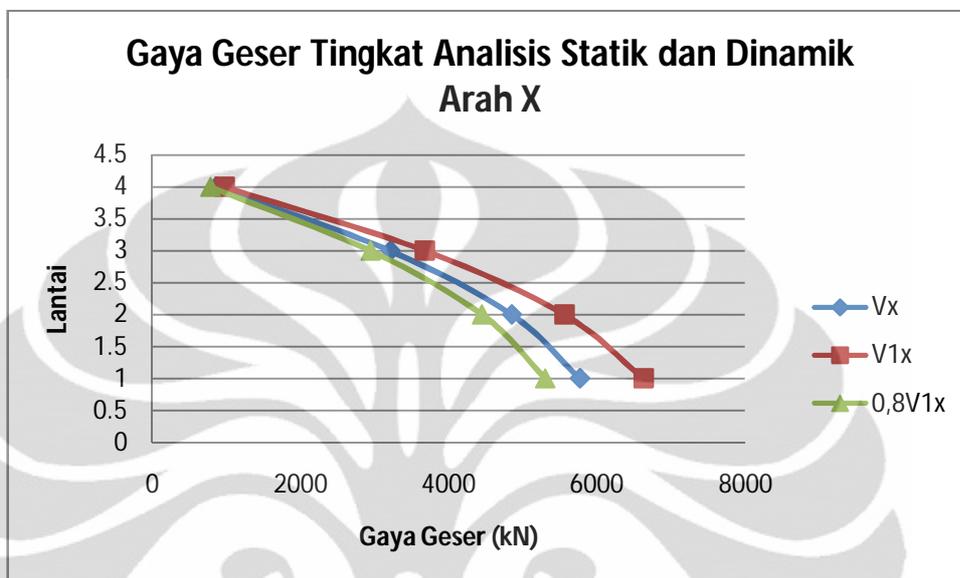
Perhitungan 80% gaya geser dasar statik ekuivalen Gedung X dengan penambahan dinding geser :

$$0,8V_{1x} = 0,8.6331,894 = 5305,52 \text{ kN}$$

$$0,8V_{1y} = 0,8.6331,894 = 5305,52 \text{ kN}$$

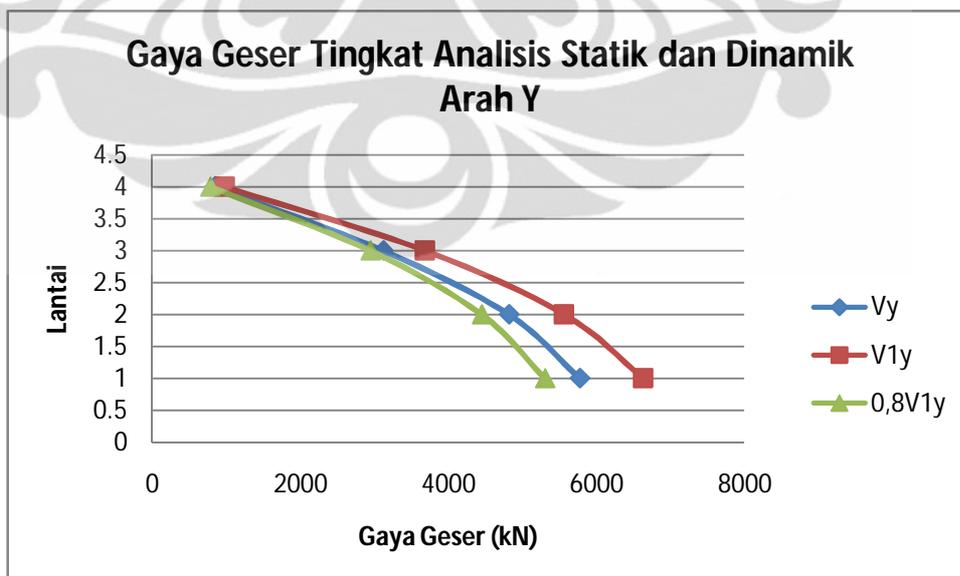
Nilai gaya geser analisis dinamik ragam spektrum respons untuk kedua arah utama sumbu bangunan,  $V_x$  dan  $V_y > 0,8V_{1x}$  dan  $V_{1y}$ , sehingga tidak dibutuhkan suatu faktor skala. Berdasarkan hasil perbandingan di atas maka nilai gaya geser dasar analisis dinamik ragam spektrum respons dapat digunakan sebagai gaya geser dasar nominal Gedung X dengan penambahan dinding geser

akibat gempa rencana. Grafik berikut menggambarkan perbandingan antara gaya geser tingkat hasil analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik ragam spektrum respons :



Gambar 4.29 Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.30 Grafik Perbandingan Gaya Geser Tingkat Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.2.1.4 Pemeriksaan Kekakuan Struktur

Perhitungan untuk batas layan dan batas ultimate adalah sebagai berikut :

- Batas Layan (untuk tiap lantai)

- a. Lantai 1

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{R} h \leq 30mm$$

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{4,736} \cdot 4750 \leq 30,08mm$$

- b. Lantai 2-4

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{R} h \leq 30mm$$

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{4,736} \cdot 3750 \leq 23,75mm$$

Sehingga drift batas layan yang digunakan adalah sebesar 23,75 mm.

- Batas Ultimate

$$drift_{ultimate} = 0,02h$$

- a. Lantai 1

$$drift_{ultimate} = 0,02 \cdot 4,75 = 0,0095m$$

- b. Lantai 2-4

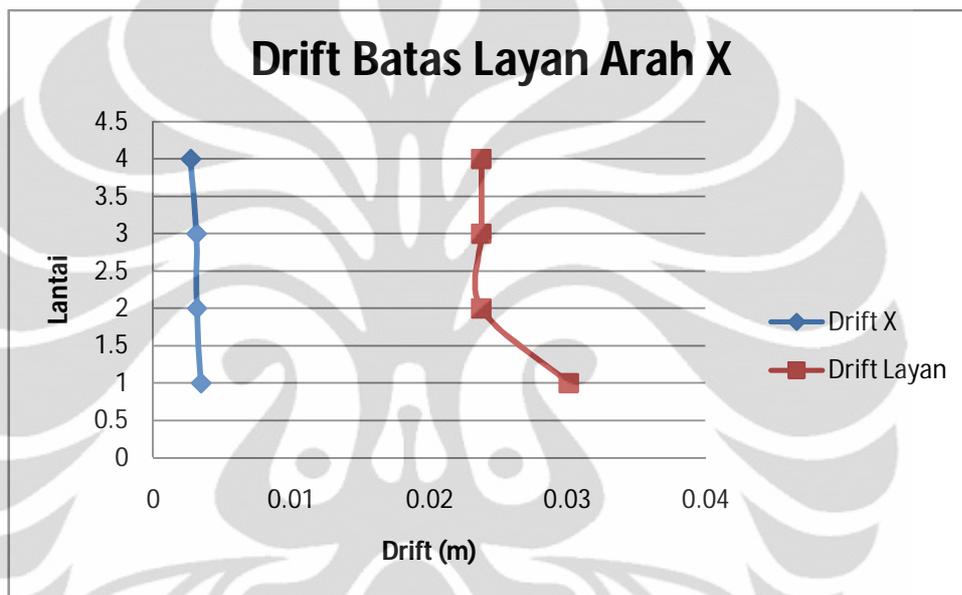
$$drift_{ultimate} = 0,02 \cdot 3,75 = 0,0075m$$

Perbandingan drift lantai tingkat Gedung X dengan drift batas layan dan batas ultimate untuk kedua arah utama sumbu bangunan ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.21 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X

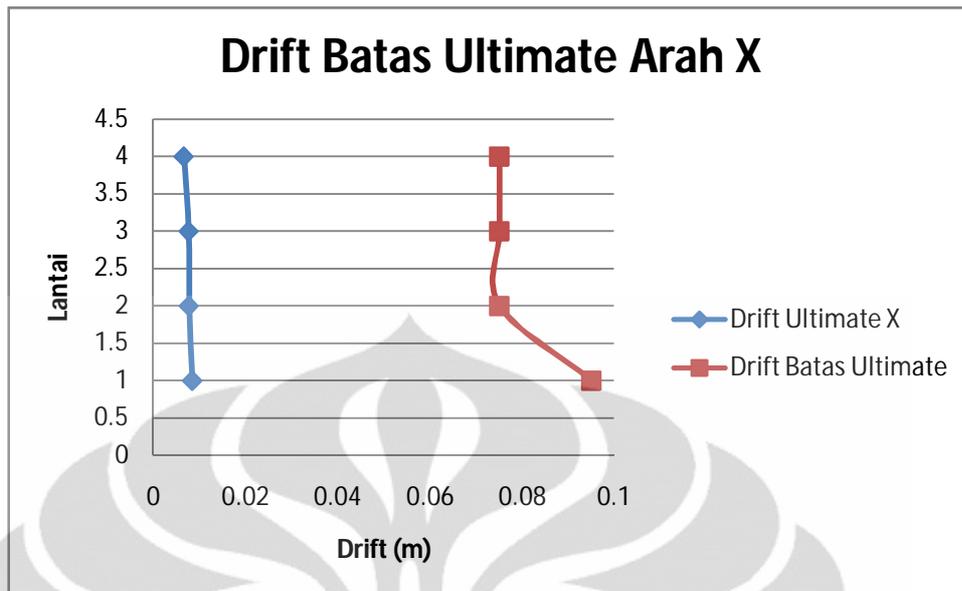
Story	Drift X	Drift X Ultimate
4	0.002708	0.006633375
3	0.003128	0.007662375
2	0.003161	0.007745063
1	0.003458	0.0084721

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.31 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis



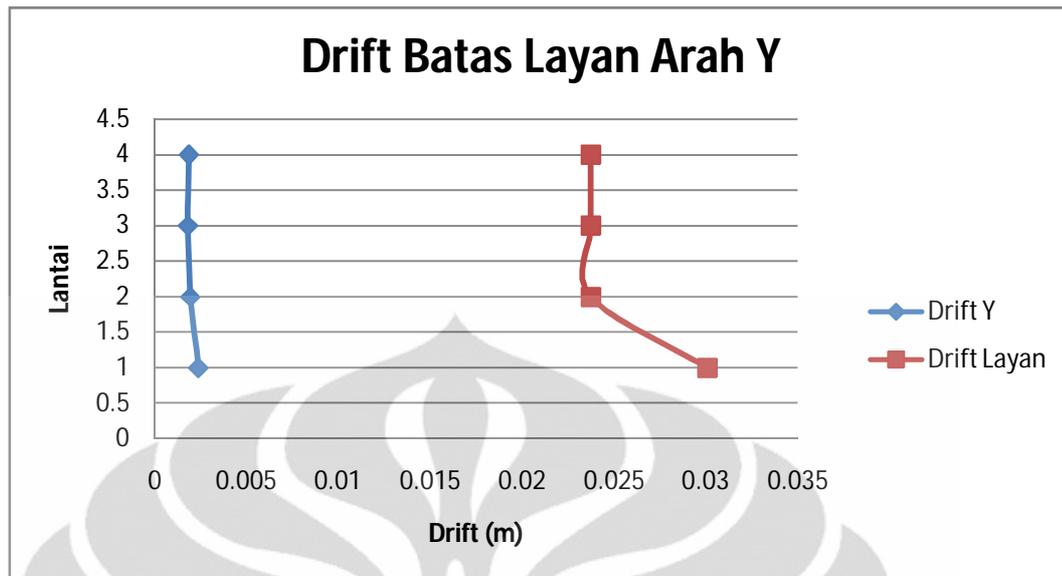
Gambar 4.32 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.22 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

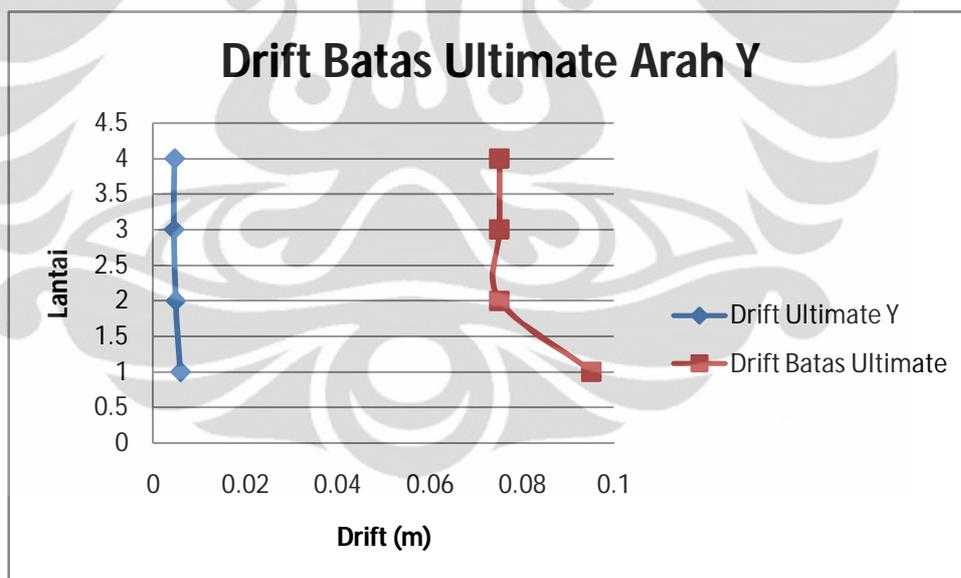
Story	Drift Y	Drift Y Ultimate
4	0.001886	0.004621313
3	0.001834	0.004492688
2	0.001973	0.004832625
1	0.002399	0.005876938

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.33 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.34 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Berdasarkan hasil pemeriksaan kekakuan struktur yang ditunjukkan pada grafik di atas dapat disimpulkan bahwa Gedung X setelah diperbaiki dengan

penambahan dinding geser tidak mengalami defisiensi dalam segi kekakuan struktur.

#### 4.2.1.5 Pemeriksaan Kekuatan Struktur

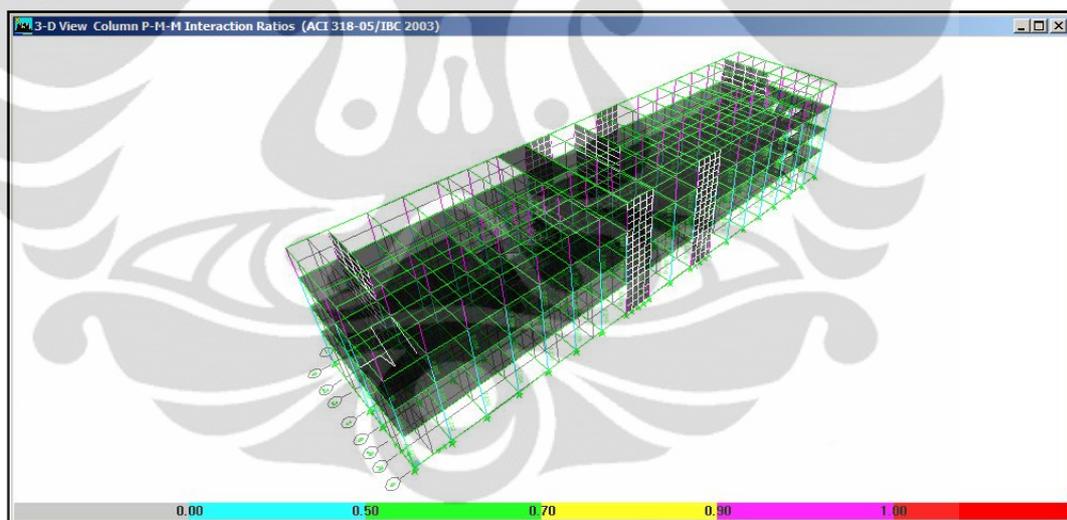
- Pemeriksaan *Strength Ratio* Kolom

Berikut ini adalah nilai P-M-M Ratio terbesar untuk masing-masing tipe kolom :

Tabel 4.23 Nilai P-M-M Ratio Terbesar Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser

<b>Tipe Kolom</b>	<b>P-M-M Ratio Maksimum</b>
K 40X60	0,601
K40X70	0,926

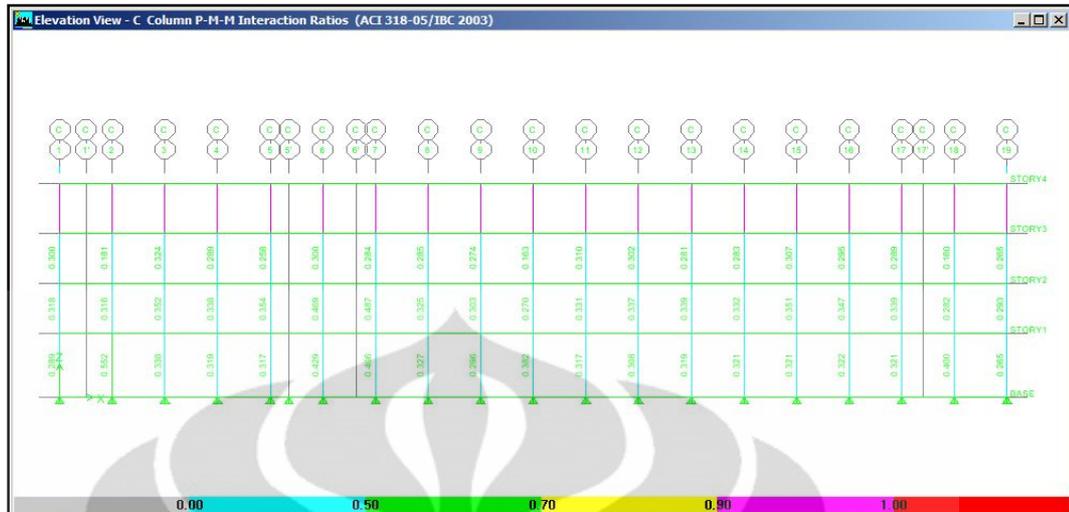
Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.35 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Tampak 3D

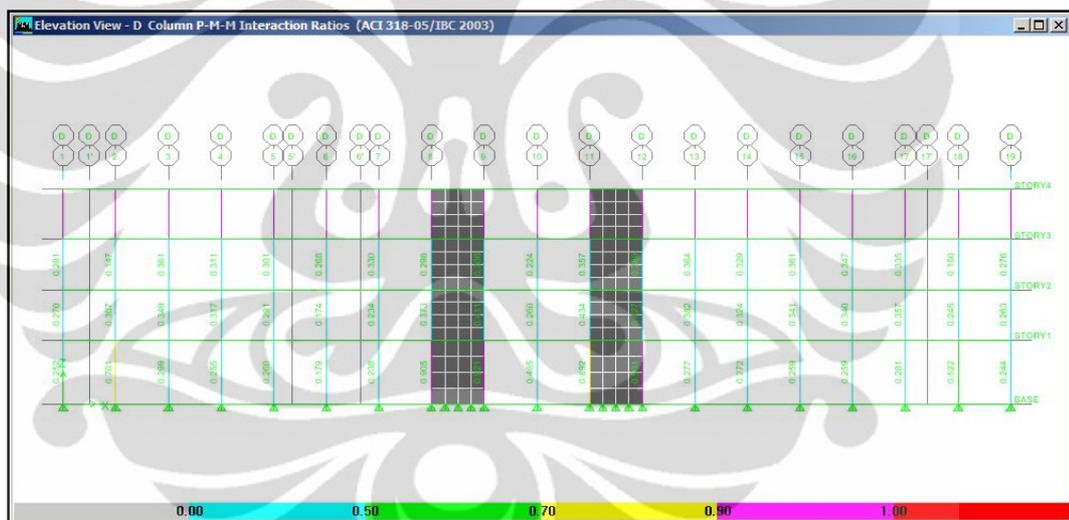
Sumber : Hasil Olahan Penulis





Gambar 4.38 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid C

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.39 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X Tampak Grid D

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Kolom

Kebutuhan tulangan geser maksimum untuk tiap tipe kolom Gedung X dengan penambahan dinding geser dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.24 Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser

Tipe Kolom	Av/s (mm <sup>2</sup> /mm)
K 40X60	0,862
K40X70	1,368

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Lentur Pada Balok

Kebutuhan tulangan lentur maksimum untuk tiap tipe balok Gedung X dengan penambahan dinding geser dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.25 Kebutuhan Tulangan Lentur Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser

		As Perlu (mm <sup>2</sup> )				Jumlah Tulangan Perlu			
		Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan	Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan
<b>Tipe Balok</b>	<b>B 40X50</b>	1204	1077	807	858	3.17	2.83	2.12	2.26
	<b>B 40X80-1</b>	1392	1102	585	1144	3.66	2.90	1.54	3.01
	<b>B 40X80-2</b>	1182	1359	1359	1086	3.11	3.58	3.58	2.86
	<b>B 40X80-3</b>	1571	1359	758	1006	4.13	3.58	2.00	2.65

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Balok

Kebutuhan tulangan geser maksimum untuk tiap tipe balok Gedung X dengan penambahan dinding geser dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.26 Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser

Tipe Balok	$A_v/s$ ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )
B 40X50	0.824
B 40X80-1	0.575
B 40X80-2	0.575
B 40X80-3	0.575

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Pondasi

Pemeriksaan pondasi Gedung X setelah diperbaiki dengan penambahan dinding geser dilakukan dengan membandingkan daya dukung ijin dengan tegangan yang terjadi pada pondasi dengan menggunakan Teori Meyerhoff seperti telah dijelaskan pada bab sebelumnya.

- ❖ Pemeriksaan Pondasi Eksterior

- a. Properti tanah dan pondasi

- Lebar pondasi arah X (B) = 2 m
- Panjang pondasi arah Y (L) = 2,25 m
- Kedalaman pondasi (D) = 1 m
- Kohesi tanah ( $C_u$ ) = 45  $\text{kN/m}^2$
- Sudut geser tanah ( $\phi$ ) = 10°
- Berat isi tanah ( $\gamma$ ) = 17  $\text{kN/m}^3$

- b. Reaksi perletakan ultimate akibat beban kombinasi terfaktor

- FZ = 2933,5 kN (comb3)
- FX = 200,33 kN (comb5)
- FY = 60,88 (comb4)

- c. Reaksi perletakan akibat beban gravitasi tidak terfaktor

- Beban mati = 520 kN
- Beban mati tambahan = 57,31 kN
- Beban dinding = 140,51 kN
- Beban hidup tereduksi = 149,69 kN

- d. Daya dukung ultimate

$$Q_u = 0,5\gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} + C_u N_c s_c d_c i_c$$

Dengan :

- $N_\gamma = 0,4$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $N_c = 8,34$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $\theta = \arctan\left(\frac{FX}{FZ}\right) = \arctan\left(\frac{200,33}{2933,5}\right) = 3,91^\circ$
- $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2}\right) = 1,42$
- $s_\gamma = 1 + 0,1K_p\frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,13$
- $s_c = 1 + 0,2K_p\frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,25$
- $d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p}\frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,06$
- $d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p}\frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,12$
- $i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2 = (1 - 3,91^\circ/10^\circ)^2 = 0,37$
- $i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2 = (1 - 3,91^\circ/90^\circ)^2 = 0,91$

Sehingga daya dukung ultimate,  $Q_u$  adalah :

$$Q_u = 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

$$Q_u = 0,5 \cdot 17 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 1,13 \cdot 1,06 \cdot 0,37 + 45 \cdot 8,34 \cdot 1,25 \cdot 1,12 \cdot 0,91$$

$$Q_u = 482,84 \text{ kN/m}^2$$

e. Daya dukung ijin

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{482,8}{3} = 160,95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{all}} \cdot 1,5 = 160,95 \cdot 1,5 = 241,4 \text{ kN/m}^2$$

f. Tegangan yang terjadi pada pondasi

- $P =$  beban mati + beban mati tambahan + beban dinding + beban hidup tereduksi = 867,51 kN

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{867,51}{4,5} = 192,8 \text{ kN/m}^2$$

Karena tegangan yang terjadi pada pondasi ( $\sigma$ ) lebih kecil dari daya dukung ijin maka pondasi eksterior Gedung X dengan penambahan dinding geser tidak perlu diperbaiki.

## ❖ Pemeriksaan Pondasi Interior

## a. Properti tanah dan pondasi

- Lebar pondasi arah X (B) = 3 m
- Panjang pondasi arah Y (L) = 4 m
- Kedalaman pondasi (D) = 1 m
- Kohesi tanah ( $C_u$ ) = 45 kN/m<sup>2</sup>
- Sudut geser tanah ( $\phi$ ) = 10°
- Berat isi tanah ( $\gamma$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>

## b. Reaksi perletakan ultimate akibat beban kombinasi terfaktor

- FZ = 2188,72 kN (comb2)
- FX = 120,95 kN (comb3)
- FY = 448,98 kN (comb3)

## c. Reaksi perletakan akibat beban gravitasi tidak terfaktor

- Beban mati = 1011,61 kN
- Beban mati tambahan = 160,29 kN
- Beban dinding = 141,44 kN
- Beban hidup tereduksi = 382,94 kN

## d. Daya dukung ultimate

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

Dengan :

- $N_\gamma = 0,4$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $N_c = 8,34$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $\theta = \arctan\left(\frac{FX}{FZ}\right) = \arctan\left(\frac{120,95}{2188,72}\right) = 3,16^\circ$
- $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2}\right) = 1,42$
- $s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,11$
- $s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,21$
- $d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,04$
- $d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,08$
- $i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{3,16^\circ}{10})^2 = 0,47$

$$- i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2 = (1 - 3,16^\circ/90^\circ)^2 = 0,93$$

Sehingga daya dukung ultimate,  $Q_u$  adalah :

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

$$Q_u = 0,5 \cdot 17 \cdot 3 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,47 + 45,8 \cdot 34 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 0,93$$

$$Q_u = 459,33 \text{ kN/m}^2$$

e. Daya dukung ijin

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{\text{SF}} = \frac{459,33}{3} = 153,11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{all}} \cdot 1,5 = 153,11 \cdot 1,5 = 229,7 \text{ kN/m}^2$$

f. Tegangan yang terjadi pada pondasi

-  $P$  = beban mati + beban mati tambahan + beban dinding + beban hidup tereduksi = 1696,28 kN

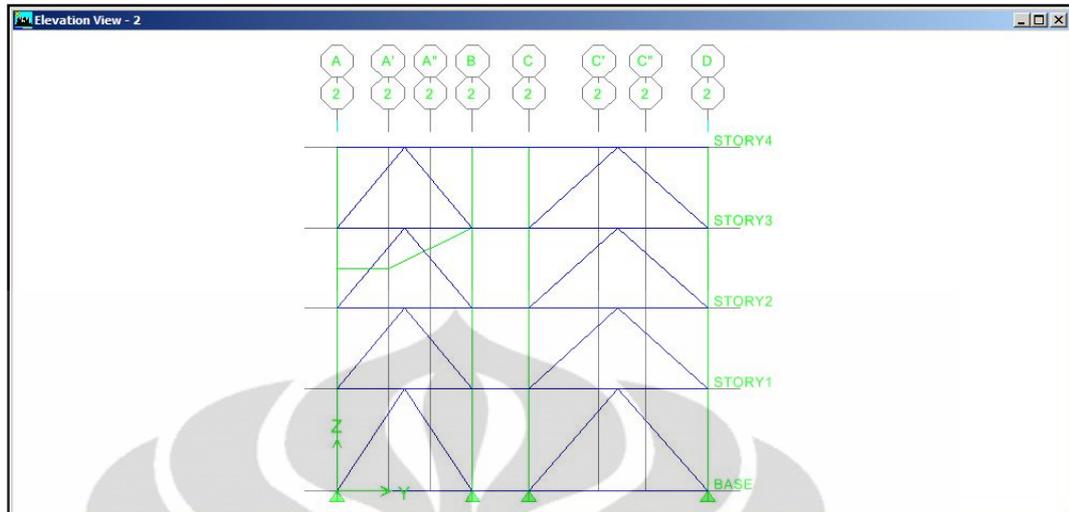
$$- \sigma = \frac{P}{A} = \frac{1696,28}{12} = 141,357 \text{ kN/m}^2$$

Karena tegangan yang terjadi pada pondasi ( $\sigma$ ) lebih kecil dari daya dukung ijin maka pondasi interior Gedung X dengan penambahan dinding geser tidak perlu diperbaiki.

#### 4.2.2 Gedung X dengan Perbaikan Penambahan Bresing Baja Konsentrik Biasa

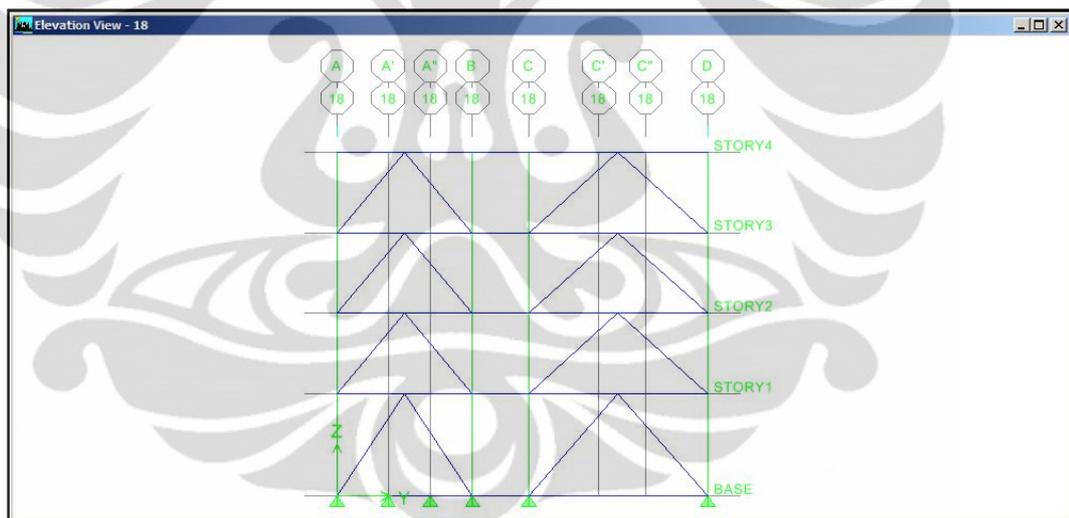
##### 4.2.2.1 Pemodelan Struktur

Berikut ini adalah pemodelan struktur Gedung X dengan penambahan bresing baja dengan menggunakan program komputer ETABS v9.6.0 :



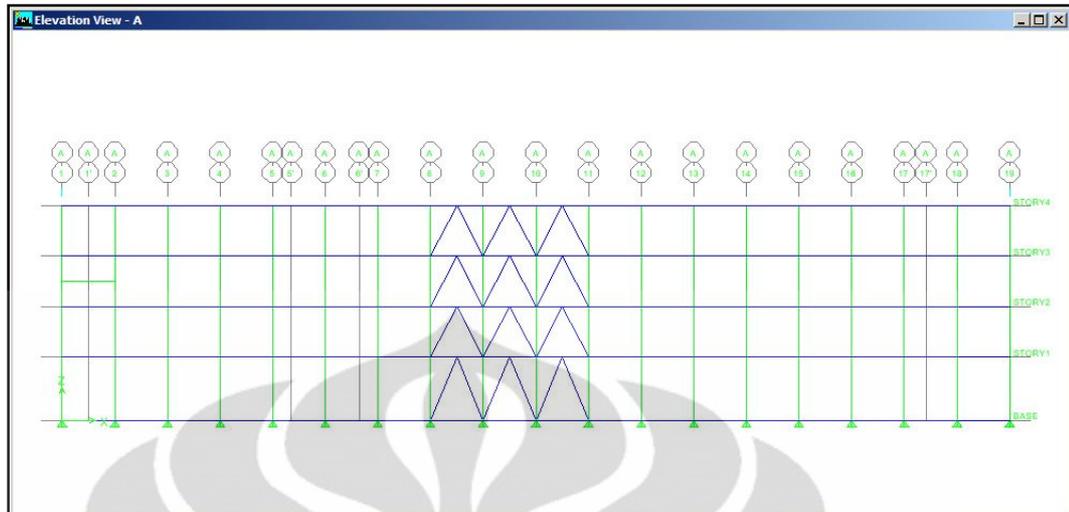
Gambar 4.40 Pemodelan Struktur Tampak Grid 2 dengan Penambahan Bresing Baja

Sumber : Hasil Olahan Penulis



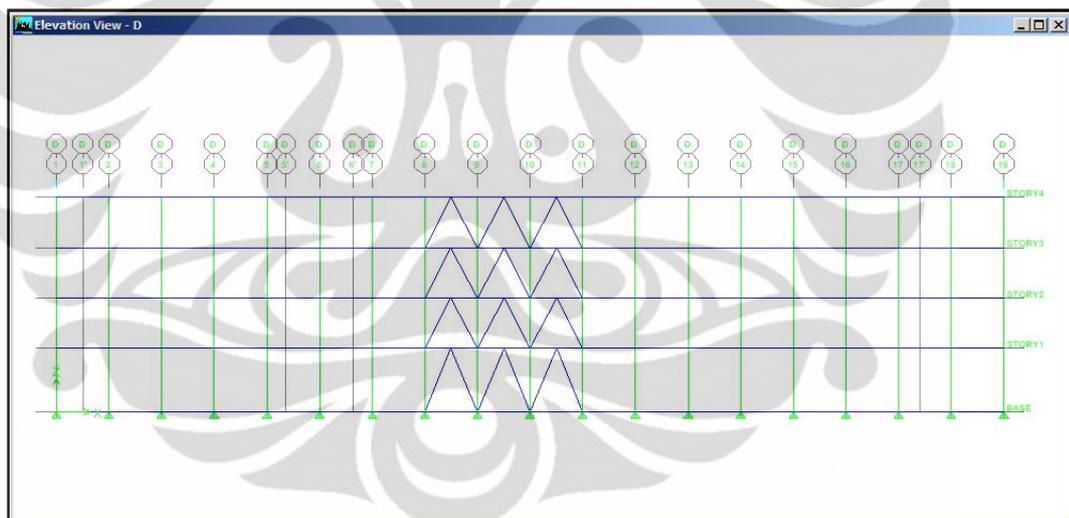
Gambar 4.41 Pemodelan Struktur Tampak Grid 18 dengan Penambahan Bresing Baja

Sumber : Hasil Olahan Penulis



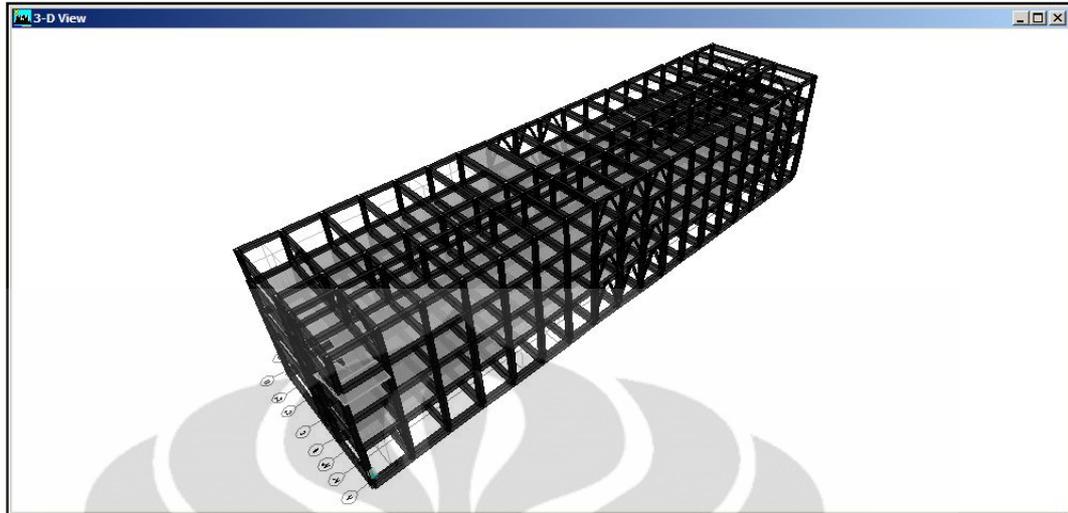
Gambar 4.42 Pemodelan Struktur Tampak Grid A dengan Penambahan Bresing Baja

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.43 Pemodelan Struktur Tampak Grid D dengan Penambahan Bresing Baja

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.44 Pemodelan Struktur Tampak 3D dengan Penambahan Bresing Baja

Sumber : Hasil Olahan Penulis

#### 4.2.2.2 Pemodelan Pembebanan Struktur

Pembebanan yang digunakan sama seperti kondisi eksisting Gedung X sebelum diperbaiki, sehingga pemodelan pembebanan struktur Gedung X dengan metode perbaikan penambahan bresing biasa pun tidak berbeda.

#### 4.2.2.3 Analisis Struktur

- Analisis Statik Ekuivalen

Berdasarkan Pasal 6.1.2 SNI 03-1726-2002, beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan (2.2) dengan waktu getar alami fundamental,  $T_1$  Gedung X dengan penambahan bresing biasa didapat dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.27 Waktu Getar Alami Fundamental dengan Penambahan Bresing Biasa

Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.52661</b>	<b>93.4998</b>	0.0015	93.4998	0.0015	0.0054
2	<b>0.41418</b>	0.0018	<b>90.4941</b>	93.5015	90.4956	0.6943
3	0.32654	0.001	0.6367	93.5025	91.1323	91.2268
4	0.18179	5.1752	0.0029	98.6777	91.1352	91.2277
5	0.16574	0.0018	3.7449	98.6795	94.8801	91.3114
6	0.15184	0.0025	0.6243	98.6821	95.5044	92.7265
7	0.14025	0.0869	0.4251	98.769	95.9295	92.7719
8	0.13359	0.2225	0.0241	98.9915	95.9536	93.4109
9	0.13206	0.4452	0.2277	99.4367	96.1813	93.8121
10	0.12659	0.0228	0.2145	99.4595	96.3958	93.8353
11	0.12194	0.0043	1.6136	99.4638	98.0093	93.9914
12	0.1174	0.0034	0.6928	99.4671	98.7022	94.1005

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$T_{1x} = 0,52661 \text{ detik}$$

$$T_{1y} = 0,41418 \text{ detik}$$

Massa total gedung,  $W_t$ , dengan penambahan bresing biasa didapatkan dari hasil analisis program komputer ETABS v9.6.0 seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.28 Massa Total Gedung dengan Penambahan Dinding Geser Hasil

Analisis ETABS v9.6.0

Story	UX	UY
STORY4	424.0551	424.0551
STORY3	1569.705	1569.705
STORY2	1575.628	1575.628
STORY1	1592.512	1592.512
BASE	1017.542	1017.542
Totals	6179.443	6179.443

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$$W_{tx} = W_{total} - W_{base} = 6179,44 - 1017,54 = 5161,9 \text{ ton}$$

$$W_{ty} = W_{total} - W_{base} = 6179,44 - 1017,54 = 5161,9 \text{ ton}$$

Penambahan bresing baja mengakibatkan perubahan pada sistem struktur Gedung X, yang sebelumnya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa menjadi Subsistem Tunggal Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa dan Subsistem Tunggal Bresing Baja Konsentrik Biasa. Perubahan sistem struktur menyebabkan nilai faktor reduksi gempa, R, yang digunakan berupa nilai R Representatif sesuai dengan Pasal 7.12 SNI 03-1726-2002. Perhitungan nilai R Representatif adalah sebagai berikut :

- $R_{xRata-Rata}$

$$R_{xrata-rata} = \frac{(R_{kolom} \times V_{kolom}) + (R_{bresing} \times V_{bresing})}{(V_{kolom} + V_{bresing})}$$

$$R_{xrata-rata} = \frac{(3,5 \times 2440,28) + (5,6 \times 3795,74)}{(2440,28 + 3795,74)}$$

$$R_{xrata-rata} = 4,769$$

- $R_{yRata-Rata}$

$$R_{y rata-rata} = \frac{(R_{kolom} \times V_{kolom}) + (R_{bresing} \times V_{bresing})}{(V_{kolom} + V_{bresing})}$$

$$R_{y rata-rata} = \frac{(3,5 \times 3457,23) + (5,6 \times 2584,92)}{(3457,23 + 2584,92)}$$

$$R_{y rata-rata} = 4,385$$

- Nilai R Representatif

$$R_{Re\ representatif} = \frac{(V_x + V_y)}{(R_{x rata-rata} \times V_x) + (R_{y rata-rata} \times V_y)}$$

$$R_{Re\ representatif} = \frac{(6236,02 + 6042,15)}{(4,769 \times 6236,02) + (4,385 \times 6042,15)}$$

$$R_{Re\ representatif} = 4,564$$

Sehingga besarnya gaya geser dasar statik ekuivalen untuk kedua arah sumbu utama Gedung X dengan penambahan bresing baja adalah :

- Arah X

$C_{1x} = 0,75g$  (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan  $T_{1x} = 0,52661$  detik dan  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$$I_x = 0,8$$

$$R = 4,564$$

$$W_{1x} = 5161,9 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1x} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{4,564} \cdot 5161,9 = 6657,47 \text{ kN}$$

- Arah Y

$C_{1y} = 0,75g$  (berdasarkan fungsi respons spektrum untuk Gedung X dengan  $T_{1y} = 0,414333$  detik dan  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$$I_y = 0,8$$

$$R = 4,564$$

$$W_{1y} = 5161,9 \text{ ton}$$

Maka :

$$V_{1y} = \frac{0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8}{4,564} \cdot 5161,9 = 6657,47 \text{ kN}$$

- Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

Faktor koreksi untuk eksitasi gempa yang digunakan untuk Gedung X dengan penambahan bresing baja adalah :

$$\frac{I}{R \cdot g}$$

dengan :

$$I = 0,8$$

$$R = 4,564$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

sehingga nilai faktor koreksi yang digunakan adalah 1,7196

Perhitungan eksentrisitas rencana untuk Gedung X dengan penambahan bresing baja adalah sebagai berikut :

- Eksentrisitas teoritis ( $e$ )

Tabel 4.29 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Hasil Analisis ETABS v9.6.0

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
STORY4	25.344	12.774	25.586	13.873	0.242	1.099
STORY3	35.213	8.593	36.1	8.392	0.887	-0.201
STORY2	35.438	8.347	36.465	8.614	1.027	0.267
STORY1	35.617	8.26	36.598	8.64	0.981	0.38

Sumber : Hasil Olahan Penulis

$e_x$  = eksentrisitas teoritis arah X ( $XCR - XCCM$ )

$e_y$  = eksentrisitas teoritis arah Y ( $YCR - YCCM$ )

- Eksentrisitas rencana ( $e_d$ )

Tabel 4.30 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja

Story	$ed_{x1}$	$ed_{x2}$	$ed_{y1}$	$ed_{y2}$
STORY4	3.873	-3.268	2.5035	0.244
STORY3	4.8405	-2.623	0.5535	-1.056
STORY2	5.0505	-2.483	1.2555	-0.588
STORY1	4.9815	-2.529	1.425	-0.475

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Karena nilai  $0 \leq e_x \leq 0,3b_x$  dan  $0 \leq e_y \leq 0,3b_y$ , maka digunakan persamaan (2.13) dan (2.14).

dimana :

$e_{dx1}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 1

$e_{dx2}$  = eksentrisitas rencana arah X dengan rumus 2

$e_{dy1}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 1

$e_{dy2}$  = eksentrisitas rencana arah Y dengan rumus 2

$b_x$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah Y = 70,2 m

$b_y$  = ukuran horizontal terbesar denah Gedung X tegak lurus gempa arah X = 17,1 m

Gaya geser dasar dengan analisis dinamik ragam spektrum respons Gedung X dengan penambahan bresing biasa adalah sebagai berikut :

Tabel 4.31 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X

<b>Spec</b>	<b>Mode</b>	<b>Dir</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
SPEC1	1	U1	6224.72	25.1
SPEC1	2	U1	0.12	-26.71
SPEC1	3	U1	0.06	-1.66
SPEC1	4	U1	325.72	7.66
SPEC1	5	U1	0.11	-4.97
SPEC1	6	U1	0.15	-2.27
SPEC1	7	U1	4.75	10.5
SPEC1	8	U1	11.86	3.9
SPEC1	9	U1	23.6	-16.88
SPEC1	10	U1	1.18	3.63
SPEC1	11	U1	0.22	4.24
SPEC1	12	U1	0.17	-2.43
<b>SPEC1</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>6236.02</b>	<b>35.25</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.32 Gaya Geser Dasar Dinamik Spektrum Respons Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y

Spec	Mode	Dir	F1	F2
SPEC2	1	U2	25.1	0.1
SPEC2	2	U2	-26.71	6024.62
SPEC2	3	U2	-1.66	42.39
SPEC2	4	U2	7.66	0.18
SPEC2	5	U2	-4.97	223.69
SPEC2	6	U2	-2.27	35.56
SPEC2	7	U2	10.5	23.23
SPEC2	8	U2	3.9	1.28
SPEC2	9	U2	-16.88	12.07
SPEC2	10	U2	3.63	11.14
SPEC2	11	U2	4.24	82.27
SPEC2	12	U2	-2.43	34.7
<b>SPEC2</b>	<b>All</b>	<b>All</b>	<b>35.25</b>	<b>6042.14</b>

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Sehingga nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons untuk kedua arah sumbu utama bangunan Gedung X dengan penambahan bresing baja adalah :

$$V_x = 6236,02 \text{ kN}$$

$$V_y = 6042,14 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.4 Pemeriksaan Kekakuan Struktur

Perhitungan untuk batas layan dan batas ultimate adalah sebagai berikut :

- Batas Layan

- a. Lantai 1

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{R} h \leq 30mm$$

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{4,564} .4750 \leq 31,22mm$$

- b. Lantai 2-4

$$drift_{layan} = \frac{0,03}{4,564} .3750 \leq 24,67mm$$

Sehingga drift batas layan yang digunakan adalah sebesar 24,67 mm.

- Batas Ultimate

$$drift_{ultimate} = 0,02h$$

- a. Lantai 1

$$drift_{ultimate} = 0,02.4,75 = 0,095m$$

- b. Lantai 2-4

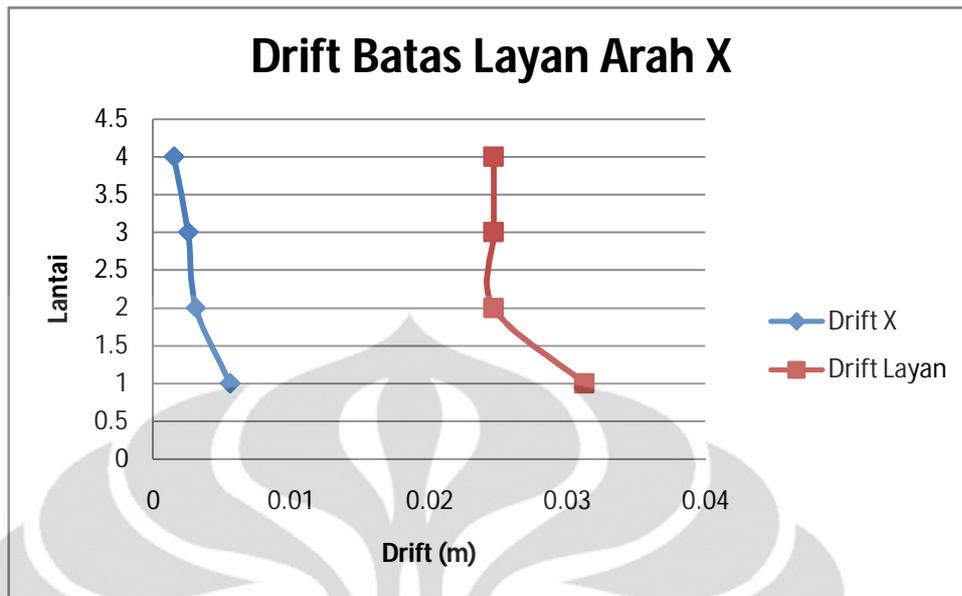
$$drift_{ultimate} = 0,02.3,75 = 0,075m$$

Perbandingan drift lantai tingkat Gedung X dengan drift batas layan dan batas ultimate untuk kedua arah utama sumbu bangunan ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.33 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X

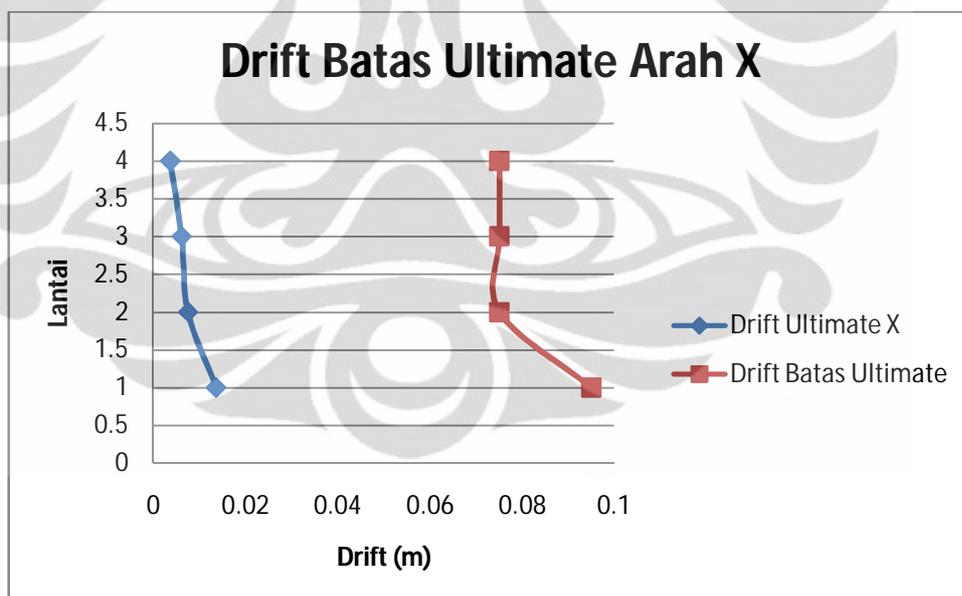
Story	Drift X	Drift X Ultimit
4	0.001496	0.003665813
3	0.002528	0.006192375
2	0.003083	0.007552125
1	0.005572	0.013650788

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.45 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis



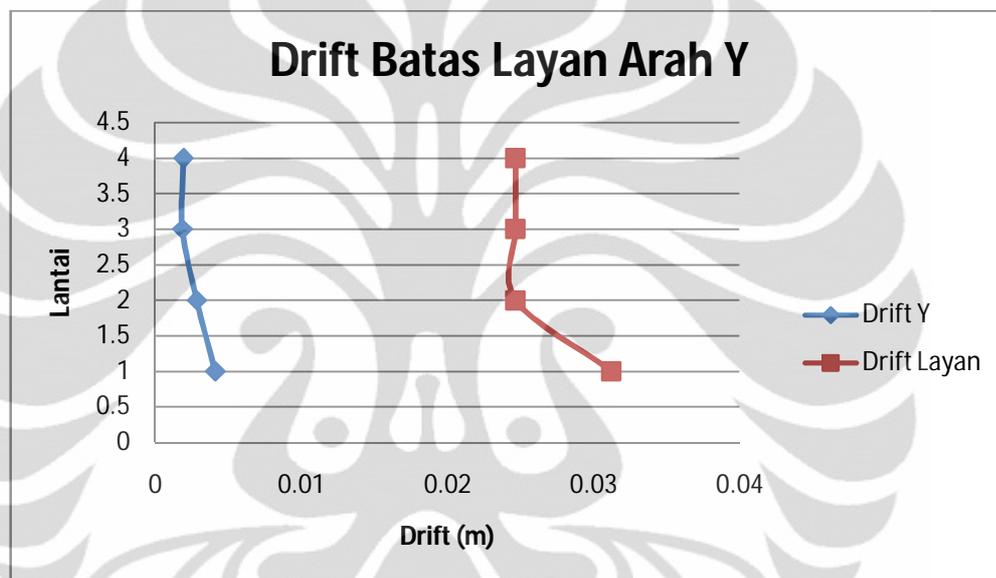
Gambar 4.46 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah X

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Tabel 4.34 Drift Batas Layan dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Dinding Geser Arah Y

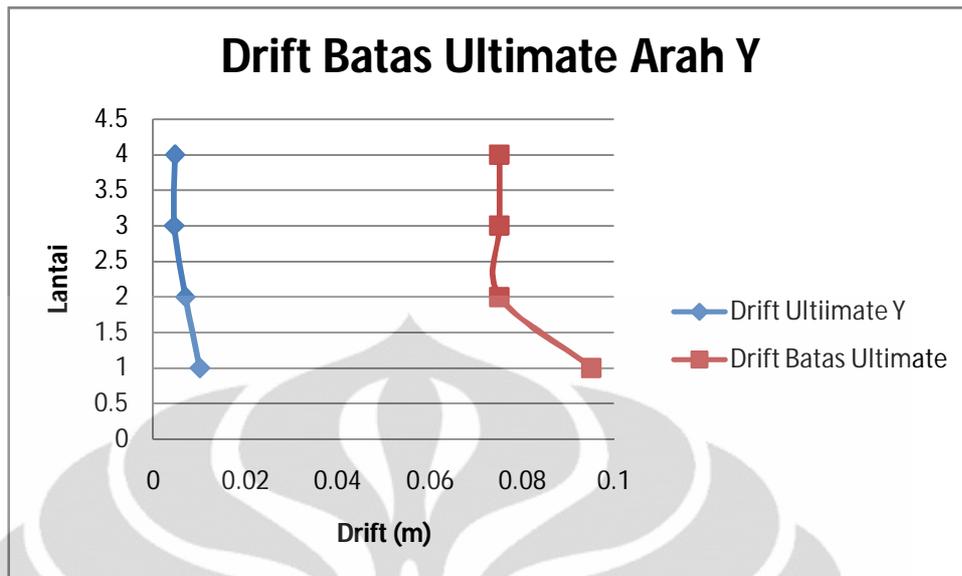
Story	Drift Y	Drift Y Ultimit
4	0.001946	0.004768313
3	0.001871	0.004584563
2	0.00285	0.0069825
1	0.004109	0.010066438

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.47 Perbandingan Drift dan Batas Layan Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.48 Perbandingan Drift Ultimate dan Batas Ultimate Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Arah Y

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Berdasarkan hasil pemeriksaan kekakuan struktur yang ditunjukkan pada grafik di atas dapat disimpulkan bahwa Gedung X setelah diperbaiki dengan penambahan bresing baja tidak mengalami defisiensi dalam segi kekakuan struktur.

#### 4.2.2.5 Pemeriksaan Kekuatan Struktur

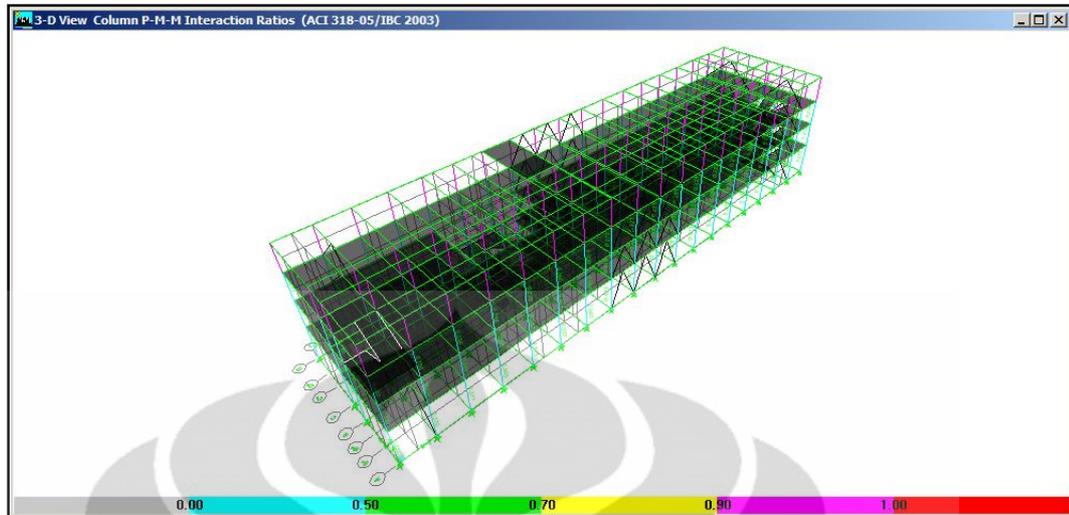
- Pemeriksaan *Strength Ratio* Kolom

Berikut ini adalah nilai P-M-M Ratio terbesar untuk masing-masing tipe kolom :

Tabel 4.35 Nilai P-M-M Ratio Terbesar Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja

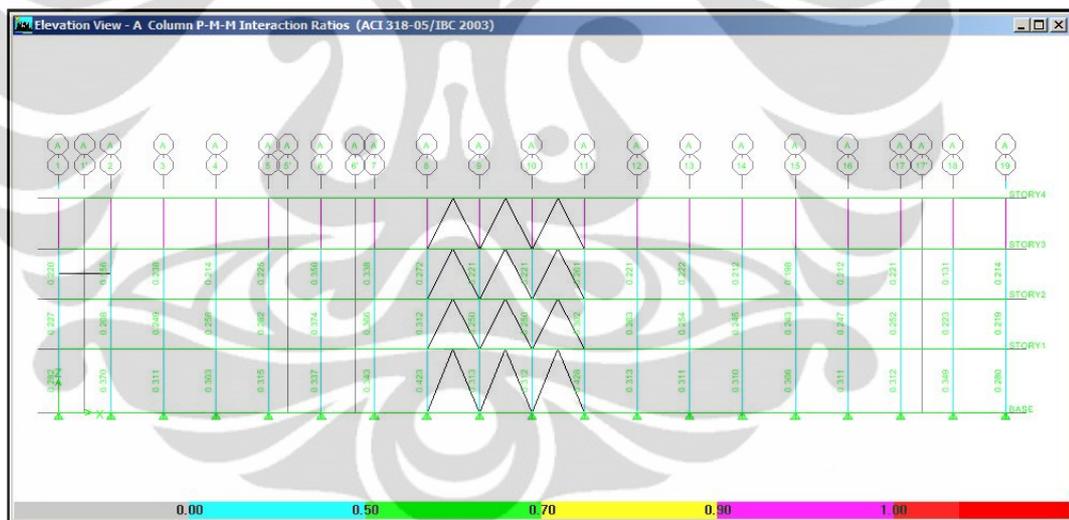
Tipe Kolom	P-M-M Ratio Maksimum
K 40X60	0.71
K40X70	0.504

Sumber : Hasil Olahan Penulis



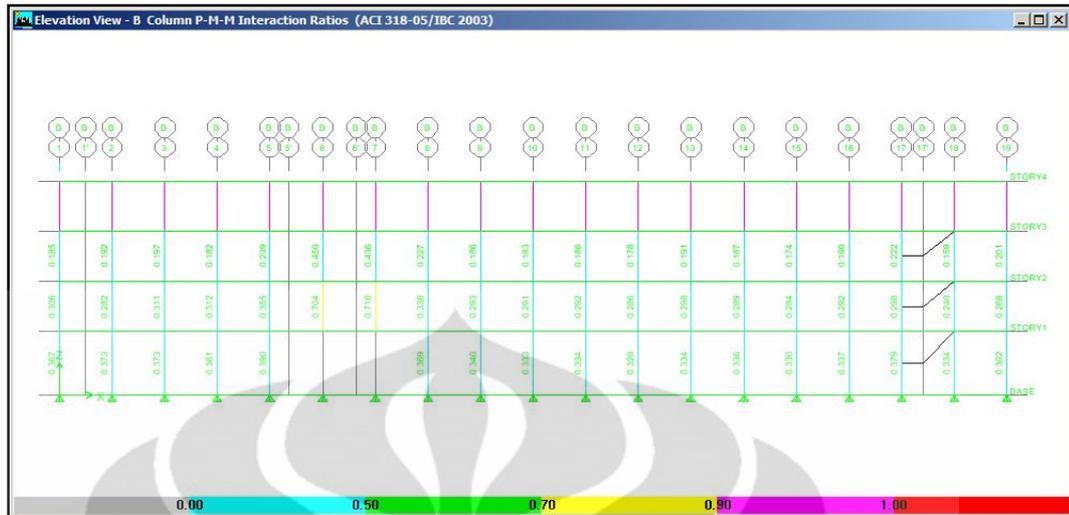
Gambar 4.49 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak 3D

Sumber : Hasil Olahan Penulis



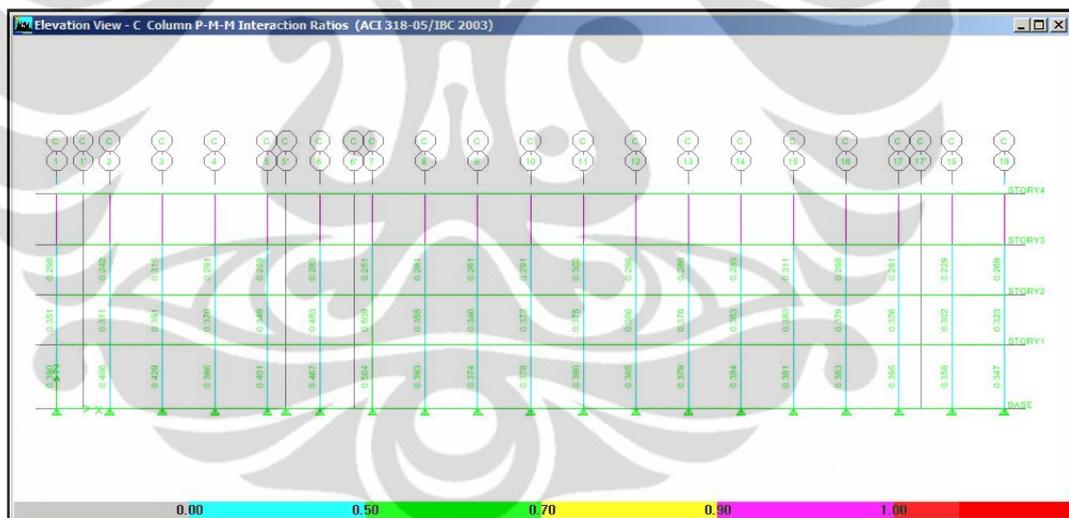
Gambar 4.50 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid A

Sumber : Hasil Olahan Penulis



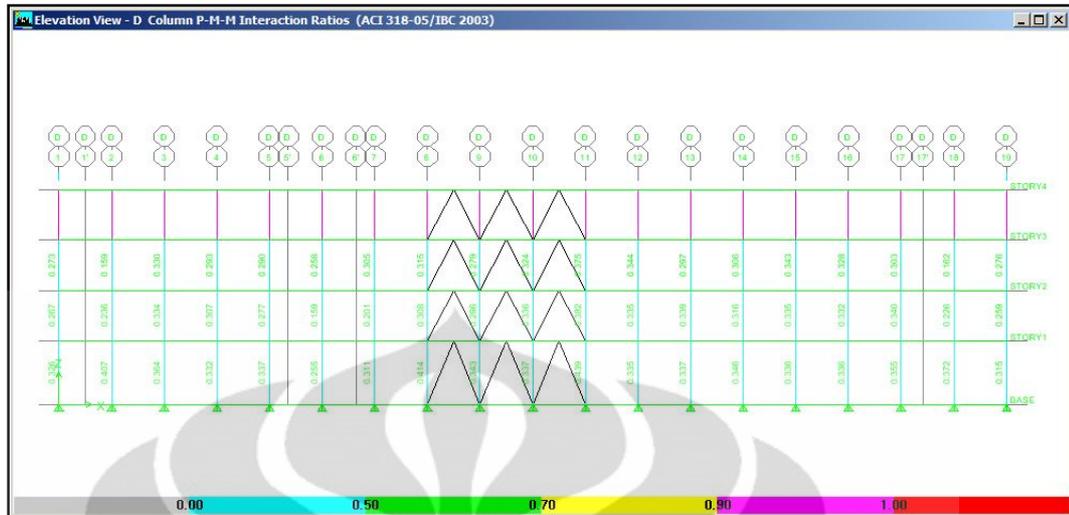
Gambar 4.51 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid B

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.52 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid C

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.53 Pemeriksaan P-M-M Ratio Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja Tampak Grid D

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Kolom

Kebutuhan tulangan geser maksimum untuk tiap tipe kolom Gedung X dengan penambahan bresing baja dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.36 Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Kolom Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja

Tipe Kolom	$A_v/s$ ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )
K 40X60	0,575
K40X70	0,575

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Lentur Pada Balok

Kebutuhan tulangan lentur maksimum untuk tiap tipe balok Gedung X dengan penambahan bresing baja dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.37 Kebutuhan Tulangan Lentur Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Bresing Baja

		As Perlu (mm <sup>2</sup> )				Jumlah Tulangan Perlu			
		Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan	Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan
Tipe Balok	B 40X50	1223	1293	807	1068	3.22	3.40	2.12	2.81
	B 40X80-1	1521	1359	904	1231	4.00	3.58	2.38	3.24
	B 40X80-2	1359	1717	1359	1273	3.58	4.52	3.58	3.35
	B 40X80-3	1597	1359	757	1003	4.20	3.58	1.99	2.64

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Tulangan Geser Pada Balok

Kebutuhan tulangan geser maksimum untuk tiap tipe balok Gedung X dengan penambahan bresing baja dengan memperhitungkan enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana ditunjukkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.38 Kebutuhan Tulangan Geser Maksimum Tiap Tipe Balok Gedung X dengan Penambahan Bresing baja

Tipe Balok	Av/s (mm <sup>2</sup> /mm)
B 40X50	1.328
B 40X80-1	0.575
B 40X80-2	0.739
B 40X80-3	0.575

Sumber : Hasil Olahan Penulis

- Pemeriksaan Pondasi

Pemeriksaan pondasi Gedung X setelah diperbaiki dengan penambahan bresing baja adalah sebagai berikut :

- ❖ Pemeriksaan Pondasi Eksterior

- Properti tanah dan pondasi

- Lebar pondasi arah X (B) = 2 m
- Panjang pondasi arah Y (L) = 2,25 m
- Kedalaman pondasi (D) = 1 m

- Kohesi tanah ( $C_u$ ) = 45 kN/m<sup>2</sup>
  - Sudut geser tanah ( $\phi$ ) = 10°
  - Berat isi tanah ( $\gamma$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>
- b. Reaksi perletakan ultimate akibat beban kombinasi terfaktor
- FZ = 2419,8 kN (comb4)
  - FX = 29,15 kN (comb5)
  - FY = 437,9 kN (comb6)
- c. Reaksi perletakan akibat beban gravitasi tidak terfaktor
- Beban mati = 572,15 kN
  - Beban mati tambahan = 79,23 kN
  - Beban dinding = 253,09 kN
  - Beban hidup tereduksi = 137,94 kN

d. Daya dukung ultimate

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

Dengan :

- $N_\gamma = 0,4$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $N_c = 8,34$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $\theta = \arctan\left(\frac{FX}{FZ}\right) = \arctan\left(\frac{29,15}{2419,15}\right) = 0,69^\circ$
- $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2}\right) = 1,42$
- $s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,13$
- $s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,25$
- $d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,06$
- $d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,12$
- $i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2 = (1 - 0,69^\circ/10^\circ)^2 = 0,87$
- $i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2 = (1 - 0,69^\circ/90^\circ)^2 = 0,98$

Sehingga daya dukung ultimate,  $Q_u$  adalah :

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

$$Q_u = 0,5 \cdot 17 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 1,13 \cdot 1,06 \cdot 0,87 + 45 \cdot 8,34 \cdot 1,25 \cdot 1,12 \cdot 0,98$$

$$Q_u = 522 \text{ kN/m}^2$$

e. Daya dukung ijin

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{522}{3} = 174 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{all}} \cdot 1,5 = 174 \cdot 1,5 = 261 \text{ kN/m}^2$$

f. Tegangan yang terjadi pada pondasi

-  $P$  = beban mati + beban mati tambahan + beban dinding + beban hidup tereduksi = 1042,4 kN

$$- \sigma = \frac{P}{A} = \frac{1042,4}{4,5} = 232 \text{ kN/m}^2$$

Karena tegangan yang terjadi pada pondasi ( $\sigma$ ) lebih kecil dibandingkan daya dukung ijin maka pondasi eksterior Gedung X tidak perlu diperbaiki.

#### ❖ Pemeriksaan Pondasi Interior

a. Properti tanah dan pondasi

- Lebar pondasi arah X (B) = 3 m
- Panjang pondasi arah Y (L) = 4 m
- Kedalaman pondasi (D) = 1 m
- Kohesi tanah ( $C_u$ ) = 45 kN/m<sup>2</sup>
- Sudut geser tanah ( $\phi$ ) = 10°
- Berat isi tanah ( $\gamma$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>

b. Reaksi perletakan ultimate akibat beban kombinasi terfaktor

- FZ = 2195,6 kN (comb2)
- FX = 159,12 kN (comb3)
- FY = 495,6 kN (comb3)

c. Reaksi perletakan akibat beban gravitasi tidak terfaktor

- Beban mati = 1014 kN
- Beban mati tambahan = 161,06 kN
- Beban dinding = 141,85 kN
- Beban hidup tereduksi = 384,57 kN

d. Daya dukung ultimate

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + C_u N_c s_c d_c i_c$$

Dengan :

- $N_y = 0,4$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $N_c = 8,34$  (untuk  $\phi = 10^\circ$ )
- $\theta = \arctan\left(\frac{FX}{FZ}\right) = \arctan\left(\frac{159,12}{2195,6}\right) = 4,15^\circ$
- $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2}\right) = 1,42$
- $s_y = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,11$
- $s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot 1,42 \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,21$
- $d_y = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,04$
- $d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{1,42} \cdot \left(\frac{3}{4}\right) = 1,08$
- $i_y = (1 - \theta/\phi)^2 = (1 - 4,15^\circ/10^\circ)^2 = 0,34$
- $i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2 = (1 - 4,15^\circ/90^\circ)^2 = 0,91$

Sehingga daya dukung ultimate,  $Q_u$  adalah :

$$Q_u = 0,5\gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} + C_u N_c s_c d_c i_c$$

$$Q_u = 0,5 \cdot 17,3 \cdot 0,4 \cdot 1,11 \cdot 1,04 \cdot 0,34 + 45,8 \cdot 34,1 \cdot 21,1 \cdot 0,8 \cdot 0,91$$

$$Q_u = 448 \text{ kN/m}^2$$

e. Daya dukung ijin

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{\text{SF}} = \frac{448}{3} = 149 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{all}} \cdot 1,5 = 149 \cdot 1,5 = 224 \text{ kN/m}^2$$

f. Tegangan yang terjadi pada pondasi

-  $P$  = beban mati + beban mati tambahan + beban dinding + beban hidup tereduksi = 1701,4 kN

$$- \sigma = \frac{P}{A} = \frac{1701,4}{12} = 142 \text{ kN/m}^2$$

Karena tegangan yang terjadi pada pondasi ( $\sigma$ ) lebih kecil dibandingkan daya dukung ijin maka pondasi interior Gedung X tidak perlu diperbaiki.

### 4.3 Perbandingan Struktur Gedung X Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Perbandingan hasil analisis struktur Gedung X pada kondisi eksisting dengan kondisi setelah diperbaiki dengan penambahan dinding geser maupun bresing baja adalah sebagai berikut :

#### 4.3.1 Massa Total Bangunan

Tabel 4.39 Perbandingan Massa Bangunan Eksisting dan Setelah Diperbaiki

	<b>Eksisting</b>	<b>Dengan Dinding Geser</b>	<b>Dengan Bresing Baja</b>
<b>Massa (ton)</b>	5138.4	5336.35	5161.9

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Penambahan elemen baru akan menambah massa pada bangunan eksisting. Namun penambahan elemen bresing cenderung tidak menambah massa secara signifikan dibandingkan dengan penambahan elemen dinding geser, seperti yang ditunjukkan pada tabel di atas.

### 4.3.2 Gaya Geser Dasar

Tabel 4.40 Perbandingan Gaya Geser Dasar Bangunan Eksisting dan Setelah Diperbaiki

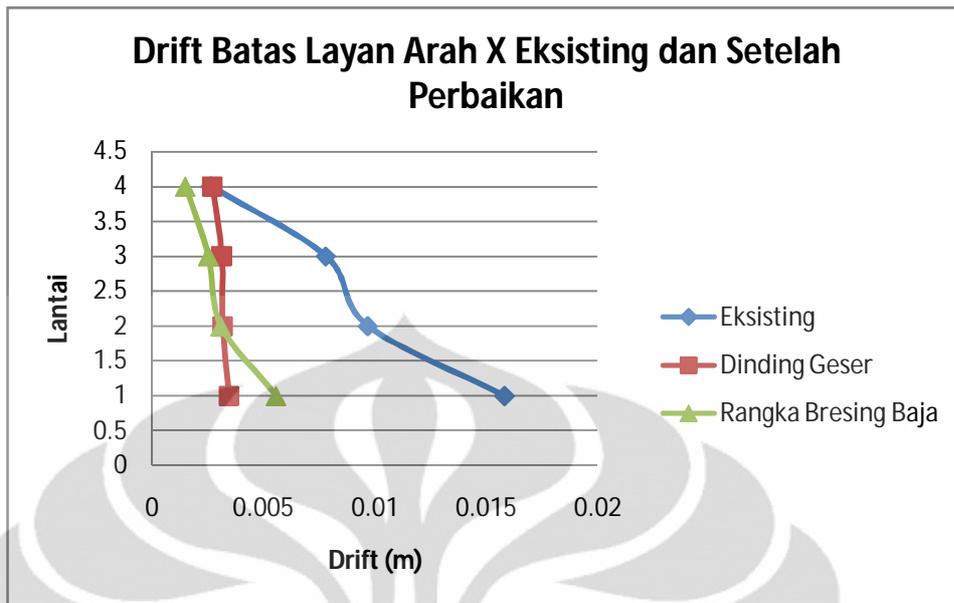
Gaya Geser Dasar (kN)	Eksisting	Dengan Dinding Geser	Dengan B्रेसing Baja
Arah X	8055.05	5771.45	6236.02
Arah Y	6983.91	5773.82	6042.15

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Setelah Gedung X diperbaiki dengan penambahan dinding geser dan bresing baja, gaya geser dasar yang terjadi lebih kecil dibandingkan dengan kondisi eksisting. Hal ini disebabkan karena tahanan lateral akibat beban gempa rencana pada struktur semakin baik setelah diperbaiki. Penambahan dinding geser dan bresing baja juga menambah daktilitas struktur sehingga nilai faktor reduksi,  $R$ , semakin besar.

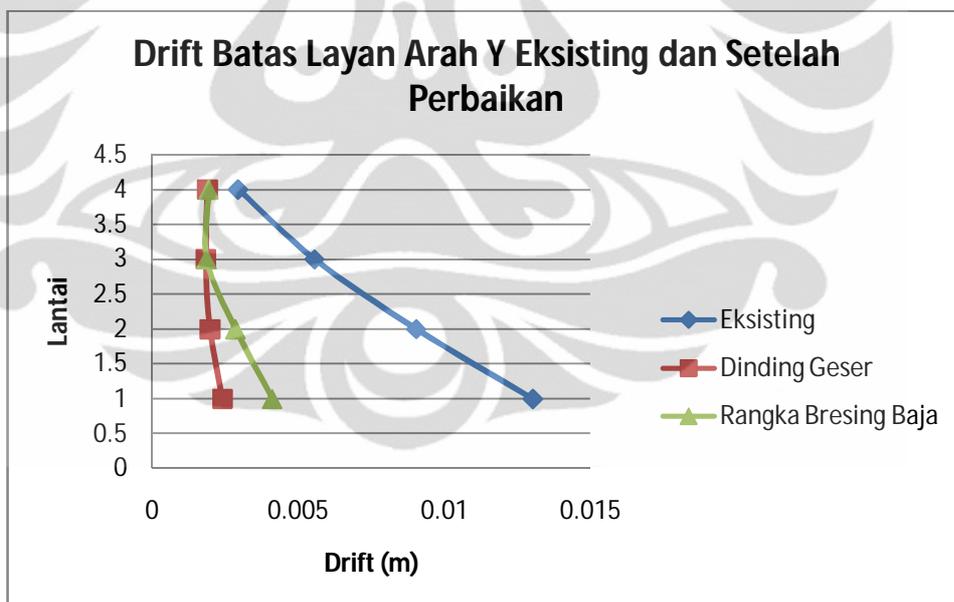
### 4.3.3 Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Simpangan antar lantai Gedung X pada kondisi eksisting dan setelah diperbaiki memenuhi persyaratan kinerja batas layan dan kinerja batas ultimate sesuai dengan Pasal 8.1 dan 8.2 SNI 03-1726-2002. Perbandingan besar simpangan antar lantai pada kondisi eksisting dan setelah diperbaiki ditunjukkan pada gambar berikut :



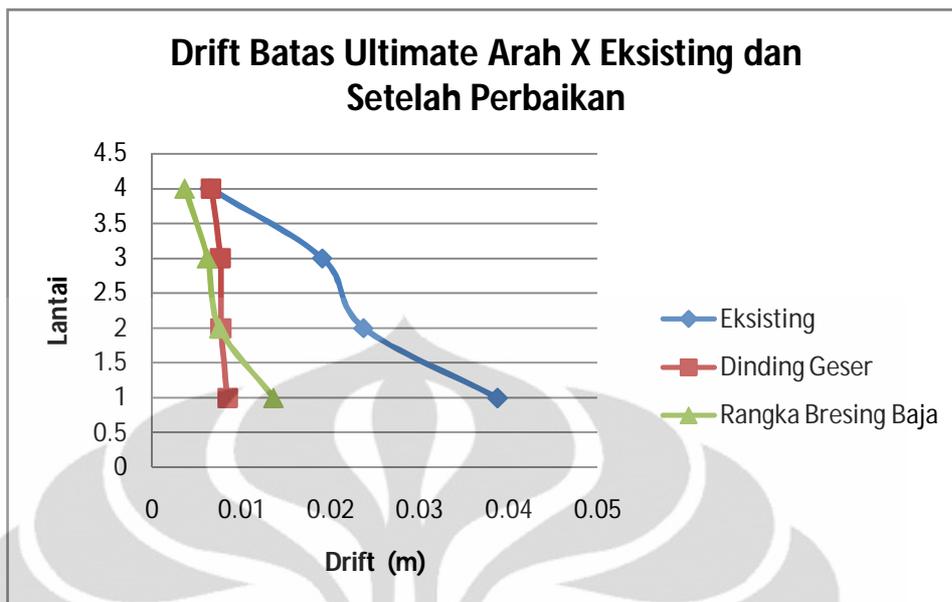
Gambar 4.54 Perbandingan Drift Batas Layan Arah X Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Sumber : Hasil Olahan Penulis



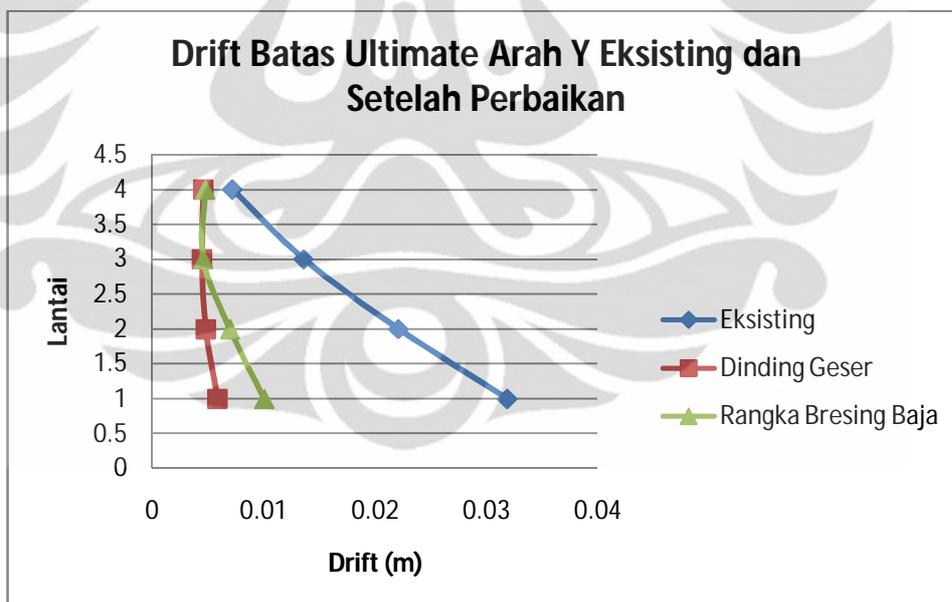
Gambar 4.55 Perbandingan Drift Batas Layan Arah Y Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.56 Perbandingan Drift Batas Ultimate Arah X Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Sumber : Hasil Olahan Penulis



Gambar 4.57 Perbandingan Drift Batas Ultimate Arah Y Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Penambahan elemen baru dengan dinding geser dan bresing baja akan mempengaruhi sistem struktur gedung secara keseluruhan. Setelah diperbaiki

simpangan antar lantai pada Gedung X cenderung sama untuk setiap lantai karena kekakuan tiap lantai pun hampir seragam untuk tiap lantai akibat penambahan elemen baru.

#### 4.3.4 *Strength Ratio* Kolom

Tabel 4.41 Perbandingan Nilai P-M-M Ratio Kolom Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Lantai	As	P-M-M Ratio		
		Eksisting	Dengan Dinding Geser	Dengan Bresing Baja
2	B-1	0,953	0,271	0,301
	B-6	1,292	0,599	0,690
	B-7	1,252	0,602	0,691
	C-1	0,972	0,317	0,348
	C-7	1,157	0,489	0,481
1	B-1	1,227	0,267	0,358
	B-2	1,115	0,348	0,369
	B-3	1,024	0,291	0,369
	B-17	1,056	0,310	0,344
	C-1	1,216	0,288	0,393
	C-2	1,076	0,553	0,403
	C-3	0,997	0,338	0,426
	C-5	1,053	0,319	0,383
	C-7	1,136	0,411	0,463

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Penambahan elemen dinding geser dan bresing baja menyebabkan kapasitas kekuatan pada kolom akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal rencana semakin meningkat. Karena beban lateral akibat gempa sebagian ditahan oleh elemen baru dinding geser dan bresing baja sehingga nilai P-M-M Rationya pun lebih kecil dibandingkan kondisi eksisting.

## 4.3.5 Tulangan Geser Kolom

Tabel 4.42 Perbandingan Tulangan Geser Maksimum pada Kolom Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Tipe Kolom	Av/s (mm <sup>2</sup> /mm) D10-125		
	Eksisting	Dengan Dinding Geser	Dengan Bresing Baja
K 40xX60	1,256	0,862	0,575
K 40X70	1,256	1,368	0,575

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Keterangan :

**Highlight Kuning** = tulangan melebihi tulangan eksisting

Setelah diperbaiki dengan penambahan dinding geser, beberapa kolom pada rangka bangunan yang ditambahkan dinding pengisi kebutuhan tulangan gesernya lebih besar dibandingkan tulangan geser eksisting, namun selisihnya tidak jauh berbeda sehingga dianggap tercukupi.

## 4.3.6 Tulangan Lentur Balok

Tabel 4.43 Perbandingan Tulangan Lentur Maksimum pada Balok Eksisting dan Setelah Diperbaiki

	Tipe Balok	Jumlah Tulangan Tumpuan Perlu			
		Atas Kiri	Atas Kanan	Bawah Kiri	Bawah Kanan
Eksisting	B 40X50	3	3	3	3
	B 40X80-1	4	4	3	4
	B 40X80-2	4	5	4	3
	B 40X80-3	5	4	3	4
Dengan Dinding Geser	B 40X50	3.17	2.83	2.12	2.26
	B 40X80-1	3.66	2.90	1.54	3.01
	B 40X80-2	3.11	3.58	3.58	2.86
	B 40X80-3	4.13	3.58	2.00	2.65
Dengan Bresing Baja	B 40X50	3.22	3.40	2.12	2.81
	B 40X80-1	4.00	3.58	2.38	3.24
	B 40X80-2	3.58	4.52	3.58	3.35
	B 40X80-3	4.20	3.58	1.99	2.64

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Keterangan :

**Highlight Kuning** = tulangan melebihi tulangan eksisting

Berdasarkan tabel di atas, kebutuhan tulangan lentur pada balok pada kondisi setelah diperbaiki semakin kecil dibandingkan dengan kondisi eksisting karena *demand* kuat lentur pada balok akibat kombinasi beban gravitasi dan beban rencana. Meskipun demikian ada satu balok tipe B40x50 dan B40x80-2 yang kebutuhan tulangan lentur tumpuannya lebih besar dibandingkan kondisi eksisting, namun selisihnya tidak berbeda jauh sehingga dengan penambahan elemen baru dinding geser dan bresing baja, kebutuhan tulangan lentur tumpuan pada balok tercukupi.

## 4.3.7 Tulangan Geser Balok

Tabel 4.44 Perbandingan Tulangan Geser Maksimum pada Balok Eksisting dan Setelah Diperbaiki

Tipe Balok	Av/s (mm <sup>2</sup> /mm) D10-125		
	Eksisting	Dengan Dinding Geser	Dengan Bresing Baja
B 40X50	1,256	0.824	1.328
B 40X80-1	1,256	0.575	0.575
B 40X80-2	1,256	0.575	0.739
B 40X80-3	1,256	0.575	0.575

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Keterangan :

**Highlight Kuning** = tulangan melebihi tulangan eksisting

Sama seperti tulangan lentur, kebutuhan tulangan geser pada balok pada kondisi setelah diperbaiki semakin kecil dibandingkan dengan kondisi eksisting karena kapasitas kuat geser pada balok akibat kombinasi beban gravitasi dan beban rencana semakin besar. Meskipun demikian ada satu balok tipe B40x50 yang kebutuhan tulangan gesernya lebih besar dibandingkan kondisi eksisting, namun selisihnya tidak berbeda jauh sehingga dengan penambahan elemen baru dinding geser dan bresing baja, kebutuhan tulangan geser pada balok tercukupi.

## 4.3.8 Tegangan Pada Pondasi

Tabel 4.45 Perbandingan Tegangan pada Pondasi Eksisting dan Setelah Diperbaiki

	Tegangan Ijin (kN/m <sup>2</sup> )		Tegangan pada Pondasi (kN/m <sup>2</sup> )	
	Eksterior	Interior	Eksterior	Interior
<b>Eksisting</b>	150	231,3	137	121,72
<b>Dengan Dinding Geser</b>	241,4	229,7	192,8	141,36
<b>Dengan Bresing Baja</b>	261	224	232	142

Sumber : Hasil Olahan Penulis

Setelah diperbaiki dengan penambahan dinding geser dan bresing baja, tegangan yang terjadi pada pondasi masih lebih kecil dibandingkan tegangan ijin sehingga pondasi eksisting Gedung X tidak perlu diperbaiki. Namun perlu direncanakan pondasi tambahan di bawah dinding geser berupa pondasi jalur. Detail perancangan pondasi dinding geser dimasukkan pada bagian lampiran.

## **BAB 5**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan hasil penelitian dapat disimpulkan bahwa :

- Gedung X dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan sehingga pada perencanaannya tidak memperhitungkan aspek-aspek ketahanan gempa sesuai SNI 03-1726-2002, terbukti dengan ditemukannya defisiensi pada beberapa elemen kolom dan balok berdasarkan hasil evaluasi dengan memperhitungkan kombinasi akibat beban gravitasi dan beban gempa rencana.
- Defisiensi yang ditemukan pada Gedung X adalah defisiensi dari segi kekuatan, yaitu kurangnya kapasitas kekuatan geser, lentur, dan aksial pada beberapa kolom, serta kapasitas kekuatan geser dan lentur pada beberapa balok, sehingga metode perbaikan yang digunakan berdasarkan pada defisiensi kekuatan struktur bangunan.
- Metode penambahan elemen baru dengan teknik penambahan dinding geser dan bresing baja konsentrik biasa dapat meningkatkan kapasitas kekuatan struktur eksisting Gedung X akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa rencana. Namun untuk perbaikan dengan penambahan dinding geser perlu direncanakan pondasi tambahan berupa pondasi jalur.

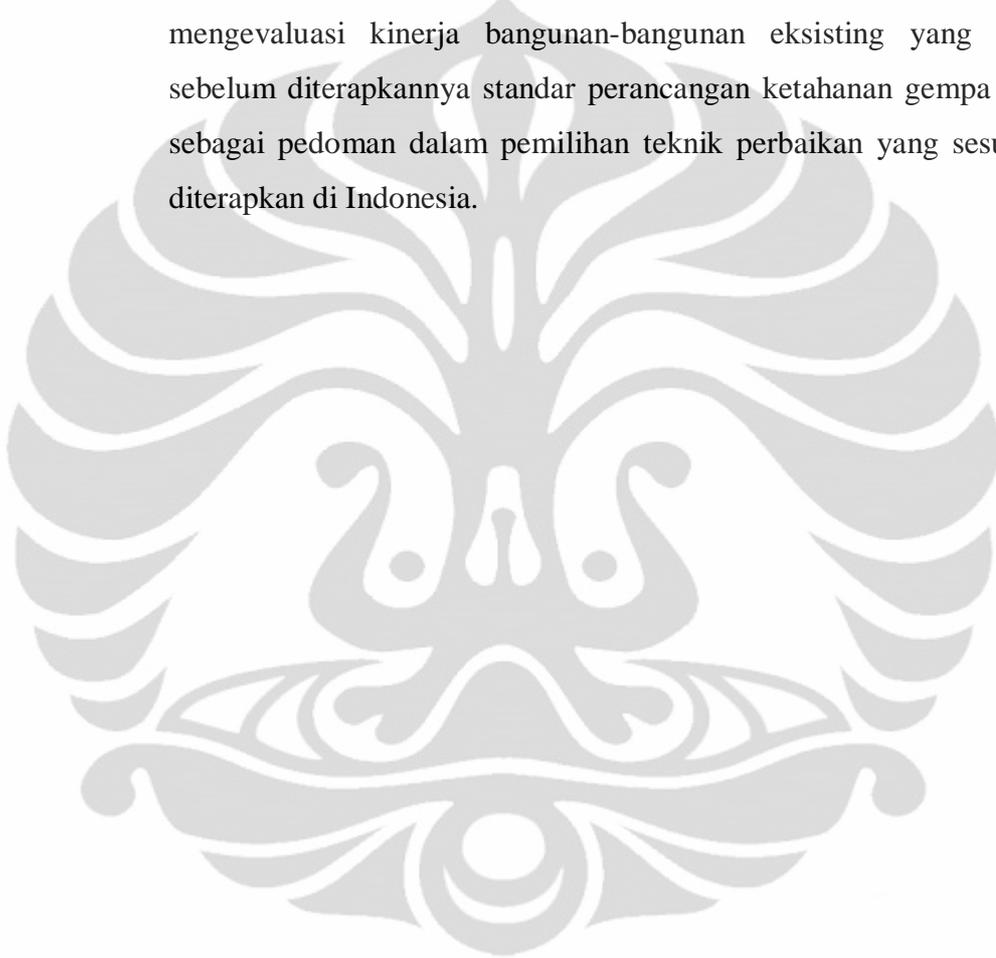
#### **5.2 Saran**

Saran yang diberikan berdasarkan hasil penelitian ini adalah :

- Metode penambahan elemen baru dengan teknik penambahan dinding geser dan bresing baja konsentrik biasa dapat meningkatkan kinerja struktur Gedung X dalam menahan beban gempa rencana namun sebaiknya direncanakan juga kombinasi dari beberapa metode perbaikan, baik kombinasi antara penambahan dinding geser dan bresing baja yang keduanya merupakan metode penambahan elemen baru, maupun kombinasi antara dua metode yang berbeda : metode penambahan

elemen baru dikombinasikan dengan metode peningkatan elemen eksisting misalnya, agar perancangan perbaikan untuk mengatasi defisiensi struktur pada Gedung X dapat lebih optimal dan efisien baik dari segi biaya maupun dari segi teknis pelaksanaan di lapangan.

- Indonesia sebaiknya menerapkan suatu standar yang mengadopsi FEMA 310 dan FEMA 356 sebagai pedoman untuk para ahli struktur dalam mengevaluasi kinerja bangunan-bangunan eksisting yang dibangun sebelum diterapkannya standar perancangan ketahanan gempa dan juga sebagai pedoman dalam pemilihan teknik perbaikan yang sesuai untuk diterapkan di Indonesia.



## DAFTAR REFERENSI

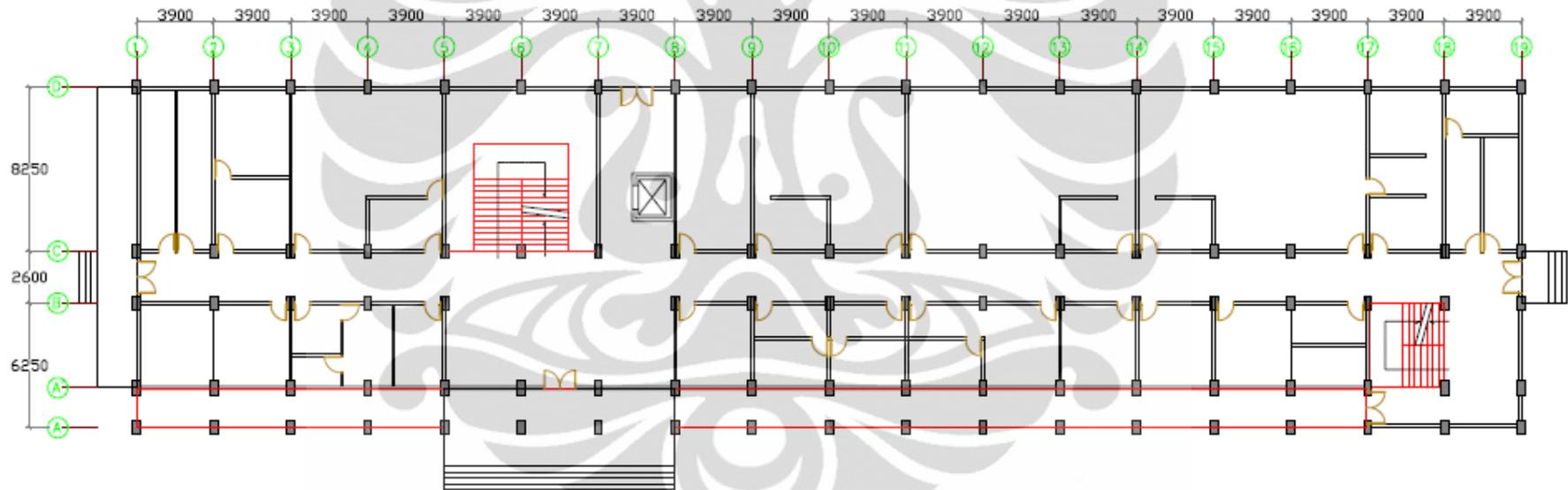
- Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Federal Emergency Management Agency. (1998). *FEMA 310 Handbook for the Seismic Evaluations of Building*.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- Federal Emergency Management Agency. (2006). *FEMA 547 Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*.
- Harinaldi. (2005). *Prinsip-Prinsip Statistik untuk Teknik dan Sains*. Jakarta: Erlangga.
- IST Group. (2004). *Methods for Seismic Retrofitting of Structures*.
- MacGregor, J. G. (2006). *Reinforced Concrete : Mechanics and Design*. Singapore: Prentice Hall.
- Maheri, M. R. (2005). Recent Advances in Seismic Retrofit of RC Frames. *Asian Journal of Civil Engineering Building and Housing Volume 6 No. 5* , 373-391.
- Naeim, F. *The Seismic Design Handbok 2nd Edition*.
- Phan, L. T., & Lew, H. S. (1996). Strenghtening Methodology for Lightly Reinforced Concrete Frames. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco: Elsevier Science Ltd.
- Rai, D. (2005). *Guidelines for Seismic Evaluation and Strengthening of Existing Buildings*. India: Indian Institute of Technology Kanpur.
- Segui, W. T. (2007). *Steel Design International Student Edition*. Kanada: Nelson Publisher.
- Tankut, T., Ersoy, U., Ozcebe, G., Baran, M., & Okuyucu, D. (2006). In Service Seismic Strengthening of RC Framed Buildings. *Advance in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction Nato Science Series Volume 66* , 47-62.
- Tim Penyusun. (2001). *SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Viswanath, K. G., Prakash, K. B., & Desai, A. (2010). Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete. *International Journal of Civil and Structural Engineering Volume 1 No. 1* .

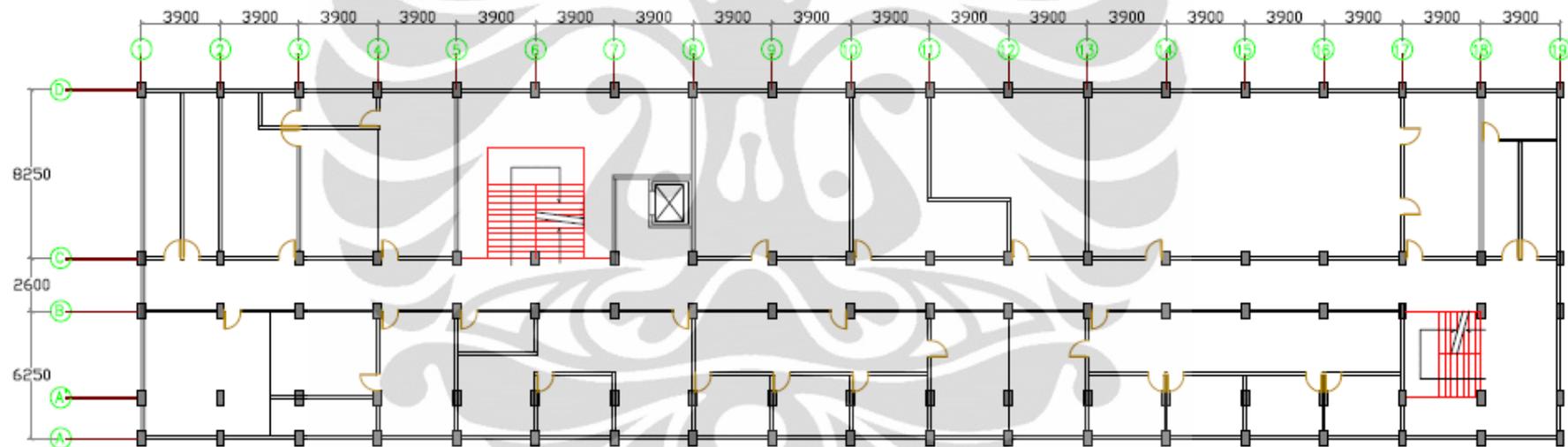
Youssef, M. A., Ghaffarzadeh, H., & Nehdi, M. (2007). Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing. *Journal of Engineering Structures Volume 29* , 1561-1568.



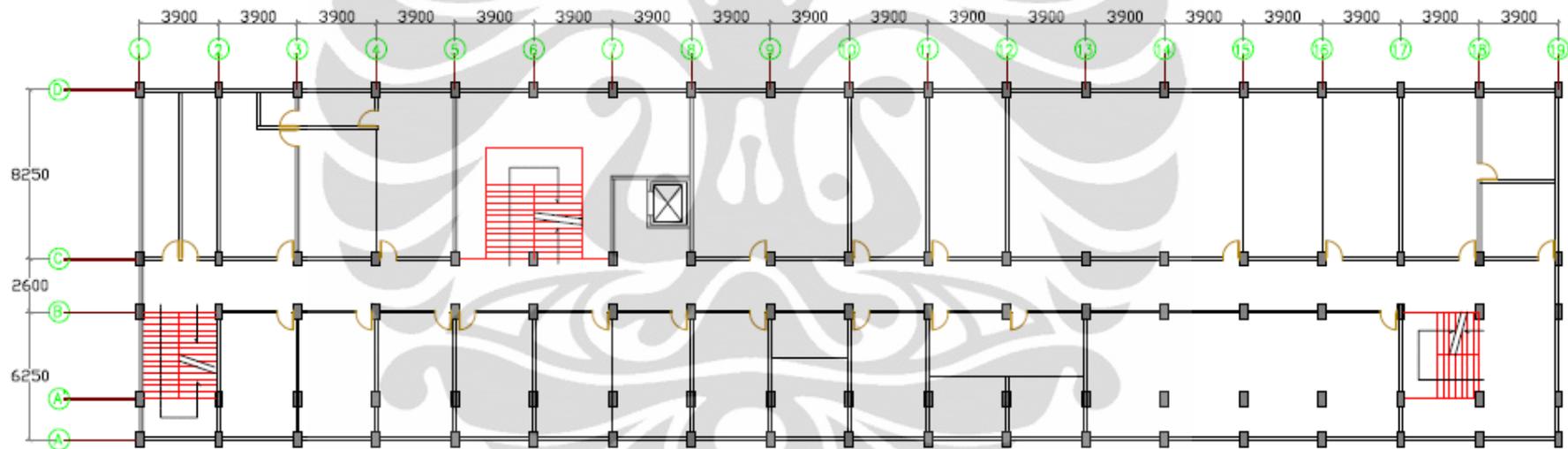
Lampiran 1  
Denah Lantai Dasar Gedung X



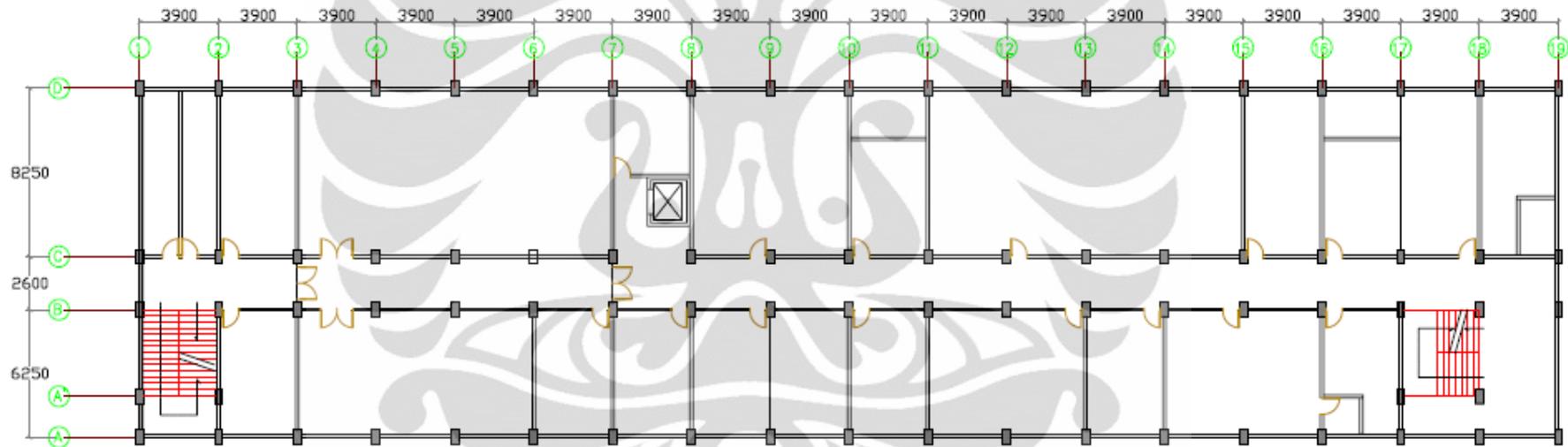
Lampiran 2  
Denah Lantai 1 Gedung X



Lampiran 3  
Denah Lantai 2 Gedung X



Lampiran 4  
Denah Lantai 3 Gedung X



## Analisis Statistik Kuat Tekan Beton Rata-Rata Gedung X

Analisis statistik dilakukan untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton rata-rata yang representatif mewakili seluruh elemen kolom dan balok pada Gedung X. Analisis dengan teknik estimasi secara statistik untuk estimasi mean populasi ( $\mu_x$ ) pada sampel berukuran kecil ( $n < 30$ ) menggunakan distribusi t karena populasinya tidak dapat dipastikan terdistribusi normal dan deviasi standard populasi juga tidak diketahui. Analisis dibantu dengan program Ms. Excel.

## 1. Kolom

Hasil Pengujian Kuat Tekan Beton

No.	Kode	Tegangan Silinder (kg/cm <sup>2</sup> )	Tegangan Kubus 15x15x15 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.1	302	364
2	1.2	239	288
3	1.3	161	194
4	1.4	183	221
5	1.5	259	313
6	1.6	192	231
7	1.7	222	268
8	1.8	225	271
9	2.1	259	313
10	2.2	185	223
11	2.3	162	196
12	3.1	163	196
13	3.2	187	226
14	3.3	264	318

- Mean Sampel

$$\bar{x} = 258,7143 \text{ kg/cm}^2$$

- Standard Deviasi Sampel

$$s = 54,19257$$

## Lampiran 5 (Lanjutan)

- Nilai  $\alpha$  Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi

Digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga :

$$\alpha = 1 - \text{Tingkat Kepercayaan} = 1 - 90\% = 10\%$$

- Derajat Kebebasan

Dihitung berdasarkan jumlah sampel (n)

$$v = n - 1 = 14 - 1 = 13$$

- Estimasi Interval Mean Populasi Berdasarkan Tabel Distribusi T

Berdasarkan tabel distribusi t dengan nilai kritis  $t_{\alpha/2, v}$  maka

$$t_{0,05,13} = 1,771$$

Estimasi error standard untuk jumlah populasi (N) = 302 adalah

$$\hat{\sigma}_{\bar{x}} = \frac{s}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N-n}{N-1}} = \frac{54,19257}{\sqrt{14}} \sqrt{\frac{302-14}{302-1}} = 14,16735$$

Estimasi interval mean populasi

$$\bar{x} - t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}} < \mu_x < \bar{x} + t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}}$$

$$258,7143 - (1,771)(14,16735) < \mu_x < 258,7143 + (1,771)(14,16735)$$

$$233,6239 \text{ kg/cm}^2 < \mu_x < 283,8047 \text{ kg/cm}^2$$

$$19,02236 \text{ MPa} < \mu_x < 23,10823 \text{ MPa}$$

## Lampiran 5 (Lanjutan)

## 2. Balok

Hasil Pengujian Kuat Tekan Beton

No.	Kode	Tegangan Silinder (kg/cm <sup>2</sup> )	Tegangan Kubus 15x15x15 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.1	184	222
2	1.2	157	189
3	1.3	168	202
4	1.4	186	224
5	1.5	167	201
6	1.6	290	350
7	2.1	226	272
8	2.2	278	335
9	2.3	251	303
10	3.2	278	335

- Mean Sampel

$$\bar{x} = 263,3 \text{ kg/cm}^2$$

- Standard Deviasi Sampel

$$s = 63,12254$$

- Nilai  $\alpha$  Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi

Digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga :

$$\alpha = 1 - \text{Tingkat Kepercayaan} = 1 - 90\% = 10\%$$

- Derajat Kebebasan

Dihitung berdasarkan jumlah sampel (n)

$$v = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

## Lampiran 5 (Lanjutan)

- Estimasi Interval Mean Populasi Berdasarkan Tabel Distribusi T

Berdasarkan tabel distribusi t dengan nilai kritis  $t_{\alpha/2, v}$  maka

$$t_{0,05,9} = 1,833$$

Estimasi error standard untuk jumlah populasi (N) = 643 adalah

$$\hat{\sigma}_{\bar{x}} = \frac{s}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N-n}{N-1}} = \frac{63,12254}{\sqrt{10}} \sqrt{\frac{643-10}{643-1}} = 19,82069$$

Estimasi interval mean populasi

$$\bar{x} - t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}} < \mu_x < \bar{x} + t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}}$$

$$263,3 - (1,833)(19,82069) < \mu_x < 263,3 + (1,833)(19,82069)$$

$$226,9687 \text{ kg/cm}^2 < \mu_x < 299,6313 \text{ kg/cm}^2$$

$$18,48047 \text{ MPa} < \mu_x < 24,39688 \text{ MPa}$$

## Lampiran 5 (Lanjutan)

## 3. Pelat

## Hasil Pengujian Kuat Tekan Beton

No.	Kode	Tegangan Silinder (kg/cm <sup>2</sup> )	Tegangan Kubus 15x15x15 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.1	245	296
2	1.2	232	279
3	1.3	238	287
5	1.5	174	209
6	1.6	246	297
7	2.1	218	263
8	2.2	251	302
9	2.3	354	426
10	3.1	380	457
11	3.2	266	320
12	3.3	247	297

Keterangan : Sampel ke-4 rusak

- Mean Sampel

$$\bar{x} = 312,0909 \text{ kg/cm}^2$$

- Standard Deviasi Sampel

$$s = 70,43785$$

- Nilai  $\alpha$  Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi

Digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga :

$$\alpha = 1 - \text{Tingkat Kepercayaan} = 1 - 90\% = 10\%$$

- Derajat Kebebasan

Dihitung berdasarkan jumlah sampel (n)

$$v = n - 1 = 11 - 1 = 10$$

## Lampiran 5 (Lanjutan)

- Estimasi Interval Mean Populasi Berdasarkan Tabel Distribusi T

Berdasarkan tabel distribusi t dengan nilai kritis  $t_{\alpha/2, v}$  maka

$$t_{0,05,10} = 1,812$$

Estimasi error standard untuk jumlah populasi ( $N$ ) = 153 adalah

$$\hat{\sigma}_{\bar{x}} = \frac{s}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N-n}{N-1}} = \frac{70,43785}{\sqrt{11}} \sqrt{\frac{153-11}{153-1}} = 20,52731$$

Estimasi interval mean populasi

$$\bar{x} - t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}} < \mu_x < \bar{x} + t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}}$$

$$312,0909 - (1,812)(20,52731) < \mu_x < 312,0909 + (1,812)(20,52731)$$

$$274,8954 \text{ kg/cm}^2 < \mu_x < 349,2864 \text{ kg/cm}^2$$

$$22,38281 \text{ MPa} < \mu_x < 28,43995 \text{ MPa}$$

- ❖ Berdasarkan analisis statistik di atas maka digunakan nilai kuat tekan beton rata-rata representatif untuk elemen kolom, balok, dan pelat sebesar 22,5 Mpa

Perhitungan tulangan yang dibutuhkan dinding geser adalah sebagai berikut ini :

- $l_w = 8,25 \text{ m}$
- $h_w = 4,75 \text{ m}$
- $t \text{ atau } h = 150 \text{ mm}$
- $f_c' = 22,5 \text{ MPa}$
- $f_y = 300 \text{ MPa}$
- $d = 0,8.l_w.1000 = 0,8.82,5.1000 = 6600 \text{ mm}$

1. Tulangan Horizontal

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{22,5} \cdot 150 \cdot 6600$$

$$V_c = 782664 \text{ N} = 782,66 \text{ kN}$$

$$V_u = 1211,2 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 782,66 = 586,99 \text{ kN}$$

$$V_u > \phi V_c \rightarrow \text{dibutuhkan tulangan horizontal}$$

Gunakan dua *layer* tulangan D13

$$V_s = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right)$$

$$V_s = \left( \frac{1211,2}{0,75} - 782,66 \right) = 832,27 \text{ kN}$$

$$d_s = 10 \text{ mm}$$

$$A_b = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} = 3,14 \cdot \frac{10^2}{4} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \cdot A_b = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

## Lampiran 6 (Lanjutan)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} = \frac{157 \cdot 300 \cdot 6600}{832,27 \cdot 1000} = 373,51 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \min \left( \frac{l_w \cdot 1000}{5}, 3 \cdot h, 450 \right)$$

$$s_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan  $s = 370 \text{ mm}$

Cek ratio tulangan :

$$\rho_h = \frac{A_v}{h \cdot s} = \frac{157}{150 \cdot 370} = 0,00283 > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

❖ Dua layer tulangan D10 dapat digunakan sebagai tulangan horizontal

Cek  $V_{n\max}$  :

$$V_{n\max} = \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d$$

$$V_{n\max} = \frac{5}{6} \cdot \sqrt{22,5} \cdot 150 \cdot 6600 = 3913319 \text{ N} = 3913,32 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157 \cdot 300 \cdot 6600}{370} = 840162 \text{ N} = 840,16 \text{ kN}$$

$$V_c = 782,66 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 1622,83 \text{ kN} < V_{n\max} \rightarrow \text{OK}$$

## 2. Tulangan Vertikal

$$\rho_{n1} = 0,0025 + 0,5 \cdot \left( 2,5 - \frac{hw}{l_w} \right) \cdot (\rho_h - 0,0025) = 0,00282$$

$$\rho_{n2} = 0,0025$$

$$\rho_{n3} = 0,00283$$

$$\rho_n = \max(\rho_{n1}, \rho_{n2}, \rho_{n3}) = 0,00283$$

$$s_{\max} = \min \left( \frac{l_w \cdot 1000}{5}, 3 \cdot h, 450 \right)$$

$$s_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan  $s = 370 \text{ mm}$

Gunakan dua *layer* tulangan D10 – 370 mm

## Lampiran 6 (Lanjutan)

Cek  $\rho_n$  :

$$\rho_n = \frac{2 \cdot \pi \cdot 10^2}{4 \cdot h \cdot s}$$

$$\rho_n = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 10^2}{4 \cdot 150 \cdot 370} = 0,00283 \rightarrow \text{OK}$$



Detail Penulangan Dinding Geser

### 3. Penulangan Dowel

Luas tulangan dowel yang dibutuhkan dalam arah tegak lurus arah geser adalah :

$$A_{vf} = \frac{V_u}{f_y \cdot \mu} \cdot \eta$$

$$V_u = 1211,2 \text{ kN}$$

$$\mu = \text{coefficient of friction} = 1,0$$

$$\eta = \text{efficiency factor} = 0,5$$

$$A_{vf} = 2018,67 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan dowel dengan diameter 13 mm

$$s = \frac{L}{A_b}$$

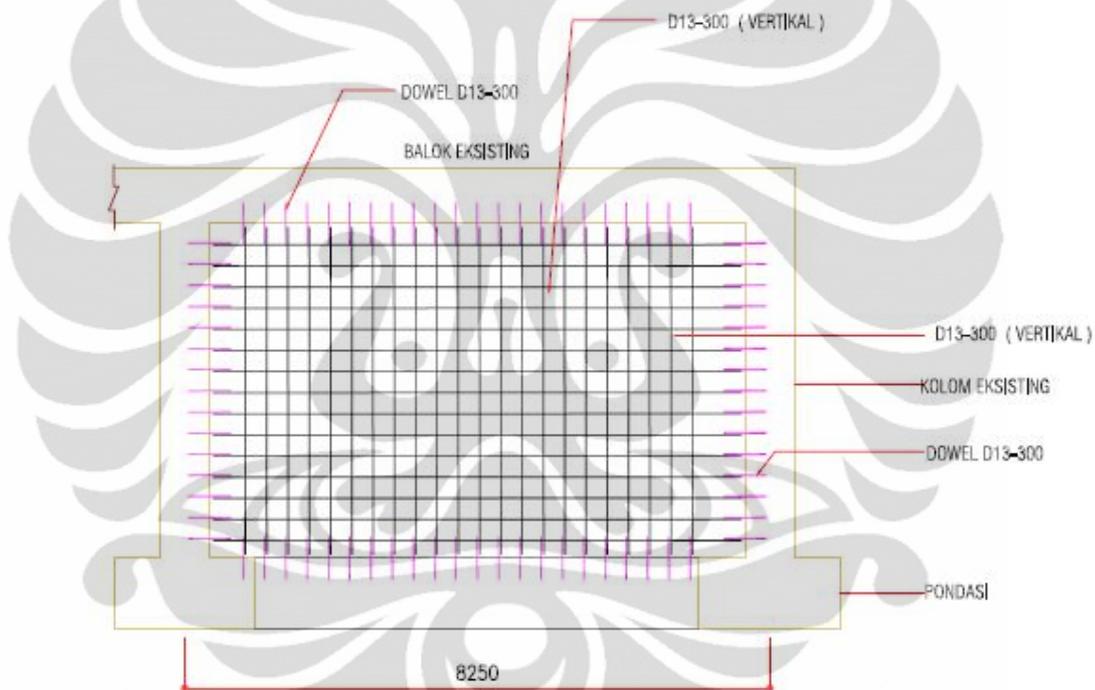
$$s = \frac{8250}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2} = 542,18 \text{ mm} = 520 \text{ mm (vertikal)}$$

## Lampiran 6 (Lanjutan)

$$s = \frac{h}{Ab}$$

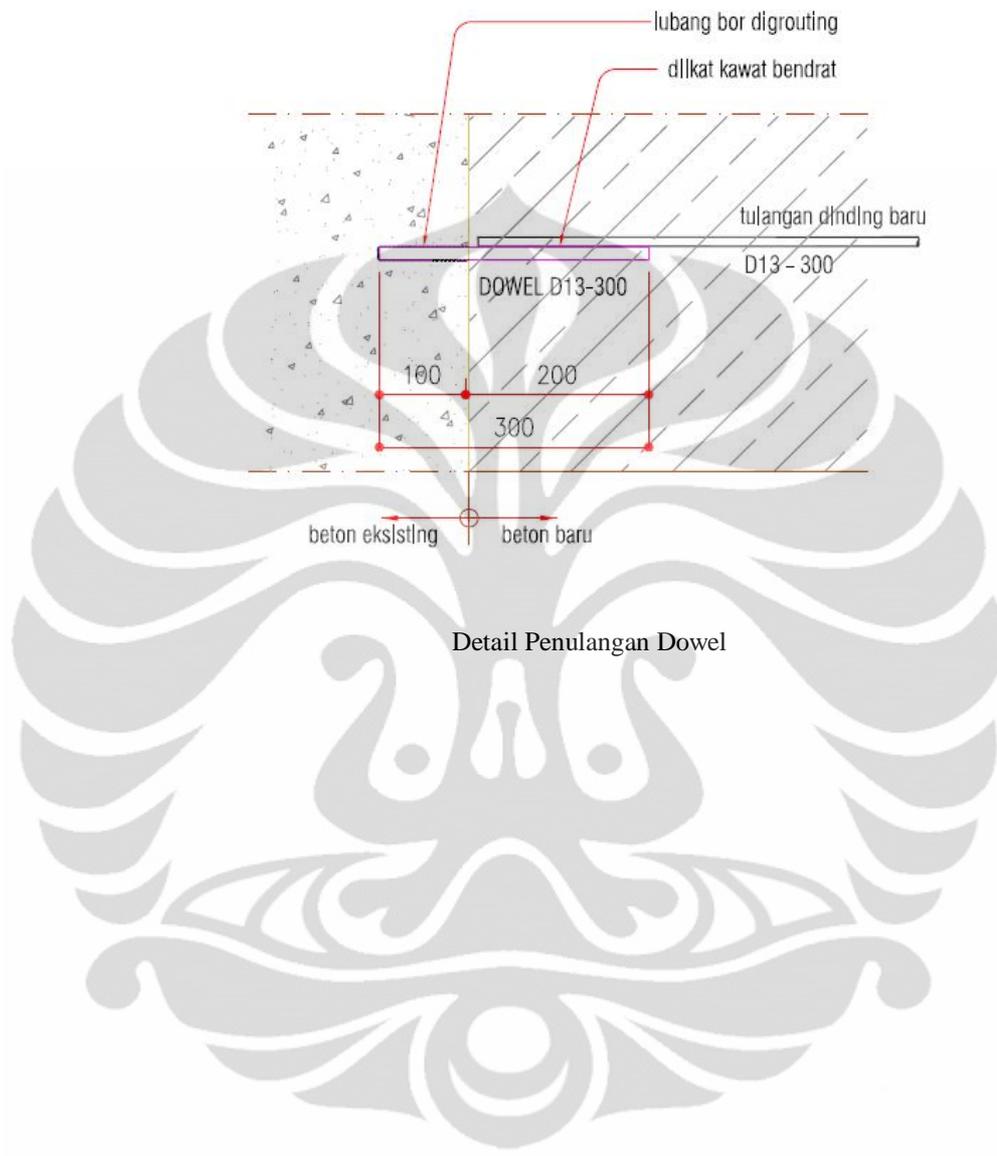
$$s = \frac{4750}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2} = 312,17 \text{ mm} = 300 \text{ mm (horizontal)}$$

kedalaman pengankuran dowel = minimal 6x diameter  
digunakan kedalaman pengankuran 100 mm



Tampak Detail Penulangan Dinding Geser

## Lampiran 6 (Lanjutan)



Penambahan dinding geser pada rangka eksisting membutuhkan tambahan pondasi jalur di bawah dinding geser yang menyatu pada pondasi tapak eksisting. Perancangan pondasi untuk dinding geser arah Y adalah sebagai berikut:

- Tebal dinding,  $t_w = 150 \text{ mm}$
- Pembebanan :
  - Beban mati  $= 202,26 \text{ kN}$
  - Beban mati tambahan  $= 21,88 \text{ kN}$
  - Beban dinding bata  $= 65,87 \text{ kN}$
  - Beban hidup  $= 37,79 \text{ kN}$
- Allowable soil pressure,  $q_a = 229,7 \text{ kN/m}^3$
- $f_c' = 22,5 \text{ MPa}$
- $f_y = 300 \text{ MPa}$
- Berat isi tanah  $= 17 \text{ kN/m}^3$

1. Dimensi pondasi dan net pressure terfaktor

Gunakan tebal pondasi  $= 300 \text{ mm}$

$$q_n = 229,7 - (0,3 \times 24 + 1,2 \times 17) = 202,1 \text{ kN/m}^2$$

Luas area yang dibutuhkan :

$$A_{\text{req}} = \frac{202,26 + 21,88 + 65,87 + 37,79}{202,1}$$

$$A_{\text{req}} = 1,622 \text{ kN/m}^2$$

Gunakan lebar pondasi  $= 1,65 \text{ m}$

Factored net pressure,  $q_{\text{nu}}$  :

$$q_{\text{nu}} = \frac{(1,2 \cdot (202,26 + 21,88 + 65,87)) + (1,6 \cdot 37,79)}{1,6}$$

$$q_{\text{nu}} = 247,56 \text{ kN/m}^2$$

## Lampiran 7 (Lanjutan)

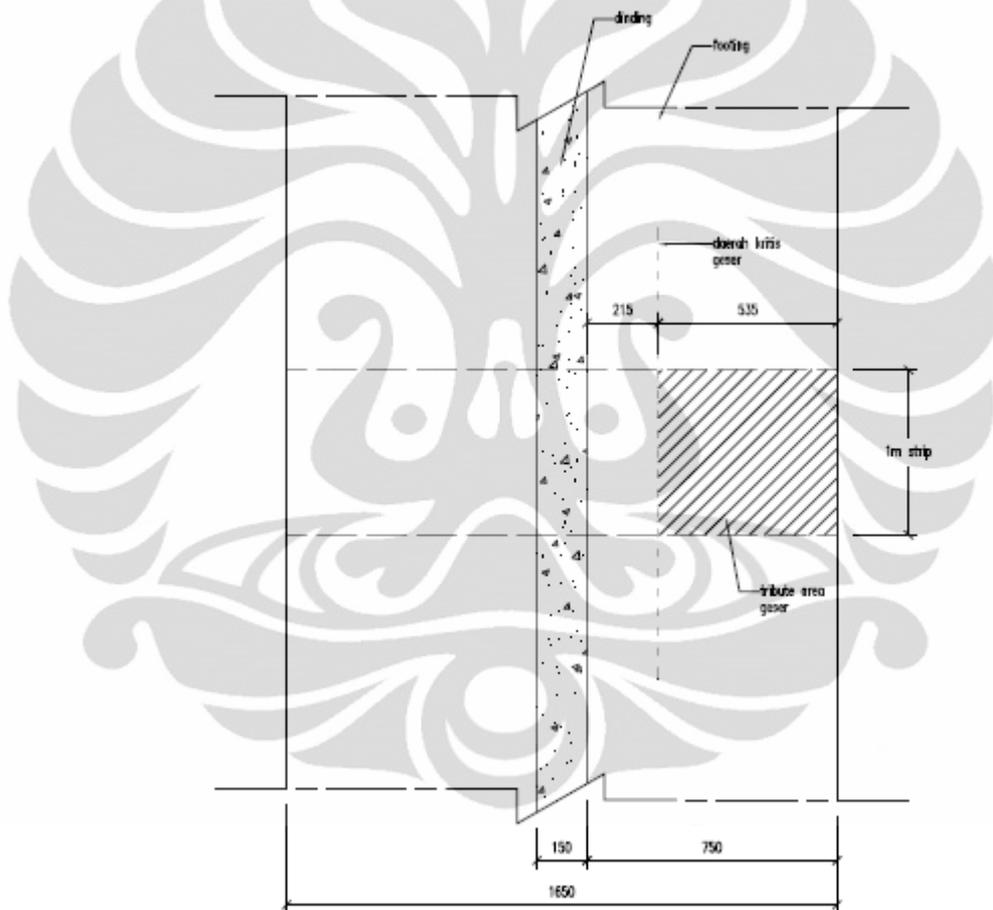
## 2. Pengecekan terhadap geser

Gunakan diameter tulangan = 13 mm

$$d = 300 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 13 = 218,5 \text{ mm}$$

gunakan  $d = 215 \text{ mm}$

Tributary area geser ditunjukkan pada gambar berikut :



Tributary Area Geser pada Pondasi

$$V_u = 247,56 \cdot \left( \frac{535}{1000} \cdot \frac{1000}{1000} \right)$$

$$V_u = 132,445 \text{ kN/m}$$

## Lampiran 7 (Lanjutan)

$$\phi V_c = 0,8 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

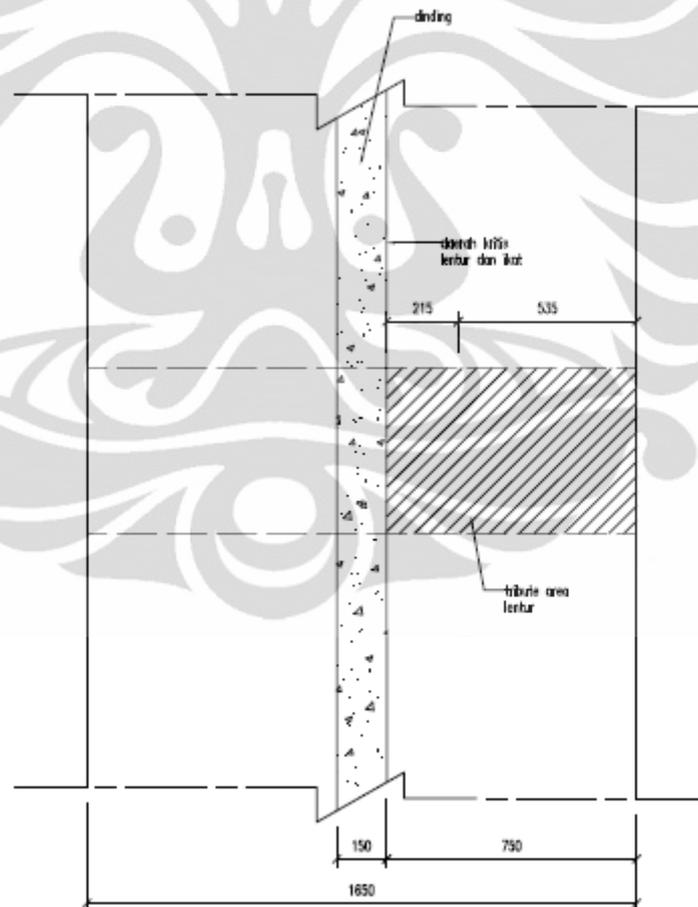
$$\phi V_c = 0,8 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{22,5} \cdot 1000 \cdot 215$$

$$\phi V_c = 135978 \text{ N/mm}$$

$$\phi V_c = 135,98 \text{ kN/m}$$

- ❖  $\phi V_c > V_u \rightarrow$  maka tulangan geser tidak dibutuhkan sehingga pondasi dengan tebal 300 mm dan lebar 1650 mm mencukupi untuk menahan geser

## 3. Perancangan tulangan



Tributary Area Momen pada Pondasi

## Lampiran 7 (Lanjutan)

Required moment,  $M_u$  :

$$M_u = 247,56 \cdot \frac{(750/1000)^2}{2} \cdot 1 \text{ kN.m/m}$$

$$M_u = 69,63 \text{ 1 kN.m/m panjang}$$

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot j \cdot d$$

gunakan  $j = 0,925$

$$A_s = \frac{69,63 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 0,925 \cdot 218,5}$$

$$A_s = 1296,68 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{s\min} = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s\min} = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 300$$

$$A_{s\min} = 540 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi maksimum,  $s$  :

$$s_{\max} = 2 \cdot h \text{ atau } 500 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 2 \cdot 300 \text{ atau } 500 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 600 \text{ mm atau } 500 \text{ mm}$$

gunakan  $s_{\max} = 500 \text{ mm}$

$n$  tulangan :

$$n = \frac{1296,68}{1/4 \cdot \pi \cdot 13^2}$$

$$n = 9,77$$

$n = 10 \rightarrow$  untuk 1 area mesh

$$L = 8250 \text{ mm}$$

$$s = \frac{8250}{10 \cdot 3} = 275 \text{ mm}$$

❖ Digunakan D13-275 mm

## Lampiran 7 (Lanjutan)

Perancangan tulangan minimum :

$$A_{smin} = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{smin} = 0,0018 \cdot 1650 \cdot 300$$

$$A_{smin} = 891 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum, s :

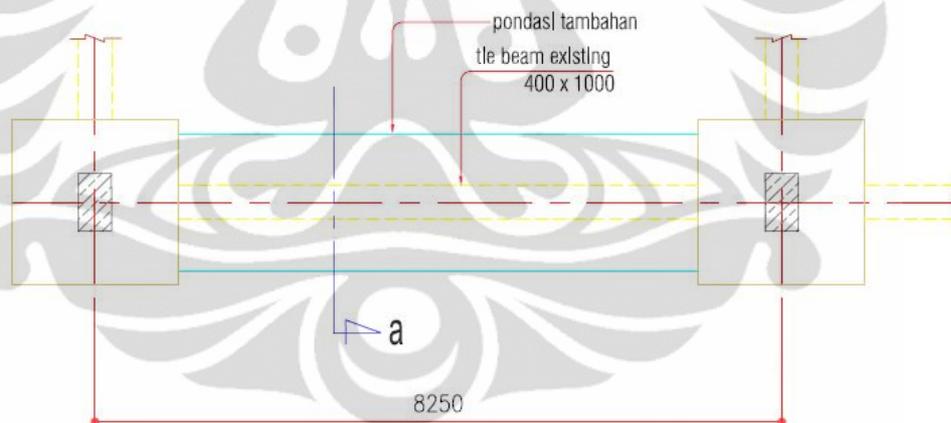
$$s_{max} = 5 \cdot h \text{ atau } 500 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 5 \cdot 300 \text{ atau } 500 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 1500 \text{ mm atau } 500 \text{ mm}$$

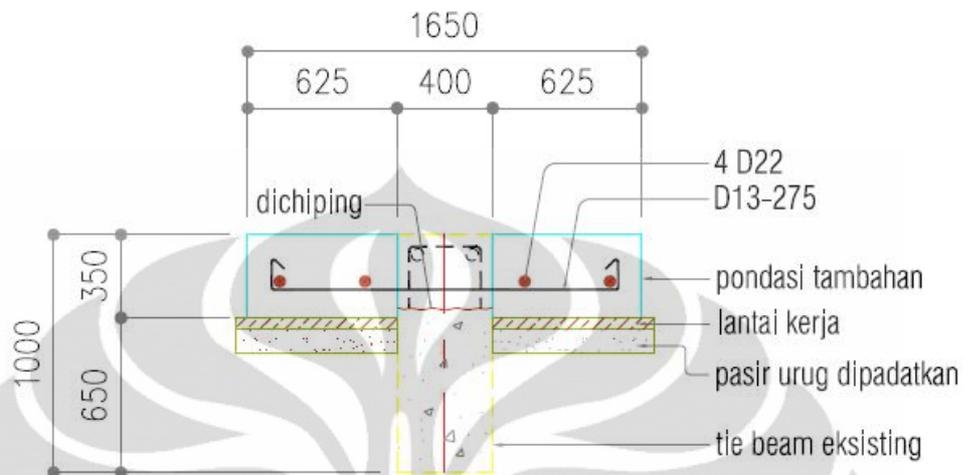
gunakan  $s_{max} = 500 \text{ mm}$

❖ Gunakan 4 tulangan D22 untuk tulangan susut



Gambar Denah Pondasi

## Lampiran 7 (Lanjutan)



Gambar Potongan A

Detail perancangan bresing baja konsentrik biasa pada rangka eksisting bangunan adalah sebagai berikut :

▪ Profil penampang : HSS (*Hollow Structural Square*)

- Dimensi = 200 x 200 mm<sup>2</sup>
- Tebal = 12 mm
- L = 4227 mm
- $r_x = r_y = 750,2$  mm
- $i_x = i_y = 4729,7 \times 10^4$  mm<sup>4</sup>

▪ Mutu baja : BJ 41

- $F_y = 250$  MPa
- $F_u = 410$  MPa
- Modulus Elastisitas,  $E = 200000$  MPa
- Modulus Geser,  $G = 80000$  MPa
- Nisbah Poisson,  $\mu = 0,3$
- Koefisien Pemuaian,  $\alpha = 1,2 \times 10^{-7}$  °C
- Peregangan Minimum = 18%

1. Pengecekan Kelangsingan

$$\frac{k_c L}{r} \leq \frac{1900}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{1.4227}{750,2} \leq \frac{1900}{\sqrt{250}}$$

$$5,634 \leq 120,17 \text{ OK!}$$

## Lampiran 8 (Lanjutan)

## 2. Pengecekan Maximum Width-Thickness Ratio

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{290}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{200}{12} \leq \frac{290}{\sqrt{250}}$$

$$16,67 \leq 18,34 \text{ OK!}$$

## 3. Pengecekan Beban Aksial

$$P_u = 672 \text{ kN} = 672 \times 10^3 \text{ N}$$

$$0,8\phi P_{cr} \leq P_u$$

$$0,8 \cdot \phi \cdot \frac{\pi^2 EI}{L^2} \leq P_u$$

$$0,8 \cdot 0,85 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^5 \cdot 4729,7 \times 10^4}{4227^2} \leq 672 \times 10^3$$

$$355 \times 10^4 \text{ N} \leq 672 \times 10^3 \text{ N OK!}$$