



UNIVERSITAS INDONESIA

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

SKRIPSI

**ANDREW ANDREAS SADERO
0706266033**

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



UNIVERSITAS INDONESIA

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

SKRIPSI

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

**ANDREW ANDREAS SADERO
0706266033**

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

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Andrew Andreas Sadero

NPM : 0706266033

Tanda Tangan : 

Tanggal : 21 Juni 2011

LEMBAR PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :
Nama : Andrew Andreas Sadero
NPM : 0706266033
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Evaluasi dan Perbaikan Struktur Bangunan Eksisting dengan Metode Peningkatan Kinerja Elemen untuk Memenuhi SNI 03-1726-2002 dengan Studi Kasus Gedung X Jakarta

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. Ir. Yuskar Lase, DEA ()

Penguji : Dr.-Ing. Ir. Josia Irwan Rastandi, M.T. ()

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 21 Juni 2011

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas berkat dan kasih-Nya dalam penyusunan skripsi ini sejak perencanaan hingga penyelesaian. Tanpa anugerah-Nya, skripsi ini tidak dapat diselesaikan tepat pada waktunya. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia. Tanpa bantuan, bimbingan, dan dukungan dari berbagai pihak sejak masa perkuliahan sampai dengan penyusunan skripsi ini, penyelesaian skripsi ini sangatlah sulit. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng, selaku dosen pembimbing yang telah meluangkan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan dan membimbing penulis dalam penyusunan skripsi ini dengan sabar sehingga skripsi ini dapat diselesaikan tepat pada waktunya.
2. Orang tua dan keluarga penulis yang telah memberikan dukungan doa dan material dalam penyusunan skripsi ini.
3. Teman-teman mahasiswa Program Studi Teknik Sipil dan Teknik Lingkungan Universitas Indonesia Angkatan 2007, khususnya Kelompok Ilmu Struktur yang telah banyak membantu penulis dalam dukungan, doa, dan semangat sehingga skripsi ini dapat diselesaikan.

Akhir kata, semoga Tuhan Yang Maha Esa berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu dan mendukung terselesaikannya skripsi ini. Semoga skripsi ini membawa manfaat yang besar bagi pengembangan ilmu pengetahuan terutama rekayasa struktur dalam memitigasi kerusakan struktur bangunan akibat bencana gempa bumi.

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 : Andrew Andreas Sadero
NPM : 0706266033
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis Karya : Skripsi

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

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

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 memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 21 Juni 2011

Yang menyatakan,



(Andrew Andreas Sadero)

ABSTRAK

Nama : Andrew Andreas Sadero
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Evaluasi dan Perbaikan Struktur Bangunan Eksisting dengan Metode Peningkatan Kinerja Elemen untuk Memenuhi SNI 03-1726-2002 dengan Studi Kasus Gedung X Jakarta

Indonesia merupakan salah satu wilayah yang rentan akan potensi kerusakan struktur akibat gempa bumi karena terletak pada perbatasan antar lempeng utama dunia. Dalam upaya memitigasi kerusakan tersebut, telah diterbitkan peraturan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002). Namun demikian, masih terdapat bangunan gedung di Indonesia, terutama di Jakarta, yang dibangun sebelum peraturan ketahanan gempa diterbitkan sehingga perancangan struktur bangunan tersebut mungkin tidak memperhitungkan ketahanan terhadap gempa, seperti pada Gedung X. Oleh karena itu, penelitian ini bertujuan untuk menentukan tingkat keamanan dan kelayakan struktur bangunan eksisting seperti Gedung X dengan melakukan evaluasi sesuai kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting yang terdiri dari analisis struktur, pemeriksaan kekuatan dan kekakuan struktur.

Berdasarkan evaluasi yang telah dilakukan dalam penelitian ini, ditemukan defisiensi pada kekuatan struktur Gedung X dalam menahan beban gempa. Struktur itu kemudian diperbaiki menggunakan metode peningkatan kinerja elemen eksisting dengan teknik *concrete jacketing* pada kolom dan *fiber reinforced polymer* (FRP) pada balok. Setelah dilakukan analisis struktur dan pemeriksaan kembali, didapatkan bahwa struktur tersebut telah memiliki kekuatan dan kekakuan yang cukup dalam menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002.

Kata kunci: bangunan beton bertulang, *concrete jacketing*, *fiber reinforced polymer*, gempa bumi, evaluasi struktur, perbaikan struktur

ABSTRACT

Name : Andrew Andreas Sadero
Study Program : Civil Engineering
Title : Evaluation and Rehabilitation of Existing Building Structures
by Enhancing the Performance of Elements Methods to Fulfill
SNI 03-1726-2002 with Case Study X Building Jakarta

Indonesia is one of the most vulnerable regions of structural destruction potencies due to earthquake because it lays on the major tectonic plates boundaries in the world. To mitigate the destruction of building structures due to earthquake, the regulation of the Seismic Design for Buildings (SNI 03-1726-2002) has been published. Nevertheless, There are existing buildings in Indonesia, in particular Jakarta, that had been constructed before the first seismic design regulation was published thus the structural design of them might not include the seismic design, like that of X Building. Therefore, this research aims to determine the safety dan proper level of existing building structures like X Building by carrying out an evaluation based on seismic evaluation of existing building framework that consists of existing structural analysis and strength-stiffness check.

Based on the evaluation that has been done, the deficiency on structural strength of X Building in resisting the earthquake induced force was found. The structure was then rehabilitated using enhancing the performance of existing elements methods by concrete jacketing on columns and fiber reinforced polymer (FRP) technique on beams. After the structural analysis and check had been done again, it was found that the structure already had sufficient stiffness and strength capacity in resisting the nominal earthquake loads due to design earthquake based on SNI 03-1726-2002.

Key words: concrete jacketing, earthquake, fiber reinforced polymer, reinforced concrete building, structural evaluation, structural rehabilitation

DAFTAR ISI

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	II
LEMBAR PENGESAHAN.....	III
KATA PENGANTAR.....	IV
ABSTRAK.....	VI
ABSTRACT	VII
DAFTAR ISI	VIII
DAFTAR GAMBAR	XI
DAFTAR TABEL.....	XIV
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Maksud dan Tujuan Penelitian.....	2
1.3 Hipotesis Awal Penelitian.....	3
1.4 Metodologi Penelitian.....	3
1.5 Batasan Masalah.....	4
1.6 Sistematika Penulisan.....	6
BAB 2 DASAR TEORI.....	8
2.1 Prinsip Dasar Gempa Bumi	8
2.1.1 Teori Lempeng Tektonik.....	8
2.1.2 Gelombang Gempa	13
2.1.3 Besaran Kekuatan Gempa	15
2.2 Pengaruh Konfigurasi Bangunan terhadap Gempa Bumi.....	19
2.2.1 Ketidakberaturan Secara Denah.....	19
2.2.2 Ketidakberaturan Secara Vertikal (<i>Vertical Irregularities</i>)	22
2.3 Analisis Linear Dinamis Struktur akibat Eksitasi Gempa	26
2.3.1 Struktur Berderajat Kebebasan Tunggal	27
2.3.2 Persamaan Gerak Perpindahan Struktur akibat Eksitasi Gempa	28
2.3.3 Periode Natural dan Rasio Redaman Struktur	29
2.3.4 Respons Struktur akibat Eksitasi Gempa	31
2.3.5 Konsep Spektrum Respons.....	31
2.3.6 Sistem Struktur Berderajat Kebebasan Banyak.....	33
2.3.7 Periode Natural dan Ragam Getar Struktur.....	35
2.3.8 Analisis Dinamik Spektrum Respons.....	37
2.4 Ketentuan Umum dalam Perencanaan Struktur Bangunan Gedung	39
2.4.1 Pembebanan.....	39
2.4.2 Modelisasi Analisis Struktur	42
2.5 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002).....	44
2.5.1 Ketentuan Umum.....	44
2.5.2 Perencanaan Umum Struktur Gedung.....	50
2.5.3 Perencanaan Struktur Gedung Beraturan	54
2.5.4 Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan	55
2.5.5 Kinerja Struktur Gedung	57
2.6 Kerangka Evaluasi Ketahanan Gempa Bangunan Eksisting (FEMA 310)	57
2.6.1 Ketentuan Umum.....	57

2.6.2	Persyaratan Evaluasi	60
2.6.3	Evaluasi Tahap 1 (Fase <i>Screening</i>).....	60
2.6.4	Evaluasi Tahap 2 (Fase Evaluasi).....	64
2.7	Usaha Perbaikan Defisiensi Struktur Bangunan Gedung Terhadap Pengaruh Gempa	66
2.7.1	Kategori Defisiensi Seismik	66
2.7.2	Jenis-Jenis Usaha Perbaikan Kerusakan Struktur Akibat Gempa.....	68
2.7.3	Strategi untuk Mengembangkan Skema Perbaikan	70
2.8	Analisis Pemilihan Usaha Perbaikan Bangunan Eksisting.....	71
2.9	Teknik-Teknik Perbaikan Bangunan dengan Metode Peningkatan Kinerja Elemen Eksisting.....	76
2.9.1	<i>Concrete Jacketing</i>	76
2.9.2	<i>Fiber Reinforced Polymer (FRP)</i>	81
2.10	Kerangka Metode Pemilihan Perkuatan Bangunan Eksisting Terhadap Beban Gempa (FEMA 356).....	93
2.10.1	Pertimbangan Awal Perbaikan	94
2.10.2	Penetapan Tujuan Evaluasi.....	95
2.10.3	Pengumpulan Informasi Kondisi Nyata Bangunan.....	95
2.10.4	Pemilihan Metode Perbaikan.....	96
2.10.5	Prosedur Analisis	97
2.10.6	Perancangan Perbaikan	97
2.10.7	Pengujian Rancangan Perbaikan.....	97
2.11	Analisis Daya Dukung Pondasi Dangkal.....	97
2.11.1	Pondasi Dangkal	97
2.11.2	Keruntuhan Pondasi Dangkal	99
2.11.3	Daya Dukung Ultimate dan Daya Dukung Ijin	99
2.11.4	Teori Daya Dukung Pondasi Dangkal.....	100
BAB 3	METODOLOGI PENELITIAN	105
3.1	Bagan Pelaksanaan Penelitian.....	105
3.2	Penetapan Tujuan Evaluasi.....	106
3.3	Persyaratan Evaluasi.....	106
3.3.1	Deskripsi Umum	106
3.3.2	Deskripsi Sistem Struktur.....	107
3.3.3	Jenis Bangunan	107
3.3.4	Data Geoteknik	108
3.3.5	Data Kekuatan Struktural Komponen Gedung.....	109
3.3.6	Wilayah Kegempaan	110
3.3.7	Tingkat Kinerja Bangunan (<i>Level of Performance</i>).....	111
3.4	Peraturan dan Ketentuan yang Digunakan.....	112
3.5	Perencanaan Pembebanan dan Kriteria Penerimaan	112
3.5.1	Beban Gempa Nominal	112
3.5.2	Beban Gravitasi.....	114
3.5.3	Kombinasi Pembebanan Rencana.....	117
3.5.4	Kriteria Penerimaan	119
3.6	Metodologi Evaluasi Gedung X sesuai Kerangka FEMA 310	120
3.7	Penetapan Tujuan Perbaikan Gedung X.....	121
3.8	Defisiensi Umum pada Gedung Beton Bertulang Portal Terbuka	124

3.9	Teknologi Perbaikan.....	125
3.10	Metodologi Pemilihan Metode Perbaikan Gedung X sesuai Kerangka FEMA 356	129
BAB 4	EVALUASI DAN PERBAIKAN STRUKTUR GEDUNG X.....	131
4.1	Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X.....	131
4.1.1	Pemodelan Struktur.....	131
4.1.2	Pembebanan Model Struktur	134
4.1.3	Analisis Struktur	137
4.1.4	Pemeriksaan Kekakuan Struktur.....	145
4.1.5	Pemeriksaan Kekuatan Struktur.....	148
4.1.6	Hasil Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X	161
4.2	Perbaikan Struktur Gedung X.....	162
4.2.1	Pemilihan Metode Perbaikan.....	162
4.2.2	Perancangan Metode Perbaikan.....	164
4.2.3	Analisis Struktur Hasil Perbaikan.....	170
4.2.4	Pemeriksaan Kekakuan Struktur Hasil Perbaikan	178
4.2.5	Pemeriksaan Kekuatan Struktur Hasil Perbaikan	180
4.2.6	Pemeriksaan Penambahan Kekuatan Nominal Balok dengan <i>Fiber Reinforced Polymer (FRP)</i>	191
4.2.7	Pemeriksaan Daya Dukung Pondasi	200
4.2.8	Hasil Perbaikan Struktur Eksisting Gedung X	205
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	206
5.1	Kesimpulan	206
5.2	Saran.....	208

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Peta Lokasi Lempeng Tektonik Dunia.....	8
Gambar 2.2 Lokasi Episentrum Gempa-gempa Bumi Utama.....	9
Gambar 2.3 <i>Divergent Boundary</i>	9
Gambar 2.4 <i>Oceanic-Continental Subduction Zone</i>	10
Gambar 2.5 <i>Oceanic-Oceanic Subduction Zone</i>	11
Gambar 2.6 <i>Continental-Continental Subduction Zone</i>	11
Gambar 2.7 <i>Transform Boundary</i>	12
Gambar 2.8 Perbandingan Tiga Jenis Perbatasan Lempeng.....	13
Gambar 2.9 Berbagai Bentuk Gelombang Gempa.....	15
Gambar 2.10 Skala Intensitas Gempa buatan Mercalli yang telah Dimodifikasi..	18
Gambar 2.11 Skala Intensitas Gempa yang Digunakan di Jepang.....	18
Gambar 2.12 Ketidakberaturan Torsional pada Suatu Gedung.....	20
Gambar 2.13 Contoh layout Bangunan yang dikategorikan Memiliki Coakan Sudut.....	21
Gambar 2.14 Contoh Gedung yang terdiri dari subsistem yang non-paralel.....	21
Gambar 2.15 Contoh Layout Bangunan yang Memiliki Diskontinuitas pada Lantai Diafragma.....	22
Gambar 2.16 Peraturan Kekakuan antar Lantai untuk Mencegah <i>Soft Story</i>	23
Gambar 2.17 Contoh Bangunan yang Memiliki Ketidakberaturan Secara Massa	23
Gambar 2.18 Contoh bangunan dengan Sistem Penahan Beban Lateral yang Diskontinu.....	24
Gambar 2.19 Contoh Bangunan yang Memiliki Elemen Vertikal dengan <i>Out of Plane Offset</i>	24
Gambar 2.20 Peraturan Kekuatan antar Lantai untuk Mencegah <i>Weak Story</i>	25
Gambar 2.21 Portal 1 Lantai yang Diidealisasikan sebagai Struktur Berderajat Kebebasan Tunggal dalam Analisis Dinamis terhadap Pergerakan Tanah (Gempa).....	27
Gambar 2.22 Idealisasi dan <i>Free Body Diagram</i> Persamaan Kesetimbangan Dinamis SDOF akibat Pergerakan Tanah (Gempa).....	28
Gambar 2.23 Kurva Spektrum Respons <i>Pseudo-Acceleration</i> Gempa El-Centro untuk $\zeta = 0,02$	32
Gambar 2.24 Idealisasi Struktur sebagai Portal Dua Lantai yang Memiliki Dua Derajat Kebebasan.....	33
Gambar 2.25 Peta Wilayah Kegempaan Indonesia Menurut SNI 03-1726-2002 dengan Periode Ulang 500 Tahun.....	48
Gambar 2.26 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 1 dan 2 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah.....	49
Gambar 2.27 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 3 dan 4 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah.....	50
Gambar 2.28 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 5 dan 6 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah.....	50
Gambar 2.29 Bagan Evaluasi Ketahanan Seismik Bangunan Eksisting sesuai FEMA 310.....	59
Gambar 2.30 Bagan Evaluasi Tahap 1 sesuai FEMA 310.....	61
Gambar 2.31 Tampak Tiga Dimensi dan Denah Lantai Struktur Studi Kasus Penelitian Caterino et al. (2008).....	72

Gambar 2.32 Kolom Eksisting yang akan Diperbaiki dengan <i>Concrete Jacketing</i>	77
Gambar 2.33 Penampang Memanjang dan Melintang <i>Concrete Jacketing</i> pada Kolom (Sugano, 1980)	78
Gambar 2.34 Contoh Penampang <i>Concrete Jacketing</i> pada Kolom	79
Gambar 2.35 Hubungan Tegangan Regangan pada Berbagai Jenis FRP dan Baja Tulangan (ISIS Design Manual No. 5 2008)	82
Gambar 2.36 Prosedur Pemasangan FRP dengan <i>EB</i> dan <i>NSM System</i>	86
Gambar 2.37 Berbagai Mode Keruntuhan pada Balok Beton yang Diperkuat dengan FRP	86
Gambar 2.38 Berbagai Jenis Angkur untuk <i>EB System</i> (Hollaway dan May, 1999)	87
Gambar 2.39 Faktor Reduksi Kekuatan Nominal Berdasarkan nilai ϵ_s	89
Gambar 2.40 Distribusi Regangan dan Tegangan Lentur untuk Penampang Persegi pada Kondisi Ultimate	90
Gambar 2.41 Skema Pemasangan FRP untuk Perkuatan Geser	91
Gambar 2.42 Ilustrasi Variabel Dimensional yang Digunakan dalam Perhitungan FRP untuk Perkuatan Geser	91
Gambar 2.43 Bagan Proses Pemilihan Metode Perbaikan Struktur terhadap Defisiensi Akibat Pengaruh Beban Gempa	94
Gambar 2.44 <i>Level of Performance</i> Struktur dan Penetapan Tujuan Evaluasi untuk Pemilihan Perbaikan Struktur	95
Gambar 2.45 Berbagai Jenis Pondasi Dangkal	98
Gambar 2.46 Hubungan Daya Dukung Ultimate, Ijin, dan Penurunan Tanah	100
Gambar 2.47 Komponen Daya Dukung Ultimate	101
Gambar 2.48 Faktor Bentuk, Kedalaman, dan Inklinasi untuk Perhitungan Daya Dukung Tanah dengan Meyerhof	103
Gambar 3.1 Contoh Bangunan Gedung Tipe C1	108
Gambar 3.2 Peta Wilayah Kegempaan Indonesia sesuai SNI 03-1726-2002 dengan Periode Ulang 500 Tahun	110
Gambar 3.3 Spektrum Respon Wilayah Gempa 3	111
Gambar 3.4 Bagan Evaluasi Gedung X sesuai Kerangka FEMA 310	121
Gambar 3.5 Pemilihan Tujuan Perbaikan Berdasarkan Tingkat Kinerja yang Diinginkan dan Tingkat Bahaya Kegempaan	123
Gambar 3.6 Bagan Proses Pemilihan Metode Perbaikan Struktur akibat Defisiensi Hasil Evaluasi FEMA 310 sesuai dengan FEMA 356	130
Gambar 4.1 Pemodelan Denah Lantai Dasar (<i>Base</i>) yang terdiri dari <i>Tie Beam</i>	131
Gambar 4.2 Pemodelan Denah Lantai 1 (STORY 1)	132
Gambar 4.3 Pemodelan Denah Lantai 2 (STORY 2)	132
Gambar 4.4 Pemodelan Denah Lantai 3 (STORY 3)	132
Gambar 4.5 Pemodelan Denah Lantai Atap (STORY 4)	133
Gambar 4.6 Pemodelan Potongan Gedung X pada Frame-10	133
Gambar 4.7 Pemodelan Potongan Gedung X pada Frame-B	133
Gambar 4.8 Pemodelan Gedung X secara 3 dimensi dari Arah Depan	134
Gambar 4.9 Pemodelan Gedung X secara 3 Dimensi dari Arah Belakang	134
Gambar 4.10 Beban Mati Tambahan pada Lantai 3 (STORY 3) Gedung X	135

Gambar 4.11 Beban Mati Tambahan dari Dinding pada Balok di Potongan Gedung X pada Frame-1	135
Gambar 4.12 Beban Mati Tambahan dari Atap.....	136
Gambar 4.13 Beban Hidup pada Lantai 3 (STORY 3) Gedung X	136
Gambar 4.14 Grafik Fungsi Spektrum Respons untuk Mendapatkan Faktor Respons Gempa sesuai Waktu Getar Alami Fundamental Gedung X.....	137
Gambar 4.15 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah X.....	144
Gambar 4.16 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah Y.....	145
Gambar 4.17 Perbandingan Drift Akibat Gempa Nominal Arah X.....	147
Gambar 4.18 Perbandingan Drift Akibat Gempa Arah Y.....	147
Gambar 4.19 Kolom-kolom yang Berwarna Merah Mengalami <i>Overstress</i>	149
Gambar 4.20 Kolom-kolom yang Mengalami <i>Overstress</i> pada Potongan Frame-1	149
Gambar 4.21 Penampang Kolom Lantai Dasar yang Diselubungi Beton Bertulang	167
Gambar 4.22 Penampang Kolom STORY 1 yang Diselubungi Beton Bertulang	167
Gambar 4.23 Kurva Hubungan Tegangan-Regangan Berbagai Jenis Bahan Dasar Serat Komposit (FRP).....	169
Gambar 4.24 Pemodelan Gedung X setelah Perbaikan.....	171
Gambar 4.25 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah X.....	177
Gambar 4.26 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah Y.....	178
Gambar 4.27 Perbandingan Drift akibat Beban Gempa Nominal Arah X.....	179
Gambar 4.28 Perbandingan Drift akibat Beban Gempa Nominal Arah Y.....	180
Gambar 4.29 Tidak Terdapat Kolom Berwarna Merah (<i>Overstress</i>) setelah Diperbaiki.....	181
Gambar 4.30 Kapasitas Kolom pada Potongan Frame-1 Gedung X telah Bertambah setelah Diperbaiki	181
Gambar 4.31 Sudut Resultan Reaksi Perletakan pada Pondasi yang Berpengaruh pada Daya Dukung Ultimate	202

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan Berbagai Kategori Gedung	44
Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung.....	46
Tabel 2.3 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsystem Struktur Gedung	46
Tabel 2.4 Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah untuk Masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.....	47
Tabel 2.5 Spektrum Respon Gempa Rencana	49
Tabel 2.6 Koefisien ζ yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung	53
Tabel 2.7 <i>Benchmark Building</i>	62
Tabel 2.8 Checklist yang Dibutuhkan untuk Evaluasi Tahap I.....	63
Tabel 2.9 Kebutuhan Evaluasi Lebih Jauh	64
Tabel 2.10 Kriteria Evaluasi dan Pembobotannya Berdasarkan Rekomendasi Saaty (1980).....	73
Tabel 2.11 Matriks Keputusan.....	73
Tabel 2.12 S_i , R_i , dan Q_i ($\nu = 0,5$) untuk Setiap Alternatif.....	74
Tabel 2.13 Perbandingan Keuntungan dan Kerugian Teknik <i>Concrete Jacketing</i>	80
Tabel 2.14 Perbandingan Keuntungan dan Kerugian Teknik FRP.....	83
Tabel 2.15 Faktor Reduksi Lingkungan untuk Berbagai Jenis FRP.....	84
Tabel 2.16 Faktor-Faktor Daya Dukung untuk Berbagai Sudut Geser Tanah	102
Tabel 2.17 Faktor Keamanan yang Disarankan oleh Vesic untuk Berbagai Jenis Struktur dan Tingkat Penyelidikan Geoteknik.....	104
Tabel 3.1 Data Umum Gedung X	106
Tabel 3.2 Data Elemen Struktural Gedung X.....	107
Tabel 3.3 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X	108
Tabel 3.4 Kuat Tekan Komponen Struktur Gedung X	109
Tabel 3.5 Properti Baja Tulangan Komponen Struktur Gedung X.....	109
Tabel 3.6 Beban Mati Tambahan Rencana Gedung X.....	114
Tabel 3.7 Beban Mati Tambahan dari Dinding	114
Tabel 3.8 Beban Hidup Gedung X.....	115
Tabel 3.9 Koefisien Reduksi Beban Hidup	116
Tabel 3.10 Koefisien Reduksi Beban Hidup	116
Tabel 3.11 Kasus Pembebanan Beban Statis sebagai Input Analisis.....	117
Tabel 3.12 Kasus Pembebanan Beban Dinamis sebagai Input Analisis	117
Tabel 3.13 Kombinasi Pembebanan sebagai Input Analisis	118
Tabel 3.14 Kriteria Penerimaan SRPMB	119
Tabel 3.15 Defisiensi Seismik dan Teknik Rehabilitasi yang Potensial untuk Bangunan Gedung X.....	126
Tabel 4.1 Periode Natural dan Partisipasi Massa Tiap Ragam Gedung X.....	138
Tabel 4.2 Massa Gedung X	140
Tabel 4.3 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X	141
Tabel 4.4 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X.....	141
Tabel 4.5 Respons Dinamik Gedung X Akibat Eksitasi Gempa Arah X dan Y .	142

Tabel 4.6 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah X.....	146
Tabel 4.7 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah Y.....	146
Tabel 4.8 <i>Strength Ratio</i> Kolom-Kolom yang Memiliki Kekurangan Kapasitas	150
Tabel 4.9 Data Tulangan Geser Terpasang pada Kolom Gedung X.....	151
Tabel 4.10 Perhitungan Tulangan Minimum Masing-Masing Jenis Balok.....	152
Tabel 4.11 Tulangan Lapangan Terpasang pada Masing-Masing Jenis Balok ...	152
Tabel 4.12 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-1	153
Tabel 4.13 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-2	153
Tabel 4.14 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-3	154
Tabel 4.15 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X50.....	154
Tabel 4.16 Tulangan Geser Terpasang pada Balok Gedung X	155
Tabel 4.17 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X Hasil Investigasi Geoteknik	156
Tabel 4.18 Faktor-faktor Daya Dukung Teori Meyerhof Tanah Gedung X	157
Tabel 4.19 Pemeriksaan Tegangan Pondasi Eksterior Gedung X	158
Tabel 4.20 Reaksi Perletakan akibat Beban Tidak Terfaktor Gravitasi Maksimum pada Pondasi Interior	159
Tabel 4.21 Perbandingan Karakteristik Gedung yang Digunakan Caterino et al. (2008) dalam Memilih Metode Perbaikan dengan Gedung X	163
Tabel 4.22 Properti <i>Concrete Jacketing</i> untuk Perbaikan Gedung X	165
Tabel 4.23 Pemeriksaan Tahapan Perbaikan Menggunakan <i>Concrete Jacketing</i> terhadap Kekuatan yang Dihasilkan.....	166
Tabel 4.24 Properti GFRP Sika Wrap Hex 100G	169
Tabel 4.25 Periode dan Partisipasi Massa Tiap Ragam Gedung X yang telah Diperbaiki	172
Tabel 4.26 Massa Gedung X yang telah Diperbaiki	173
Tabel 4.27 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X yang telah Diperbaiki.....	174
Tabel 4.28 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X yang telah Diperbaiki	174
Tabel 4.29 Respons Dinamik Gedung X Akibat Eksitasi Gempa Arah X dan Y	175
Tabel 4.30 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah X	179
Tabel 4.31 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah Y	180
Tabel 4.32 Pemeriksaan Tulangan Geser Lantai Dasar pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	182
Tabel 4.33 Pemeriksaan Tulangan Geser Lantai 1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	182
Tabel 4.34 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	183
Tabel 4.35 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-2 pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	184
Tabel 4.36 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-3 pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	184

Tabel 4.37 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X50 pada Gedung X yang telah Diperbaiki.....	185
Tabel 4.38 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-1 pada Setiap Frame.....	185
Tabel 4.39 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-2 pada Setiap Frame.....	186
Tabel 4.40 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-3 pada Setiap Frame.....	187
Tabel 4.41 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X50 pada Setiap Frame.....	188
Tabel 4.42 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki	188
Tabel 4.43 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-2 pada Gedung X yang telah Diperbaiki	189
Tabel 4.44 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-3 pada Gedung X yang telah Diperbaiki	189
Tabel 4.45 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X50 pada Gedung X yang telah Diperbaiki	190
Tabel 4.46 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X80-1	191
Tabel 4.47 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X80-2	193
Tabel 4.48 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X80-3	194
Tabel 4.49 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X50	195
Tabel 4.50 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X80-1	197
Tabel 4.51 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X80-2	198
Tabel 4.52 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X50	199
Tabel 4.53 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X.....	201
Tabel 4.54 Reaksi Perletakan Maksimum akibat Beban Terfaktor Kombinasi Gravitasi dan Gempa pada Pondasi	201
Tabel 4.55 Faktor-faktor Daya Dukung Menurut Teori Meyerhof Tanah Gedung X	203
Tabel 4.56 Pemeriksaan Daya Dukung Pondasi pada Gedung X setelah Diperbaiki	204

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Lantai Dasar Gedung X	211
Lampiran 2 Denah Lantai 1 Gedung X	212
Lampiran 3 Denah Lantai 2 Gedung X	213
Lampiran 4 Denah Lantai 3 Gedung X	214
Lampiran 5 Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X	215
Lampiran 6 Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0.....	222
Lampiran 7 Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas.....	240
Lampiran 8 Denah Pemasangan <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP).....	246
Lampiran 9 Detail Potongan Pemasangan <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP) pada Balok B40X80-1	247
Lampiran 10 Detail Potongan Pemasangan <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP) pada Balok B40X80-2	248
Lampiran 11 Detail Potongan Pemasangan <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP) pada Balok B40X80-3	249
Lampiran 12 Detail Potongan Pemasangan <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP) pada Balok B40X50	250
Lampiran 13 Potongan Kolom dengan <i>Concrete Jacketing</i>	251
Lampiran 14 Detail Potongan <i>Concrete Jacketing</i>	252
Lampiran 15 Detail Potongan <i>Concrete Jacketing</i>	253

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa bumi merupakan suatu bencana alam yang sulit untuk diprediksi dan memiliki potensi kerusakan yang cukup besar bagi struktur bangunan. Hal ini menjadi perhatian utama perkembangan bidang ilmu rekayasa sipil, terutama rekayasa struktur, sebagai suatu cabang ilmu rekayasa sipil yang memiliki peran cukup besar dalam hal mitigasi kerusakan bangunan akibat gempa bumi untuk menjamin keselamatan nyawa manusia yang berada di dalamnya. Oleh karena itu, peran seorang ahli rekayasa sipil dalam hal mitigasi kerusakan bangunan akibat gempa bumi sangatlah penting dan dibutuhkan.

Indonesia merupakan negara kepulauan yang menurut teori lempeng tektonik terletak di atas empat lempeng utama dunia, yaitu Lempeng Eurasia, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Filipina, dan Lempeng Pasifik. Lempeng-lempeng ini bergerak secara relatif saling bertumbukkan satu sama lain. Pergerakan ini membuat wilayah-wilayah pada perbatasan antar lempeng (*plates boundaries*) menjadi daerah-daerah yang rentan terhadap bencana gempa bumi karena pusat-pusat gempa bumi utama (*epicenters*) di dunia terletak pada perbatasan antar lempeng ini. Dengan demikian, wilayah Indonesia merupakan salah satu wilayah yang rentan akan potensi kerusakan struktur akibat bencana gempa bumi seperti yang terjadi belakangan ini, antara lain bencana gempa bumi Mentawai yang berkekuatan 7,2 Skala Richter pada 26 Oktober 2010 yang menimbulkan gelombang tsunami. Gempa bumi ini juga tercatat sebagai salah satu gempa bumi besar pada abad ke-21. Gempa bumi besar lainnya yang terjadi di Indonesia belakangan ini adalah gempa bumi Biak 7,1 Skala Richter pada 16 Juni 2010, gempa bumi Sinabang 7,2 Skala Richter pada 7 April 2010, dan gempa bumi Padang 7,6 Skala Richter pada 30 September 2009 yang telah merusak banyak struktur bangunan dan merenggut nyawa banyak orang di kota tersebut serta di wilayah sekitarnya.

Dalam upaya memitigasi kerusakan struktur bangunan akibat bencana gempa bumi di Indonesia, terutama bangunan gedung, telah diterbitkan peraturan

Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung yang dijadikan Standar Nasional Indonesia SNI 03-1726-1989 yang kemudian direvisi menjadi SNI 03-1726-2002 karena SNI 03-1726-1989 telah berumur lebih dari 10 tahun dan oleh para perencana bangunan gedung dirasakan kurang dapat mengikuti perkembangan teknologi dewasa ini.

Namun demikian, terdapat juga bangunan gedung di Indonesia, terutama di Jakarta, yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan sehingga kemungkinan perencanaan struktur bangunan tersebut tidak memperhitungkan ketahanan terhadap gempa. Kalaupun hal tersebut diperhitungkan, pada umumnya beban gempa dianggap sebagai persentase tertentu dari beban gravitasi. Hal inilah yang menjadi perhatian utama bagi seorang ahli rekayasa sipil untuk memastikan apakah bangunan seperti itu masih aman terhadap kerusakan akibat bencana gempa bumi sesuai dengan tingkat kinerja yang direncanakan dan layak untuk digunakan sesuai dengan fungsinya sampai dengan umur pakai bangunan tersebut berakhir, mengingat keadaan Indonesia merupakan wilayah yang rentan akan potensi kerusakan struktur akibat bencana gempa bumi seperti yang telah dikemukakan sebelumnya.

Berdasarkan hal-hal yang telah disebutkan di atas, diperlukan suatu bentuk evaluasi terhadap struktur bangunan gedung yang telah berdiri sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan untuk memastikan bahwa gedung tersebut aman terhadap beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002 yang berlaku saat ini sebagai hasil revisi SNI 03-1726-1989. Apabila terdapat ketidaksesuaian (defisiensi) komponen pada struktur tersebut dalam menahan beban gempa rencana, maka perlu direncanakan metode perbaikan (*retrofit*) terhadap bangunan tersebut sehingga bangunan itu akan tetap memenuhi kualifikasi ketahanan gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2002 hingga umur pakainya berakhir.

1.2 Maksud dan Tujuan Penelitian

Secara umum, penelitian ini bertujuan untuk memenuhi ketuntasan mata ajaran wajib Skripsi sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil S1 Reguler, Fakultas Teknik, Universitas

Indonesia. Sedangkan secara khusus, penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk:

- a. Menentukan tingkat keamanan dan kelayakan struktur bangunan eksisting berupa gedung beton bertulang portal terbuka (*open frame*) empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan terhadap beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002 yang berlaku saat ini dengan melakukan evaluasi dan pemeriksaan struktur bangunan berdasarkan hasil pengujian kekuatan material komponen bangunan tersebut.
- b. Menentukan metode yang tepat untuk memperbaiki struktur bangunan gedung beton bertulang portal terbuka (*open frame*) empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 jika ditemukan ketidaksesuaian komponen struktur bangunan dalam menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002.

1.3 Hipotesis Awal Penelitian

Bangunan gedung yang dijadikan studi kasus dalam penelitian ini didirikan pada tahun 1964-1965 sehingga gedung tersebut diasumsikan dirancang berdasarkan Peraturan Beton Indonesia (PBI) tahun 1955 dan pada saat itu belum ada peraturan perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung di Indonesia. Dengan melihat keadaan Indonesia yang berada pada perbatasan lempeng-lempeng besar dunia yang merupakan daerah yang rentan akan bahaya gempa bumi, bangunan tersebut diasumsikan tidak mampu menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Namun demikian, bangunan gedung tersebut diharapkan akan kuat menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002 ketika dilakukan perbaikan dengan memberikan perkuatan (*retrofit*) yang sesuai.

1.4 Metodologi Penelitian

Untuk mencapai tujuan penelitian ini, dilakukan evaluasi berupa analisis dan pemeriksaan struktur bangunan gedung beton bertulang sebagai berikut.

- a. 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*.
- b. Analisis struktur terhadap beban kombinasi dalam proses evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting dengan menggunakan beban gempa sesuai dengan Standar Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 dan pemeriksaan kekuatan serta kekakuan struktur beton bertulang sesuai dengan Standar Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002.
- c. Pemilihan metode perbaikan/perkuatan komponen struktur bangunan yang tidak memenuhi kualifikasi kekuatan atau kekakuan struktur berdasarkan hasil evaluasi struktur di atas menggunakan kerangka pemilihan perbaikan bangunan eksisting untuk menahan beban gempa yang diterbitkan sebagai FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

1.5 Batasan Masalah

Penelitian ini dilakukan pada bangunan gedung beton bertulang portal terbuka (*open frame*) empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan berdasarkan hasil pengujian dan investigasi lapangan yang dilakukan oleh Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia dengan batasan sebagai berikut

- a. Penelitian ini dilakukan dengan studi kasus pada Gedung X yang merupakan bangunan perkantoran di Jl. X, Jakarta dan dibangun pada tahun 1964-1965. Secara keseluruhan bangunan ini mencakup:

Panjang Bangunan	= 70,2 m
Lebar Bangunan	= 17,1 m
Tinggi Tingkat Lantai 1	= 3,75 m
Tinggi Tingkat Lantai 2	= 3,75 m
Tinggi Tingkat Lantai 3	= 3,75 m
Tinggi Tingkat Lantai 4	= 3,75 m

Tinggi Bangunan = 15 m di atas Lantai Dasar

Jumlah Lapis Bangunan = 4 lapis

Struktur atas bangunan menggunakan sistem portal terbuka (*open frame*) dengan material beton bertulang yang merupakan suatu kesatuan sistem struktur (monolit) yang terdiri dari kolom, balok, dan pelat. Sedangkan pondasi bangunan menggunakan pondasi setempat dilengkapi *tie beam*.

- b. Penelitian ini dilakukan melalui proses evaluasi dengan analisis linear pada struktur utama (portal) bangunan dan tidak dilakukan terhadap balok anak dan pelat lantai.
- c. Evaluasi hanya dilakukan pada struktur atas bangunan dan pondasi, tetapi tidak pada elemen non-struktural.
- d. Pemeriksaan kekuatan dan kekakuan struktur dilakukan pada:
 - Pemeriksaan simpangan antar tingkat (*drift*) struktur akibat beban gempa rencana yang dibandingkan dengan kinerja batas layan dan ultimate sesuai SNI 03-1726-2002.
 - Pemeriksaan *Strength Ratio* pada kolom.
 - Pemeriksaan tulangan geser pada kolom.
 - Pemeriksaan tulangan lentur yang diperlukan pada balok yang dibandingkan dengan tulangan lentur terpasang pada kondisi eksisting.
 - Pemeriksaan tulangan geser yang diperlukan pada balok yang dibandingkan dengan tulangan geser terpasang pada kondisi eksisting.
- e. Kekuatan material terpasang (eksisting), baik beton (*concrete*) maupun tulangan (*rebar*), berdasarkan hasil uji *Core* untuk beton dan hasil uji *Brinell* (kekerasan) untuk tulangan.
- f. Ukuran balok, kolom, dan dinding, serta tulangan yang terpasang berdasarkan hasil pengukuran di lapangan dan hasil *cover meter test*.
- g. Ukuran pondasi dan *tie beam* berdasarkan hasil pengukuran di lapangan dan hasil *pit test*.
- h. Perbaikan hanya akan dilakukan pada struktur atas bangunan menggunakan salah satu atau beberapa teknik yang termasuk dalam

metode peningkatan kinerja elemen eksisting, tetapi tidak pada pondasi dan elemen non-struktural.

1.6 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan laporan penelitian ini adalah sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Berisi latar belakang penelitian, maksud dan tujuan penelitian, hipotesis awal sebelum penelitian dilakukan, metodologi penelitian secara singkat, batasan masalah yang ditinjau dalam 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 prinsip dasar gempa bumi, pengaruh konfigurasi bangunan terhadap gempa bumi, ketentuan umum dalam analisis struktur bangunan gedung, teori dasar analisis linear dinamis struktur bangunan gedung terhadap eksitasi seismik, peraturan dan ketentuan mengenai perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002), kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting (FEMA 310), contoh analisis dalam menentukan metode perbaikan bangunan, berbagai teknologi perkuatan struktur bangunan yang termasuk metode peningkatan kinerja elemen eksisting gedung terhadap pengaruh gempa, dan kerangka pemilihan metode perkuatan bangunan eksisting terhadap beban gempa (FEMA 356).

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Berisi karakteristik umum bangunan gedung yang akan diteliti, langkah-langkah metodologi evaluasi ketahanan gempa struktur bangunan eksisting yang diteliti sesuai dengan FEMA 310 berdasarkan Standar Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 dan langkah-langkah metodologi perbaikan (perkuatan) komponen struktur yang

diteliti yang tidak memenuhi kualifikasi kekuatan struktur sesuai dengan FEMA 356 berdasarkan hasil evaluasi FEMA 310 sesuai Standar Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002.

BAB 4 EVALUASI DAN PERBAIKAN STRUKTUR GEDUNG X

Berisi evaluasi terhadap struktur eksisting Gedung X yang terdiri dari pemodelan struktur eksisting, pembebanan model struktur eksisting, analisis struktur eksisting, dan pemeriksaan karakteristik struktur eksisting hasil analisis. Bab ini juga berisi perbaikan untuk mengatasi ketidaksesuaian komponen hasil pemeriksaan struktur eksisting yang terdiri dari pemilihan metode perbaikan, perancangan metode perbaikan, analisis struktur yang telah diperbaiki, dan pemeriksaan karakteristik struktur yang telah diperbaiki hasil analisis.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan penelitian yang merujuk pada tercapai atau tidaknya tujuan penelitian serta terbukti atau tidaknya hipotesis awal penelitian dan juga saran yang dapat diberikan berdasarkan penelitian ini.

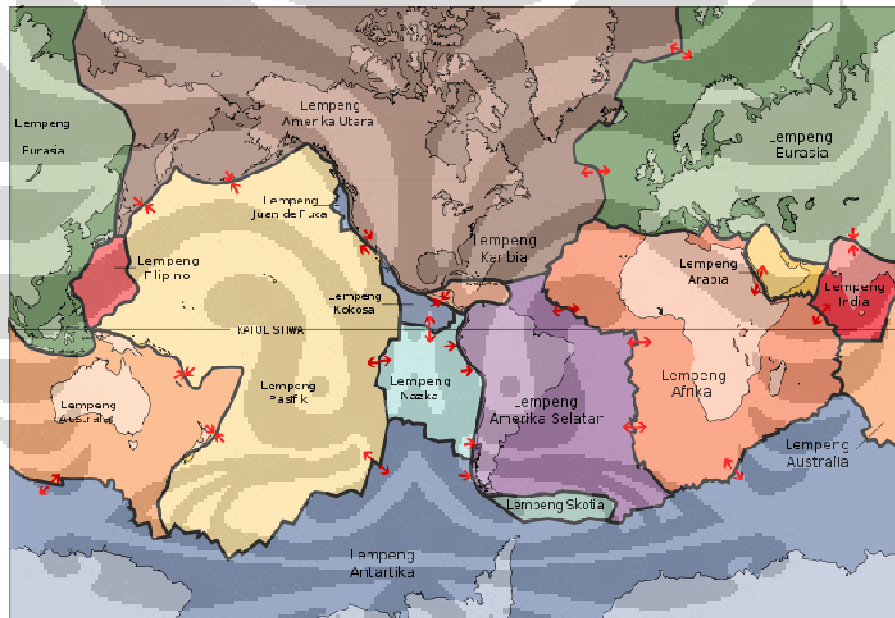
BAB 2

DASAR TEORI

2.1 Prinsip Dasar Gempa Bumi

2.1.1 Teori Lempeng Tektonik

Berdasarkan teori lempeng tektonik, permukaan bumi terdiri dari lempeng-lempeng tektonik yang disebut sebagai lapisan litosfer dengan setiap lempeng terdiri dari kerak bumi dan bagian yang lebih kaku pada mantel bagian atas. Gambar 2.1 di bawah ini menunjukkan lokasi lempeng tektonik utama dunia dengan arah panah mengindikasikan arah pergerakan relatif dari lempeng tektonik tersebut.

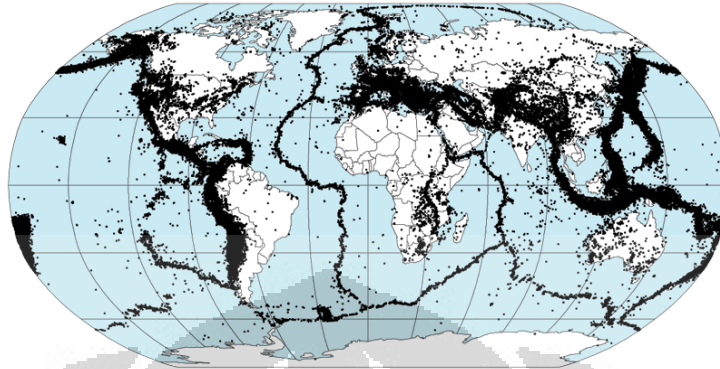


Gambar 2.1 Peta Lokasi Lempeng Tektonik Dunia

Sumber: *The main tectonic plates boundaries and boundary types.* http://www.age-of-the-sage.org/tectonic_plates/index.html

Sedangkan Gambar 2.2 menunjukkan lokasi episentrum dari gempa-gempa bumi utama. Dengan membandingkan Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 terbukti bahwa lokasi episentrum gempa-gempa bumi utama berhubungan erat dengan batas-batas antar lempeng.

Preliminary Determination of Epicenters
358,214 Events, 1963 - 1998



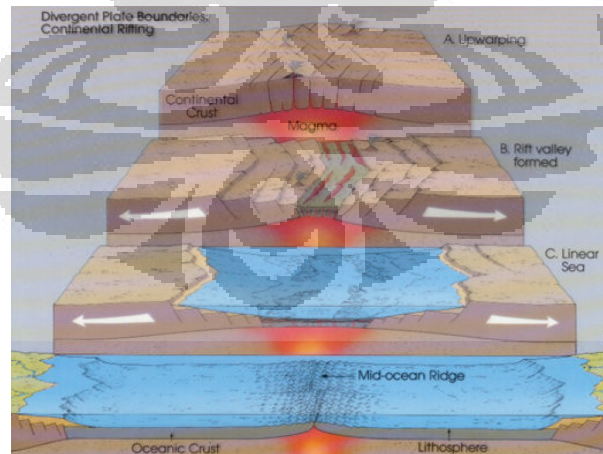
Gambar 2.2 Lokasi Episentrum Gempa-gempa Bumi Utama

Sumber: *Seismic data*. <http://denali.gsfc.nasa.gov/dtam/seismic/>

Berdasarkan arah pergerakan lempeng, terdapat tiga jenis batas lempeng:

a. ***Divergent Boundary***

Arah pergerakan relatif dari dua lempeng saling menjauhi satu sama lain. Batasan ini akan membentuk punggung laut (*spreading ridges*), contohnya *mid-Atlantic Ridge*. Gempa bumi pada *spreading ridges* hanya terbatas pada puncak punggung laut (*ridge crest*) saja tempat kerak baru terbentuk. Gempa bumi ini cenderung kecil dan terjadi pada kedalaman yang dangkal. *Divergent Boundary* yang terjadi pada daratan disebut *rifting*.



Gambar 2.3 *Divergent Boundary*

Sumber: Wells, Susan. Earth science. *Earthquake & Volcanoes*.

<http://www.mrsciguy.com/earthquakes.html>

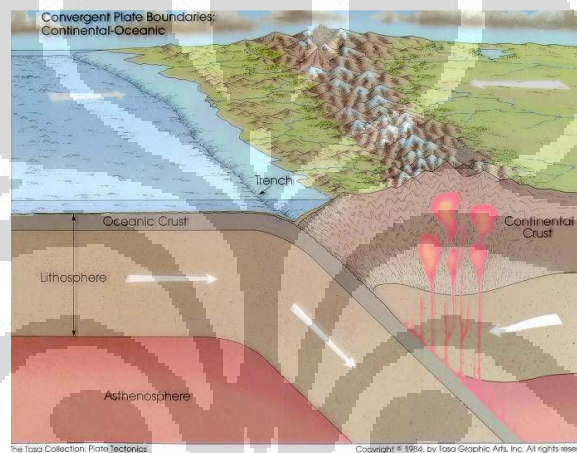
b. *Convergent Boundary*

Arah pergerakan relatif dua buah lempeng saling menumbuk satu sama lain.

Terdapat tiga jenis *convergent boundaries*:

- *Oceanic-Continental Subduction Zone*

Sebuah lempeng tektonik samudra menghujam ke bawah sebuah lempeng benua. Palung laut yang dalam terbentuk pada lokasi tempat sebuah lempeng masuk ke bawah lempeng yang lain. Contoh dari *oceanic-continental subduction zone* dapat dilihat pada palung Peru-Chili.



Gambar 2.4 *Oceanic-Continental Subduction Zone*

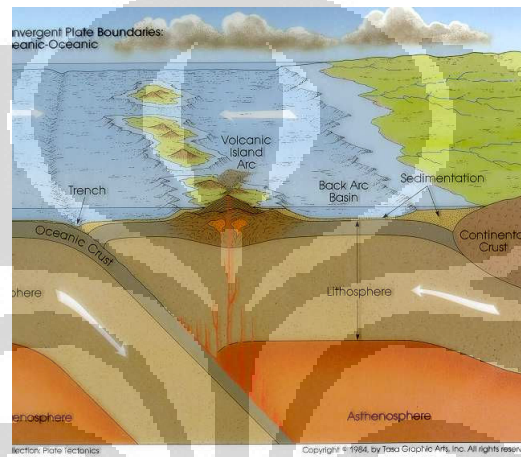
Sumber: Wells, Susan. Earth science. *Earthquake & Volcanoes*.

<http://www.mrscigu.com/earthquakes.html>

- *Oceanic-Oceanic Subduction Zone*

Oceanic-oceanic subduction zone sering menghasilkan pembentukan sistem busur kepulauan. Ketika lempeng samudra menghujam ke dalam dan bertemu dengan lapisan astenosfer, magma baru muncul ke permukaan dan membentuk gunung berapi. Gunung berapi ini dapat tumbuh tinggi membentuk rantai kepulauan. Contoh dari *oceanic-oceanic subduction zone* adalah rantai kepulauan Aleutian. Christensen dan Ruff (1998) mengatakan bahwa gempa bumi yang biasa terjadi pada *subduction zones* berhubungan dengan 4 kondisi berbeda (Robert W. Day,

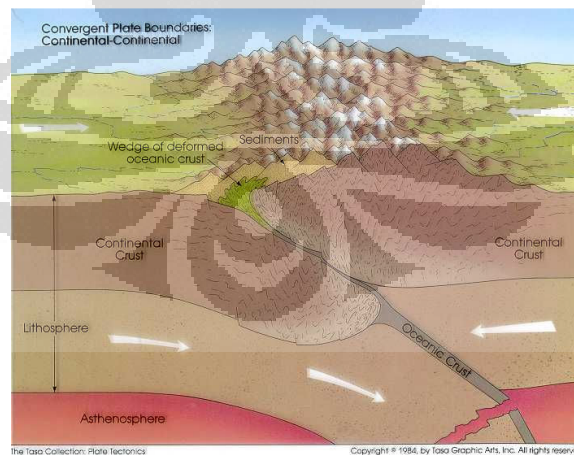
2000), yaitu peristiwa dorongan dangkal (*shallow interpolate thrust event*) disebabkan oleh patahan pada pertemuan antara lempeng yang menghujam ke bawah dan ke atas, gempa dangkal yang disebabkan oleh deformasi pada lempeng yang lebih di atas, gempa pada kedalaman 40 sampai 700 km pada pelat bawah, dan gempa karena palung yang mengarah ke laut disebabkan oleh pelenturan lempeng bawah dan juga oleh tekanan lempeng.



Gambar 2.5 *Oceanic-Oceanic Subduction Zone*

Sumber: *Plate tectonics*. Plate Boundaries. Geology 1403.01 Summer I, 2002.

http://blue.utb.edu/paullgj/geol1403/lectures/plate_tectonics.html



Gambar 2.6 *Continental-Continental Subduction Zone*

Sumber: *Plate tectonics*. Plate Boundaries. Geology 1403.01 Summer I, 2002.

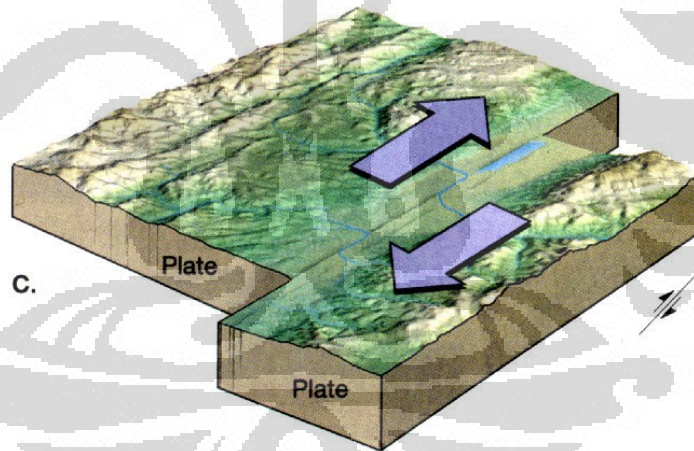
http://blue.utb.edu/paullgj/geol1403/lectures/plate_tectonics.html

- *Continent-Continent Collision Zone*

Kondisi ini terjadi ketika dua lempeng benua saling bertabrakan yang menyebabkan kedua massa tersebut saling berlipatan dan terdorong ke atas. Yeats et al. (1997) mengatakan bahwa pegunungan Himalaya adalah *continent-continent collision zone* terbesar di bumi (Robert W. Day, 2000).

c. Transform Boundary

Hal ini terjadi ketika lempeng saling bergeser satu sama lain, tanpa pembentukan atau penghancuran kerak bumi. Ketika pergerakan relatif kedua lempeng saling sejajar satu sama lain, *strike-slip fault zone* dapat tercipta pada batas lempeng tersebut. *Strike slip fault* didefinisikan sebagai patahan yang terjadi di tempat pergerakan yang sejajar dengan tekanan dari patahan tersebut. California memiliki sejumlah *strike-slip fault* dengan yang terbesar adalah patahan San Andreas.



Gambar 2.7 Transform Boundary

Sumber: Southern California Earthquake Center. *A guide to understanding plate tectonics.*

http://scec.usc.edu/internships/useit/sites/scec.usc.edu.internships.useit/files/task_files/plate%20tectonics%20brochure.pdf

Type of Margin	Divergent	Convergent	Transform
Motion	Spreading	Subduction	Lateral sliding
Effect	Constructive (oceanic lithosphere created)	Destructive (oceanic lithosphere destroyed)	Conservative (lithosphere neither created or destroyed)
Topography	Ridge/Rift	Trench	No major effect
Volcanic activity?	Yes	Yes	No

Gambar 2.8 Perbandingan Tiga Jenis Perbatasan Lempeng

Sumber: *The main tectonic plates boundaries and boundary types*. http://www.age-of-the-sage.org/tectonic_plates/index.html

Teori lempeng tektonik membantu menjelaskan lokasi dan karakteristik gempa. Ketika sebuah patahan terbentuk pada perbatasan antar lempeng, tahanan geser untuk pergerakan selanjutnya dari patahan tersebut lebih kecil daripada tahanan geser yang diperlukan untuk mematahkan batuan utuh baru. Sehingga patahan pada perbatasan antar lempeng yang telah menyebabkan gempa pada masa lampau cenderung menyebabkan gempa pada masa yang akan datang. Hal inilah yang menjadi salah satu alasan banyak terdapat episentrum gempa pada daerah sekitar perbatasan antar lempeng tempat patahan terjadi yang menjadikan daerah tersebut sebagai daerah yang lebih rawan akan gempa (*seismic zone*). Prinsip ini juga yang menjadi dasar pengembangan peta bahaya gempa (peta wilayah kegempaan) yang berperan penting dalam perancangan/pemeriksaan struktur bangunan.

2.1.2 Gelombang Gempa

Peristiwa gempa bumi, yaitu guncangan yang terjadi di permukaan bumi, bersumber dari pelepasan energi kerak bumi secara tiba-tiba yang menghasilkan gelombang gempa. Gelombang gempa adalah gelombang energi yang menjaral melalui lapisan bumi yang dihasilkan oleh peristiwa pelepasan energi kerak bumi tersebut. Selain akibat peristiwa tektonik seperti yang dijelaskan pada teori lempeng tektonik, gelombang gempa juga sebenarnya dapat dihasilkan oleh

ledakan akibat aktivitas vulkanik, tumbukan meteor atau asteroid, maupun runtuhnya bukit kapur pada daerah pertambangan.

Pada dasarnya terdapat dua jenis gelombang gempa, yaitu gelombang badan (*body waves*) dan gelombang permukaan (*surface waves*). Gelombang P dan S disebut gelombang badan karena gelombang tersebut dapat melewati bagian dalam bumi. Gelombang permukaan hanya ditemukan dekat permukaan bumi dan gelombang tersebut terdiri dari *Love waves* dan *Rayleigh waves*.

a. Gelombang P (*P waves*)

Gelombang ini disebut juga gelombang primer, *compressional waves*, atau gelombang longitudinal. Gelombang ini adalah gelombang gempa yang menyebabkan serangkaian kompresi dan dilasi material yang dilewatinya. Gelombang P merupakan gelombang tercepat dan yang pertama sampai pada suatu tempat yang terkena gempa. Gelombang ini dapat berjalan melalui zat padat dan cair. Gelombang P biasanya mempunyai efek yang lebih kecil pada pergerakan permukaan tanah.

b. Gelombang S (*S waves*)

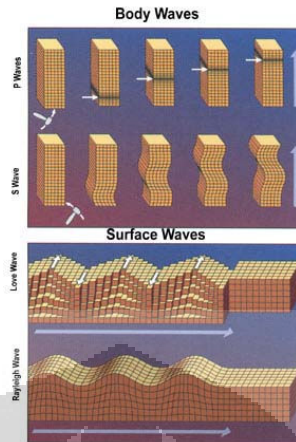
Gelombang ini disebut juga gelombang sekunder, *shear wave*, atau gelombang transversal. Gelombang ini menyebabkan deformasi geser pada material yang dilaluinya. *S waves* hanya dapat berjalan melalui zat padat. *S waves* berjalan lebih lambat dibandingkan dengan *P waves* di dalam tanah. *S waves* memiliki efek terbesar dalam pergerakan permukaan tanah karena tanah memiliki tahanan geser yang lemah.

c. *Love waves*

Love waves adalah gelombang transversal yang berjalan dekat permukaan tanah sehingga rambatan gelombang ini mirip dengan gelombang S, namun dalam arah horizontal permukaan tanah. Untuk kecepatan rambatan gelombang permukaan, gelombang ini lebih cepat dibandingkan dengan gelombang lain.

d. *Rayleigh waves*

Gelombang ini digambarkan sama dengan riak pada permukaan yang dihasilkan dari batu yang dilempar ke kolam. Gelombang ini menghasilkan pergerakan vertikal dan horizontal tanah ketika gelombang ini terjadi.



Gambar 2.9 Berbagai Bentuk Gelombang Gempa

Sumber: *Seismische wellen*. <http://www.geothermie.de/wissenswelt/glossar-lexikon/s/seismische-wellen.html>

Pada umumnya, para ahli rekayasa sipil tidak perlu membedakan jenis gelombang gempa yang dapat mengenai suatu tempat. Tetapi, akibat kombinasi dari gelombang-gelombang ini dalam menghasilkan percepatan tanah puncak (a_{\max}) yang menjadi perhatian utama bagi mereka. Walaupun demikian, perlu diketahui bahwa percepatan tanah puncak akan banyak dipengaruhi oleh gelombang S dan pada beberapa kasus oleh gelombang permukaan. Kramer (1996) mengatakan bahwa pada jarak dua kali lebih besar dari tebal kerak bumi, gelombang permukaan akan menghasilkan percepatan tanah puncak dibandingkan gelombang badan (Robert W. Day, 2000).

2.1.3 Besaran Kekuatan Gempa

Terdapat dua cara dasar dalam mengukur kekuatan gempa, yaitu berdasarkan magnitudo gempa (*earthquake magnitude*) dan berdasarkan intensitas kerusakan yang diakibatkannya (*earthquake intensity*). Magnitudo gempa tidak bergantung pada kepadatan populasi suatu wilayah maupun jenis konstruksi bangunan yang ada di wilayah tersebut, sedangkan intensitas mengukur bahaya kerusakan yang diakibatkan oleh gempa pada bangunan dan reaksi orang-orang di suatu wilayah.

a. *Earthquake Magnitude*

Jika besar gempa di bumi ini ingin dibandingkan, dibutuhkan suatu metode perhitungan yang tidak bergantung pada intensitas gempa, kepadatan penduduk, dan jenis bangunannya, tetapi langsung kepada skala kuantitatif gempa yang dapat diterapkan pada daerah dengan penduduk maupun tanpa penduduk. Hal ini dapat dilakukan dengan mengkuantifikasi gempa sebagai magnitudo gempa yang pertama kali diperkenalkan oleh Wadati di Jepang pada tahun 1931.

- *Local Magnitude Scales* (M_L)

Pada tahun 1935, Prof. Charles Richter, dari Institut Teknologi California mengembangkan skala besaran gempa untuk gempa dangkal dan lokal serta memiliki episentrum berjarak kurang dari 600 km di daerah selatan California. Skala besaran gempa ini disebut sebagai skala besaran Richter. Karena skala besaran ini dikembangkan untuk gempa dangkal dan local, skala ini juga dikenal sebagai *Local Magnitude Scale* (M_L). Richter mendefinisikan magnitudo lokal gempa sebagai logaritma berbasis 10 dari amplitudo gelombang gempa maksimum dalam mikron direkam menggunakan seismograf Wood-Anderson yang terletak pada jarak 100 km dari episentrum gempa.

$$M_L = \log A - \log A_0 = \log A/A_0 \quad (2.1)$$

Dengan:

M_L = besaran magnitudo gempa

A = amplitudo jejak gempa maksimum (mm) yang direkam oleh seismograf standar *Wood-Anderson* yang memiliki periode natural 0,8 detik dengan faktor redaman 80% dan magnifikasi statis sebesar 2800.

A_0 = 0,001 mm (skala gempa lokal nol yang berhubungan dengan besaran gempa terkecil yang pernah direkam)

- *Surface Wave Magnitude Scales* (M_s)

Skala ini digunakan untuk mengukur besaran gempa yang terutama ditimbulkan oleh gempa permukaan dengan periode sekitar 20 detik yang sering dominan pada rekaman seismograf untuk gempa yang memiliki episentrum cukup jauh dari suatu tempat (sekitar lebih dari 2000 km). Gutenberg mendefinisikan *Surface Magnitude Scale* (M_s) berdasarkan pengukuran amplitudo gelombang gempa permukaan dengan periode 20 detik.

- *Body Wave Magnitude* (m_b)

Gempa yang memiliki fokus yang dalam hanya memiliki sedikit gelombang permukaan sehingga dibutuhkan pengukuran terhadap amplitudo gelombang P yang merupakan salah satu jenis gelombang badan yang tidak dipengaruhi oleh kedalaman fokal sumber gempa.

- *Moment Magnitude Scales* (M_w)

Besaran menggunakan magnitudo gempa dengan pendekatan momen seismik yang langsung berhubungan dengan ukuran sumber gempa yang dihitung dengan formula berikut

$$M_w = \frac{\log M_o}{1,5} - 10,7 \quad (2.2)$$

Dengan M_o adalah *moment seismic* dalam satuan dyn-cm.

b. *Earthquake Intensity*

Skala intensitas gempa pertama kali disusun oleh de Rossi dari Italia dan Forel dari Swiss pada tahun 1880 kemudian dikembangkan dan diperbaiki oleh Mercalli pada tahun 1931. Versi lainnya disusun oleh H.O. Wood dan Frank Neumann. Jepang juga mengeluarkan skala intensitas gempunya.

▪ *Modified Mercalli Intensity*

Table 1-2. Modified Mercalli Intensity Scale (MMI) of 1931

I.	Not felt except by a very few under especially favorable circumstances.
II.	Felt only by a few persons at rest, especially on upper floors of buildings. Delicately suspended objects may swing.
III.	Felt quite noticeably indoors, especially on upper floors or buildings, but many people do not recognize it as an earthquake. Standing motor cars may rock slightly. Vibration like passing of truck. Duration estimated.
IV.	During the day felt indoors by many, outdoors by few. At night some awakened. Dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound. Sensation like heavy truck striking building. Standing motor cars rocked noticeably.
V.	Felt by nearly everyone, many awakened. Some dishes, windows, etc., broken; a few instances of cracked plaster; unstable objects overturned. Disturbances of trees, poles, and other tall objects sometimes noticed. Pendulum clocks may stop.
VI.	Felt by all, many frightened and run outdoors. Some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster or damaged chimneys. Damage slight.
VII.	Everybody runs outdoors. Damage negligible in buildings of good design and construction; slight to moderate in well-built ordinary structures; considerable in poorly built or badly designed structures; some chimneys broken. Noticed by persons driving motor cars.
VIII.	Damage slight in specially designed structures; considerable in ordinary substantial buildings, with partial collapse; great in poorly built structures. Panel walls thrown out of frame structures. Fall of chimneys, factory stacks, columns, monuments, walls. Heavy furniture overturned. Sand and mud ejected in small amounts. Changes in well water. Persons driving motor cars disturbed.
IX.	Damage considerable in specially designed structures; well designed frame structures thrown out of plumb; great in substantial buildings, with partial collapse. Buildings shifted off foundations. Ground cracked conspicuously. Underground pipes broken.
X.	Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundations; ground badly cracked. Rails bent. Landslides considerable from river banks and steep slopes. Shifted sand and mud. Water splashed (slopped) over banks.
XI.	Few, if any, (masonry) structures remain standing. Bridges destroyed. Broad fissures in ground. Underground pipelines completely out of service. Earth slumps and land slips in soft ground. Rail bent greatly.
XII.	Damage total. Practically all works of construction are damaged greatly or destroyed. Waves seen on ground surface. Lines of sight and level are distorted. Objects are thrown into the air.

Gambar 2.10 Skala Intensitas Gempa buatan Mercalli yang telah Dimodifikasi

Sumber: Naeim, Farzad. *The seismic design handbook* (2nd ed)

▪ Skala Intensitas Gempa Jepang

Table 1-3. Japanese Seismic Intensity Scale

0.	Not felt; too weak to be felt by humans; registered only by seismographs.
I.	Slight: felt only feebly by persons at rest or by those who are sensitive to an earthquake.
II.	Weak: felt by most persons, causing light shaking of windows and Japanese latticed sliding doors (shoji).
III.	Rather strong: shaking houses and buildings, heavy rattling of windows and Japanese latticed sliding doors, swinging of hanging objects, sometimes stopping pendulum clocks, and moving of liquids in vessels. Some persons are so frightened as to run out of doors.
IV.	Strong: resulting in strong shaking of houses and buildings. Overturning of unstable objects, spilling of liquid out of vessels.
V.	Very strong: causing cracks in brick and plaster walls, overturning of stone lanterns and grave stones, etc. and damaging of chimneys and mud and plaster warehouses. Landslides in steep mountains are observed.
VI.	Disastrous: causing demolition of more than 1% of Japanese wooden houses; landslides, fissures on flat ground accompanied sometimes by spouting of mud and water in low fields.
VII.	Ruinous: causing demolition of almost all houses; large fissures and faults are observed.

Gambar 2.11 Skala Intensitas Gempa yang Digunakan di Jepang

Sumber: Naeim, Farzad. *The seismic design handbook* (2nd ed)

2.2 Pengaruh Konfigurasi Bangunan terhadap Gempa Bumi

Salah satu langkah penting dalam perancangan struktur bangunan tahan gempa adalah pemilihan konfigurasi bangunan, yaitu distribusi massa dan kekakuan pada bangunan dan pemilihan *load paths* beban lateral untuk mencapai tanah. Baru-baru ini, banyak peraturan tata cara perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung telah mengklasifikasi bangunan sebagai bangunan gedung beraturan dan tidak beraturan. Ketidakberaturan termasuk salah satu aspek dalam perancangan struktur yang memiliki potensi lebih besar akan terkena bahaya gempa (Mac Gregor, 2005).

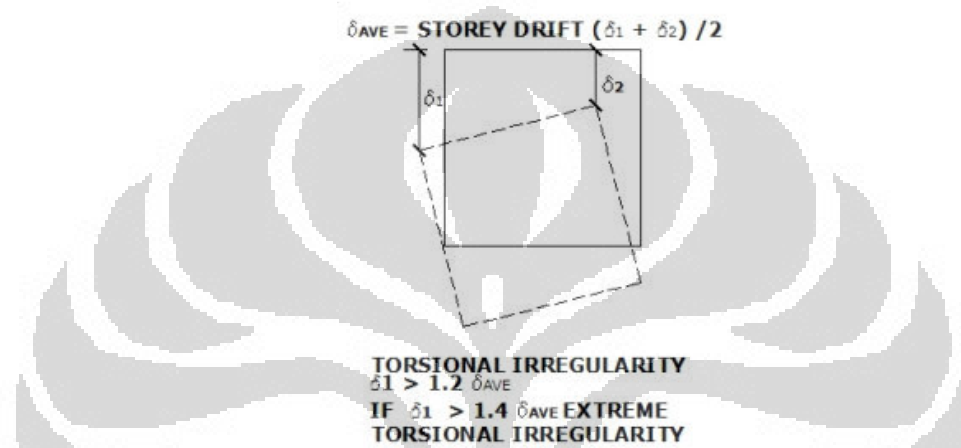
Bangunan gedung tidak beraturan membutuhkan analisis struktur yang lebih detail, ketentuan perancangan tertentu untuk mengurangi ketidakberaturannya, dan persyaratan detail yang lebih banyak daripada bangunan teratur. Ketidakberaturan dapat diklasifikasi sebagai ketidakberaturan secara denah (*plan irregularities*) dan ketidakberaturan secara vertikal (*vertical irregularities*).

2.2.1 Ketidakberaturan Secara Denah (*Plan Irregularities*)

a. *1a and 1b Torsional Irregularities*

Jika terdapat eksentrisitas antara pusat massa dan pusat rotasi (pusat kekakuan) suatu tingkat dalam bangunan gedung, bangunan tersebut akan mengalami lendutan torsional. Contohnya adalah bangunan tinggi yang memiliki lantai pertama terdiri dari area kosong terbuka dan menyokong lantai-lantai di atasnya dengan menggunakan kolom-kolom, sedangkan lantai-lantai selain lantai pertama menggunakan dinding geser yang saling berhubungan satu sama lain. Area terbuka pada lantai pertama akan memiliki kekakuan lateral yang lebih kecil dibandingkan dengan area pada lantai-lantai lain yang menggunakan dinding geser. Kolom terluar pada denah bangunan yang jaraknya lebih jauh daripada pusat massa maupun pusat rotasi akan mengalami gaya geser yang lebih besar daripada kolom yang terletak di dekat pusat massa maupun pusat rotasi. Letak pusat kekakuan dipengaruhi oleh keberadaan elemen struktural maupun non-struktural.

Ia Torsional Irregularities terjadi ketika simpangan antar-tingkat (*story drift*) maksimum pada salah satu tepi bangunan lebih dari 1,2 kali simpangan antar-tingkat rata-rata pada lantai yang sama. Hal ini hanya berlaku bagi lantai dengan diafragma yang *rigid* maupun *semi-rigid*. *Ib torsional Irregularities* terjadi ketika rasio simpangan antar tingkat dan simpangan rata-rata lantai tersebut melebihi 1,4.



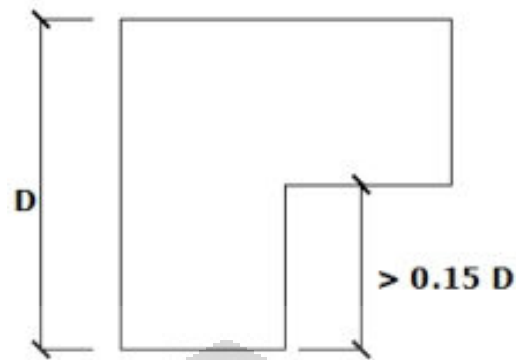
Gambar 2.12 Ketidakberaturan Torsional pada Suatu Gedung

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQakes/FiguresTech2.htm

Bangunan yang tidak beraturan harus memiliki ketahanan dan kekakuan torsional. Dinding geser yang terletak pada tepi bangunan yang jauh dari pusat kekakuan eksisting memberikan ketahanan torsional yang lebih dibandingkan *core wall*.

b. Coakan Sudut (*Re-entrant Corner Irregularity*)

Hal ini terjadi ketika suatu denah gedung memiliki coakan sudut (*re-entrant corners*) dan sistem lantai memiliki coakan sudut lebih dari 15% dari dimensi denah bangunan gedung pada arah yang sama.



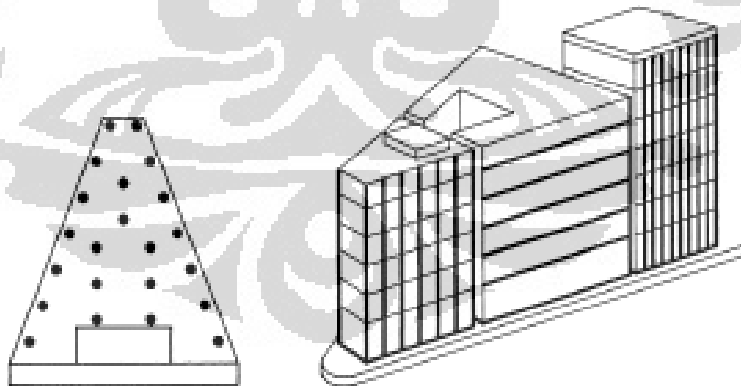
RE ENTRANT CORNER

Gambar 2.13 Contoh layout Bangunan yang dikategorikan Memiliki Coakan Sudut

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQakes/FiguresTech2.htm

c. Subsistem Non-paralel

Subsistem-subsistem penahan beban lateral arahnya tidak saling tegak lurus dan tidak sejajar terhadap sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.

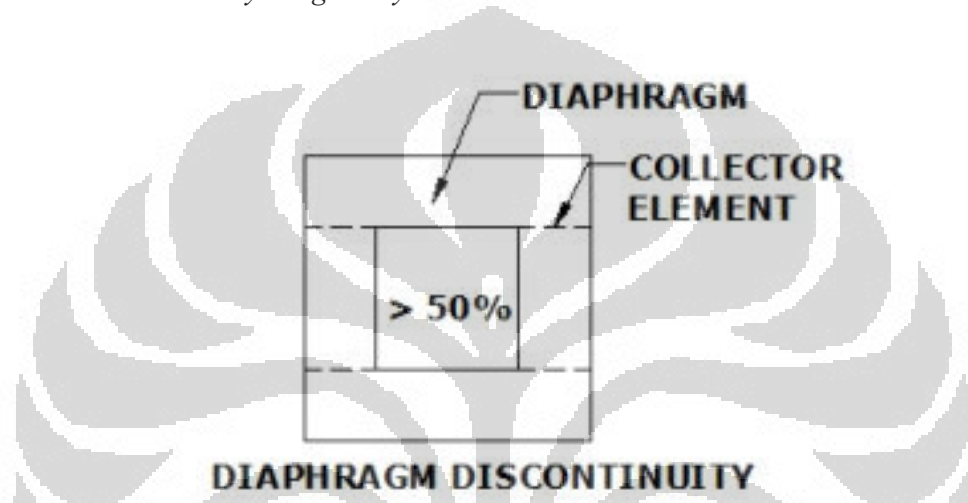


Gambar 2.14 Contoh Gedung yang terdiri dari Subsistem yang Non-paralel

Sumber: Naeim, Farzad. *The seismic design handbook* (2nd ed)

d. *Diaphragm Discontinuity Irregularity*

Diskontinuitas secara tiba-tiba pada pelat lantai dapat memberikan potensi yang lebih besar pada bahaya gempa. Jika terdapat perubahan secara tiba-tiba pada kekakuan diafragma, termasuk adanya bukaan pada pelat dengan luas lebih dari 50% luas diafragma atau 50% dari lantai tersebut dengan lantai selanjutnya, bangunan tersebut dapat dikatakan memiliki *diaphragm discontinuity irregularity*.



Gambar 2.15 Contoh Layout Bangunan yang Memiliki Diskontinuitas pada Lantai Diafragma

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes* http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

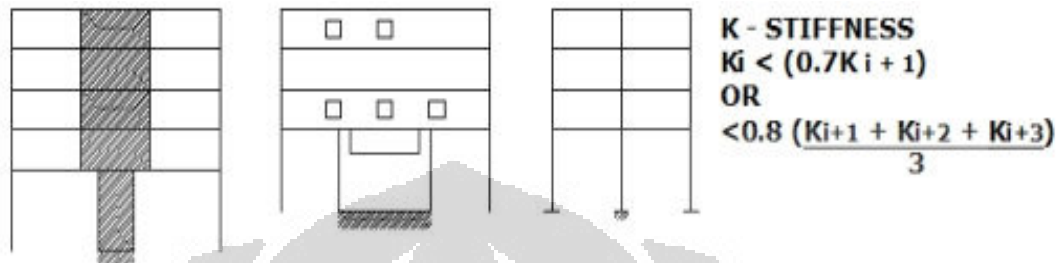
2.2.2 Ketidakberaturan Secara Vertikal (*Vertical Irregularities*)

Ketidakberaturan secara vertikal adalah perubahan secara tiba-tiba pada geometri, kekuatan, atau kekakuan struktur dari lantai ke lantai.

a. 1a and 1b *Stiffness Irregularity-Soft Story*

1a soft story terjadi jika kekakuan lateral suatu tingkat adalah sebesar 70-80% dari kekakuan lateral lantai di atas atau dibawahnya. *1b Stiffness Irregularity (extreme soft story)* terjadi jika kekakuan suatu lantai adalah sebesar 60-70% daripada kekakuan lateral lantai di atas atau dibawahnya. *Soft story* terjadi dengan memutuskan atau mengurangi secara luar biasa kekakuan dinding geser pada lantai dasar. Soft story ini memiliki tahanan

geser yang tidak cukup atau daktilitas yang tidak cukup (kapasitas penyerapan energi gempa) untuk menahan tegangan yang diakibatkan oleh gaya gempa.

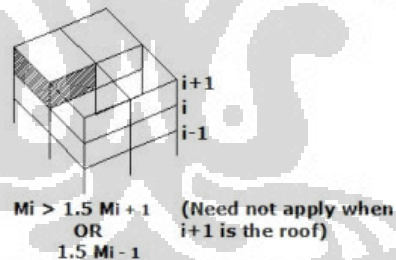


Gambar 2.16 Peraturan Kekakuan antar Lantai untuk Mencegah *Soft Story*

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

b. *Weight (Mass) Irregularity*

Terjadi ketika massa efektif suatu lantai melebihi 150% massa efektif lantai yang berdekatan.

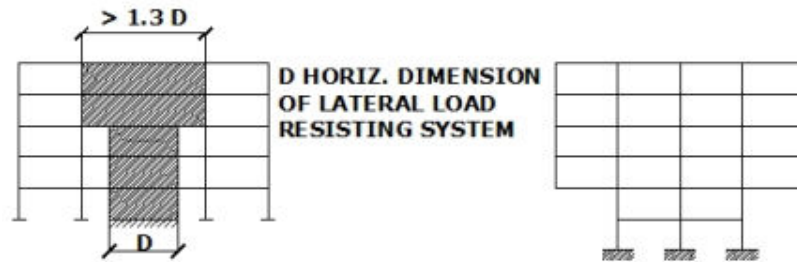


Gambar 2.17 Contoh Bangunan yang Memiliki Ketidakberaturan secara Massa

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

c. *Vertical Geometric Discontinuity*

Terjadi ketika dimensi horizontal sistem penahan beban lateral pada lantai manapun lebih dari 130% dari dimensi sistem penahan beban lateral pada lantai yang berdekatan.

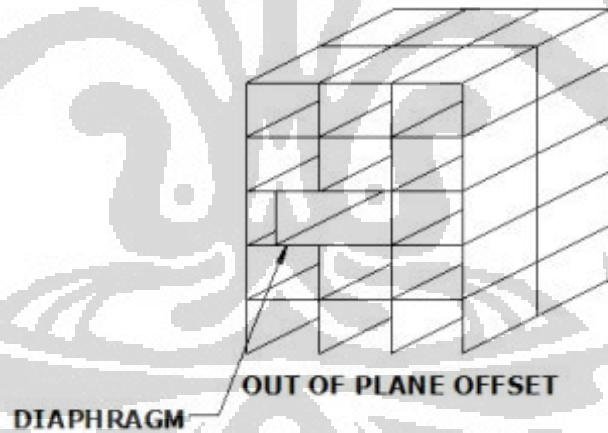


Gambar 2.18 Contoh bangunan dengan Sistem Penahan Beban Lateral yang Diskontinu

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

d. In Plane Discontinuity in Vertical

In-plane offset dari elemen penahan beban lateral lebih besar daripada panjang elemen tersebut atau kekakuan elemen pada lantai di bawahnya lebih kecil daripada lantai tersebut.

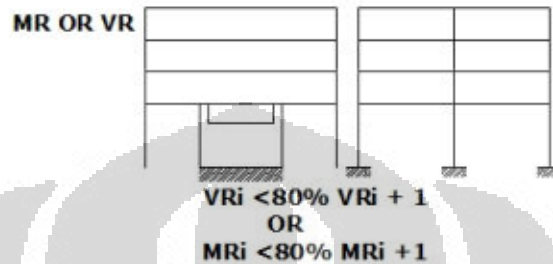


Gambar 2.19 Contoh Bangunan yang Memiliki Elemen Vertikal dengan *Out of Plane Offset*

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

e. ***Discontinuity in Lateral Strength (Weak Story)***

Terjadi ketika ketahanan lateral suatu lantai lebih kecil dari 80% dari ketahanan lateral lantai di atasnya. Ketahanan lateral suatu lantai adalah total kekuatan semua elemen penahan gaya lateral pada lantai tersebut.



Gambar 2.20 Peraturan Kekuatan antar Lantai untuk Mencegah *Weak Story*

Sumber: Adams, Wayne, Adams, Alfrico. (2004, December). *Planning buildings to resist earthquakes*. http://www.smadaconsultants.com/techpapers1/0412_PlanBuildgsResistEQQuakes/FiguresTech2.htm

SNI 03-1726-2002 telah menetapkan persyaratan suatu gedung termasuk struktur gedung beraturan atau tidak beraturan secara denah maupun vertikal. Persyaratan suatu bangunan disebut beraturan, baik dari denah maupun secara vertikal tidak terlalu jauh berbeda dengan yang telah dijelaskan sebelumnya. Dalam perhitungan pengaruh pembebanan gempa nominal akibat gempa rencana, struktur bangunan gedung beraturan dapat dianalisis menggunakan analisis statik ekuivalen, sedangkan gedung tidak beraturan harus dianalisis menggunakan analisis dinamik.

Dalam SNI 03-1726-2002, struktur gedung beraturan adalah struktur gedung yang memenuhi syarat-syarat sebagai berikut.

- a. Tinggi struktur gedung diukur dari tahap penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- b. 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.
- c. 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.

- d. 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.
- e. 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.
- f. 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 atanya.
- g. 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.
- h. 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.
- i. 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.

2.3 Analisis Linear Dinamis Struktur akibat Eksitasi Gempa

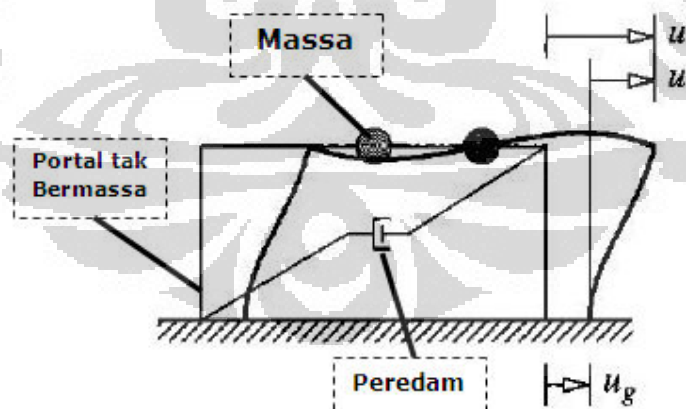
Dalam melaksanakan perancangan struktur tahan gempa atau pemeriksaan (evaluasi) struktur bangunan eksisting terhadap pengaruh kegempaan perlu dilakukan analisis struktur baik secara statik ekivalen maupun dinamis tergantung pada konfigurasi bangunan. Bangunan yang tidak beraturan harus

dianalisis secara tiga dimensi menggunakan analisis dinamis. Sebelum melakukan analisis tersebut perlu dimengerti konsep dasar analisis ini dalam rekayasa struktur tahan gempa.

Salah satu aplikasi penting dari teori dinamika struktur adalah analisis respon struktur terhadap pergerakan tanah yang disebabkan oleh gempa. Analisis respon struktur tersebut biasa disebut sebagai analisis dinamis. Dengan melakukan analisis ini akan didapatkan respon struktur baik deformasi, gaya dalam, maupun tegangan. Berikut adalah beberapa hal yang terkait di dalam analisis dinamis yang perlu dimengerti dengan baik sebelum melaksanakan analisis ini.

2.3.1 Struktur Berderajat Kebebasan Tunggal

Suatu sistem struktur pada gambar di bawah terdiri dari massa (m) yang terkonsentrasi pada lantai atap, portal yang dapat dianggap tak bermassa yang memberikan kekakuan pada sistem struktur, dan peredam *viscous* yang mendisipasi energi getar sistem. Balok dan kolom diasumsikan tidak berdeformasi aksial. Sistem ini dapat dianggap sebagai suatu bentuk idealisasi struktur 1 lantai. Jumlah perpindahan bebas yang dibutuhkan untuk mendefinisikan posisi perpindahan seluruh massa sistem struktur relatif terhadap posisi asalnya disebut derajat kebebasan untuk analisis dinamis (*degrees of freedom (DOF) for dynamic analysis*).



Gambar 2.21 Portal 1 Lantai yang Diidealisasikan sebagai Struktur Berderajat Kebebasan Tunggal dalam Analisis Dinamis terhadap Pergerakan Tanah (Gempa)

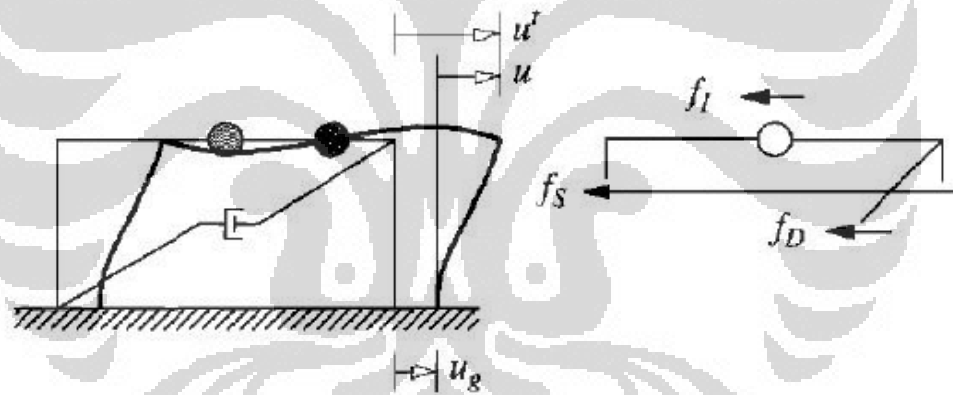
Sumber: Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice-Hall

Apabila diperhatikan, portal 1 lantai pada gambar tersebut dibatasi hanya bergerak searah dengan arah eksitasi pergerakan tanah yang terjadi. Dengan beberapa batasan yang telah ditetapkan sebelumnya, struktur tersebut hanya memiliki 1 derajat kebebasan, yaitu perpindahan secara lateral untuk analisis dinamis struktur akibat eksitasi yang terjadi sehingga sistem struktur yang demikian dinamakan sistem struktur 1 derajat kebebasan atau sistem berderajat kebebasan tunggal/*Single Degree of Freedom (SDOF)*.

2.3.2 Persamaan Gerak Perpindahan Struktur akibat Eksitasi Gempa

Perpindahan tanah akibat gempa (u_g), total perpindahan massa sistem struktur (u^t), perpindahan relatif antara massa sistem struktur dengan tanah (u) pada setiap saat dihubungkan dengan persamaan sebagai berikut.

$$u^t = u(t) + u_g(t) \quad (2.3)$$



Gambar 2.22 Idealisasi dan *Free Body Diagram* Persamaan Kesetimbangan Dinamis SDOF akibat Pergerakan Tanah (Gempa)

Sumber: Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice-Hall

Berdasarkan *free-body diagram* yang menyertakan gaya inersia sistem (f_I) seperti yang ditunjukkan oleh gambar di atas, persamaan kesetimbangan dinamis sistem tersebut adalah sebagai berikut.

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.4)$$

Gaya inersia yang melawan pergerakan tanah pada sistem tersebut dihubungkan dengan percepatan total massa sistem struktur dengan persamaan sebagai berikut

$$f_I = m\ddot{u}^t \quad (2.5)$$

Namun hanya perpindahan relatif massa struktur dan tanah yang menghasilkan gaya redaman dan gaya elastis portal sehingga persamaan kesetimbangan dinamis tersebut dapat dituliskan kembali sebagai berikut.

$$\begin{aligned} m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku &= 0 \\ m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku &= 0 \\ m\ddot{u} + c\dot{u} + ku &= m\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (2.6)$$

Persamaan inilah yang merupakan persamaan diferensial perpindahan relatif struktur akibat percepatan tanah (gempa).

2.3.3 Periode Natural dan Rasio Redaman Struktur

Suatu struktur dikatakan mengalami getaran bebas apabila struktur tersebut diganggu dari posisi kesetimbangan statisnya kemudian dibiarkan bergetar bebas tanpa gangguan eksitasi dinamis. Konsep getaran bebas struktur ini akan menjelaskan tentang konsep periode natural dan rasio redaman suatu sistem struktur berderajat kebebasan tunggal. Periode natural suatu sistem adalah waktu yang diperlukan oleh suatu sistem tanpa peredam untuk menyelesaikan satu siklus getaran bebas. Periode natural ini dilambangkan T_n dalam satuan detik yang berhubungan dengan frekuensi sirkular natural (ω_n) dalam satuan radian/detik. Berikut adalah penurunan persamaan periode natural dari persamaan getaran bebas sistem tanpa peredam.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.7)$$

Dengan $c = 0$ (sistem tanpa peredam)

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.8)$$

Dengan $u = u(0)$ dan $\dot{u} = \dot{u}(0)$

Maka penyelesaian persamaan diferensial homogen tersebut adalah

$$u(t) = u(0)\cos\omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\sin\omega_n t \quad (2.9)$$

Dengan

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ atau } T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.10)$$

Apabila persamaan 2.7 dibagi dengan m menghasilkan persamaan sebagai berikut.

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad (2.11)$$

Dengan

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.12)$$

ζ merupakan rasio redaman struktur (fraksi redaman kritis). Rasio redaman adalah besaran tak berdimensi dari redaman yang merupakan properti sistem yang tergantung pada massa dan kekakuan.

2.3.4 Respons Struktur akibat Eksitasi Gempa

Apabila riwayat deformasi struktur telah didapatkan berdasarkan analisis riwayat waktu suatu gempa, gaya dalam sebagai respons dari struktur akibat gempa pada suatu waktu tertentu saat terjadinya gempa dapat ditentukan menggunakan analisis statik. Pendekatan yang disukai dalam rekayasa gempa untuk menentukan gaya dalam ini adalah berdasarkan konsep gaya statik ekuivalen (f_s) yang berdasarkan gaya elastis portal tak bermassa dimana

$$f_s(t) = ku(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t) \quad (2.13)$$

Terlihat bahwa gaya statik ekuivalen merupakan perkalian antara massa dengan $A(t)$ yang merupakan *pseudo-acceleration response* bukan percepatan total struktur. Dimana $A(t)$ dapat langsung dihitung dari respons deformasi struktur $u(t)$ apabila periode natural (T_n) struktur diketahui.

Untuk gaya dalam portal satu lantai dapat ditentukan pada suatu waktu tertentu dengan analisis statik struktur akibat gaya statik ekuivalen pada suatu waktu tertentu. Untuk suatu portal satu lantai bermassa m dengan ketinggian h dari dasar struktur, gaya geser dasar dan momen gulingnya pada setiap saat ketika gempa terjadi akibat suatu gaya statik ekuivalen adalah sebagai berikut.

$$V_b(t) = f_s(t) = mA(t) \quad (2.14)$$

$$M_b(t) = hf_s(t) = hV_b(t) \quad (2.15)$$

2.3.5 Konsep Spektrum Respons

Respons Spektrum merupakan grafik hubungan nilai puncak respons struktur akibat eksitasi gempa sebagai fungsi dari periode natural sistem struktur. Respons spektrum menyediakan suatu tampilan yang ringkas dari respons puncak segala macam kemungkinan sistem struktur berderajat kebebasan tunggal untuk suatu pergerakan tanah tertentu. Salah satu spektrum respons yang penting adalah spektrum respons *pseudo-acceleration*.

Respon *pseudo-acceleration* puncak suatu sistem struktur berderajat kebebasan tunggal diperoleh dari hubungan antara frekuensi natural sistem

tersebut dan deformasi puncaknya akibat percepatan tanah (gempa) sebagai berikut.

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (2.16)$$

Nilai respon *pseudo acceleration* inipun dapat digunakan untuk menghitung nilai puncak dari gaya geser dasar struktur berderajat kebebasan tunggal berdasarkan konsep gaya geser dasar akibat suatu gaya statik ekuivalen yang telah dijelaskan sebelumnya sebagai berikut.

$$V_{bo} = f_{so} = mA = \frac{A}{g} w \quad (2.17)$$

Dengan

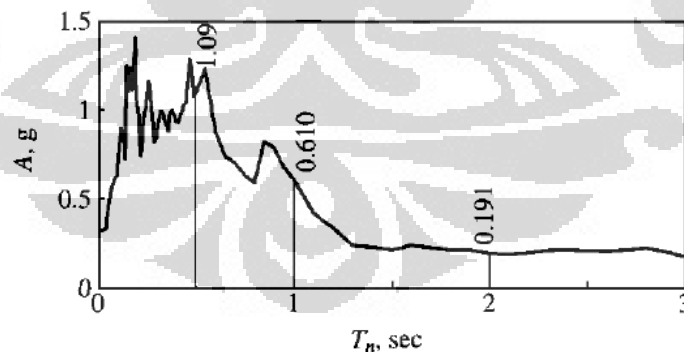
V_{bo} = Nilai Puncak Gaya Geser Dasar

f_{so} = Gaya Statik Ekuivalen

A = Nilai Puncak *Pseudo-Acceleration*

w = berat total struktur

g = percepatan gravitasi



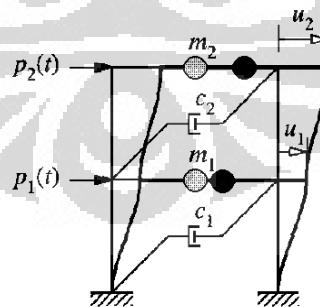
Gambar 2.23 Kurva Spektrum Respons *Pseudo-Acceleration* Gempa El-Centro untuk $\zeta = 0,02$

Sumber: Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice-Hall

Ketika ditulis dalam bentuk seperti pada persamaan 2.17, A/g dapat diinterpretasikan sebagai koefisien gaya geser dasar yang sering digunakan dalam berbagai peraturan perancangan bangunan tahan gempa untuk merepresentasikan koefisien (faktor spektrum respons) yang dikalikan dengan berat total struktur untuk memperoleh gaya geser dasar sebagai beban gempa nominal. Persamaan di atas juga menjadi dasar dalam analisis statik ekuivalen untuk perhitungan beban gempa nominal bagi struktur beraturan. Spektrum *pseudo-acceleration response* adalah grafik A sebagai fungsi dari periode natural struktur (T_n) untuk suatu nilai rasio redaman tertentu seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 2.23.

2.3.6 Sistem Struktur Berderajat Kebebasan Banyak

Pada umumnya sistem struktur yang ada merupakan sistem struktur berderajat kebebasan banyak meskipun analisis linear dinamis dilakukan pada suatu struktur akibat percepatan tanah (gempa) yang menggerakkan struktur ke satu arah eksitasi tertentu. Contohnya adalah portal bangunan gedung yang terdiri dari beberapa lantai di mana massa tiap lantai diidealisasikan terkonsentrasi pada diafragma tingkat masing-masing lantai. Jumlah perpindahan independen yang dibutuhkan untuk mendefinisikan perpindahan posisi seluruh massa tersebut relatif terhadap posisi kesetimbangan awal disebut jumlah derajat kebebasan. Portal dua lantai dengan massa terkonsentrasi pada setiap tingkat lantai memiliki dua derajat kebebasan untuk analisis dinamis seperti ditunjukkan pada gambar berikut



Gambar 2.24 Idealisasi Struktur sebagai Portal Dua Lantai yang Memiliki Dua Derajat Kebebasan

Sumber: Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice-Hall

Dengan menggunakan Hukum Kedua Newton, persamaan gerak sistem ini akibat eksitasi dinamis pada masing-masing massa yang terkonsentrasi pada tingkat lantai adalah sebagai berikut.

$$m_j \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_j(t) \quad (2.18)$$

Persamaan di atas terdiri dari dua persamaan untuk $j = 1$ dan 2 dan persamaan ini dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{p}(t) \quad (2.19)$$

Dengan \mathbf{m} merupakan matriks massa portal dua lantai tersebut

Untuk analisis elastis, dapat diasumsikan hubungan antara gaya geser lantai dan deformasi lantai atau *drift* adalah sebagai berikut.

$$V_j = k_j \Delta_j = k_j (u_j - u_{j-1}) \quad (2.20)$$

Hubungan antara kekakuan lantai dan deformasi lantai adalah sebagai berikut

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \text{ atau } \mathbf{f}_S = \mathbf{k}\mathbf{u} \quad (2.21)$$

Dengan \mathbf{k} merupakan matriks kekakuan untuk portal dua lantai tersebut

Koefisien redaman lantai dihubungkan dengan gaya geser lantai sebagai berikut

$$V_j = c_j \dot{\Delta}_j \quad (2.22)$$

Hubungan antara koefisien redaman lantai dengan kecepatan lantai adalah sebagai berikut

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \text{ atau } \mathbf{f}_D = \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} \quad (2.23)$$

Dengan \mathbf{c} adalah matriks redaman untuk portal dua lantai tersebut

Sehingga diperoleh persamaan gerak sistem struktur berderajat kebebasan banyak dalam hal ini portal dua lantai akibat eksitasi gaya dinamis adalah

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (2.24)$$

Hal inipun berlaku pada struktur yang tereksitasi oleh percepatan tanah akibat gempa, namun $\mathbf{p}(t) = 0$ sehingga

$$\mathbf{f}_I + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = 0 \quad (2.25)$$

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (2.26)$$

2.3.7 Periode Natural dan Ragam Getar Struktur

Periode natural pada sistem struktur berderajat kebebasan banyak merupakan waktu yang dibutuhkan untuk satu siklus gerak harmonik sederhana pada salah satu ragam (mode getar) sistem struktur berderajat kebebasan banyak. Getaran bebas sistem tak teredam pada salah satu ragamnya untuk sistem dua derajat kebebasan dapat dideskripsikan secara matematis sebagai berikut.

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{q}_n(t)\phi_n \quad (2.27)$$

Variasi waktu dari perpindahannya dideskripsikan sebagai fungsi gerak harmonik sederhana sebagai berikut.

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (2.28)$$

Sehingga

$$u(t) = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (2.29)$$

Substitusi persamaan di atas ke persamaan getaran bebas, yaitu

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (2.30)$$

Menghasilkan

$$[-\omega_n^2 \mathbf{m}\phi_n + \mathbf{k}\phi_n]q_n(t) = \mathbf{0} \quad (2.31)$$

Persamaan ini dapat diselesaikan untuk menjamin gerakan pada sistem adalah terpenuhinya ω_n dan ϕ_n pada persamaan aljabar berikut.

$$\mathbf{k}\phi_n = \omega_n^2 \mathbf{m}\phi_n \quad (2.32)$$

Persamaan ini disebut permasalahan matriks nilai eigen yang dapat ditulis kembali sebagai berikut

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}]\phi_n = \mathbf{0} \quad (2.33)$$

Persamaan ini akan memiliki solusi non-trivial jika

$$\det[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] = 0 \quad (2.34)$$

Persamaan di atas memiliki N akar real dan positif untuk ω_n^2 karena \mathbf{m} dan \mathbf{k} adalah matriks yang simetris dan positif. N akar tersebut menentukan N frekuensi natural getaran bebas. N akar ini disebut juga nilai eigen, nilai karakteristik, atau nilai normal. Ketika frekuensi natural diketahui, dapat diselesaikan vektor ragam getar yang berhubungan dengan frekuensi tersebut. Pada suatu sistem struktur yang bergetar bebas dengan N derajat kebebasan memiliki N frekuensi natural yang disusun dari yang terkecil sampai yang terbesar. Ragam yang pertama dari N ragam ini disebut ragam fundamental dan periode serta frekuensinya masing-masing disebut periode natural fundamental dan frekuensi natural fundamental.

2.3.8 Analisis Dinamik Spektrum Respons

a. Respons Puncak dari Spektrum Respons Gempa

Perancangan struktur biasanya berdasarkan nilai puncak dari gaya dan deformasi selama gempa terjadi. Respons puncak pada sistem struktur berderajat kebebasan banyak dapat dihitung berdasarkan spektrum respons seperti sistem struktur berderajat kebebasan tunggal tetapi hasilnya tidak eksak (tidak identik seperti hasil analisis riwayat waktu). Namun demikian hasil tersebut cukup akurat untuk aplikasi perancangan struktur.

b. Respons Puncak Ragam

Nilai eksak respons puncak dari suatu sistem struktur berderajat kebebasan banyak pada ragam naturalnya ke- n dapat diperoleh dari spektrum respons gempa. Besaran respons struktur pada ragam tertentu (ragam ke- n), $r_n(t)$, mencapai nilai puncaknya pada waktu yang sama ketika *pseudo-acceleration* ($A_n(t)$) mencapai nilai puncaknya sehingga respons puncak masing-masing ragam (r_{no}) dapat dihitung dari persamaan berikut.

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (2.35)$$

c. Aturan Kombinasi Ragam

Cara mengkombinasikan respons puncak masing-masing ragam r_{no} untuk menentukan nilai puncak respons seluruh ragam dapat dilakukan dengan

pendekatan aturan *Square-Root-of-Sum-of-Squares* (SRSS) yang dikembangkan oleh E. Rosenblueth (1951) yang dinyatakan dengan persamaan berikut.

$$r_o \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.37)$$

Aturan kombinasi ragam ini menyediakan estimasi respons yang sangat baik untuk struktur yang memiliki frekuensi natural dengan selisih yang cukup besar.

Aturan *Complete Quadratic Combination* (CQC) untuk kombinasi ragam lebih dapat diaplikasikan pada jenis struktur yang beragam karena pendekatan ini menyelesaikan batasan aturan SRSS. Berdasarkan aturan CQC, kombinasi ragam adalah sebagai berikut.

$$r_o \cong \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.38)$$

d. Prosedur Analisis Spektrum Respons

Prosedur untuk menghitung respons puncak dari bangunan gedung N lantai dengan denah simetris terhadap dua sumbu utamanya yang saling tegak lurus terhadap pergerakan tanah (gempa) sepanjang sumbu simetri yang dikarakterisasi oleh sebuah spektrum respons atau spektrum desain adalah sebagai berikut.

- Definisikan properti struktur (matriks massa, matriks kekakuan lateral, rasio redaman)
- Tentukan frekuensi natural (ω_n) atau periode natural (T_n) dan ragam getar natural (ϕ_n)
- Hitung respons puncak pada ragam ke-n melalui langkah-langkah sebagai berikut yang diulangi pada seluruh ragam.

- Berdasarkan periode natural bangunan (T_n) dan rasio redamannya, baca respons D_n (deformasi) dan A_n (pseudo-acceleration) dari spektrum respons atau respons desain gempa.
- Hitung lendutan lantai dan *drift* (simpangan antar lantai) berdasarkan persamaan di bawah ini.

$$u_{jn} = \Gamma_n \phi_{jn} D_n \quad (2.39)$$

$$\Delta_{jn} = \Gamma_n (\phi_{jn} - \phi_{j-1,n}) D_n \quad (2.40)$$

- Hitung gaya statik ekuivalen pada setiap lantai berdasarkan persamaan di bawah ini.

$$f_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn} A_n \quad (2.41)$$

- Hitung gaya geser lantai, momen guling, dan gaya dalam elemen (momen lentur, lintang, aksial) dengan analisis struktur secara statis akibat gaya lateral statik ekuivalen.
 - Tentukan dan estimasi nilai puncak setiap respons dengan mengkombinasikan nilai puncak masing-masing ragam berdasarkan aturan SRSS atau CQC.

2.4 Ketentuan Umum dalam Perencanaan Struktur Bangunan Gedung

2.4.1 Pembebanan

Berdasarkan SKBI-1.3.53.1987, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, pengertian berbagai jenis beban yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan bangunan rumah dan gedung adalah sebagai berikut.

a. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-

mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung itu.

b. 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.

a. Beban Mati Nominal

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.

b. Beban Hidup 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.

c. Beban Gempa 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 .

d. Kombinasi Pembebanan

Dengan menyatakan kekuatan ultimate suatu struktur gedung dan pembebanan ultimate pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai berikut

$$R_u = \phi R_n \quad (2.42)$$

$$Q_u = \gamma Q_n \quad (2.43)$$

Dengan

ϕ = faktor reduksi kekuatan

R_n = kekuatan nominal struktur gedung

γ = faktor beban

Q_n = pembebanan nominal pada struktur gedung

Berdasarkan perencanaan beban dan kuat terfaktor (LRFD) harus dipenuhi persyaratan pada keadaan batas ultimate sebagai berikut.

$$R_u \geq Q_u \quad (2.44)$$

Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai D_n , beban hidup nominal sebagai L_n , dan beban gempa nominal sebagai E_n maka perencanaan beban dan kuat terfaktor pada struktur gedung adalah sebagai berikut

Untuk kombinasi pembebanan gravitasi

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (2.45)$$

Untuk kombinasi pembebanan gravitasi dan gempa

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (2.46)$$

Berikut adalah persamaan untuk mencari kombinasi pembebanan gravitasi dan gempa untuk perencanaan bangunan beton bertulang sesuai SNI 03-2847-2002.

$$Q_u = 1,2DL + 1,0LL \pm 1,0E \quad (2.47)$$

$$Q_u = 0,9DL \pm 1,0E \quad (2.48)$$

2.4.2 Modelisasi Analisis Struktur

Dalam melaksanakan perencanaan, perancangan, maupun pemeriksaan struktur perlu dilakukan analisis struktur untuk mengetahui respons struktur akibat pembebanan. Dalam melakukan analisis struktur, struktur tersebut perlu dimodelkan dengan memberikan beberapa asumsi tertentu agar dapat ditemukan penyelesaian (respons struktur). Berikut adalah beberapa asumsi umum yang sering digunakan dalam modelisasi struktur sebelum analisis dilakukan.

- a. Analisis dilakukan pada kondisi elastis (*elastic analysis*) dan perancangan dilakukan berdasarkan kondisi batas ultimate (keruntuhan)

struktur sehingga kekakuan struktur dihitung berdasarkan kekakuan struktur sesaat sebelum terjadi keruntuhan.

- b. Komponen non-struktural dianggap tidak mempengaruhi respons elastis struktur sehingga perlu dilakukan pemisahan elemen non-struktural dari elemen struktural dalam analisis.
- c. Kekakuan lantai sejajar bidangnya (*inplane stiffness*) umumnya dianggap sangat kaku (*rigid diaphragm*).

Elemen dan sambungan struktur biasanya diidealisasikan secara geometrik berupa batang-batang lurus untuk kolom atau balok dan daerah sambungan (*joint*) dianggap sebagai *rigid zone* dengan faktor rigiditas bernilai 0-1. Faktor rigiditas sebesar 0 merepresentasikan sambungan yang fleksibel penuh, 1 merepresentasikan sambungan yang rigid penuh, dan dalam analisis biasanya digunakan faktor rigiditas 0,5-0,75 untuk merepresentasikan retak pada struktur yang berada pada kondisi batas ultimate.

Dalam melakukan analisis elastis dikenal istilah redistribusi momen untuk mempertimbangkan perilaku non-linear yang memenuhi kesetimbangan. Momen lentur negatif pada tumpuan balok menerus untuk semua konfigurasi pembebanan dapat direduksi atau diperbesar tidak lebih dari nilai berikut.

$$M = M_u \pm \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \times 20\% \quad (2.49)$$

Redistribusi tersebut hanya dapat dilakukan jika persyaratan daktilitas terpenuhi, yaitu

$$\rho \text{ atau } \rho - \rho' \leq 0,5\rho_b \quad (2.50)$$

Dengan

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.51)$$

Momen negatif yang telah dimodifikasi harus digunakan untuk menghitung momen lapangan dari bentang yang ditinjau. Tujuan redistribusi momen ini adalah untuk mendapatkan perancangan struktur yang efisien.

2.5 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

2.5.1 Ketentuan Umum

a. Gempa Rencana dan Kategori Gedung

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya bahwa beban gempa nominal yang diberikan pada struktur yang akan dirancang maupun dievaluasi diakibatkan oleh gempa rencana. gempa rencana ini ditetapkan memiliki periode ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun. Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadap gedung tersebut harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) menurut persamaan sebagai berikut.

$$I = I_1 I_2 \quad (2.52)$$

Dengan:

I_1 = Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung

I_2 = Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut.

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan Berbagai Kategori Gedung

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan, dan	1,0	1,0	1,0

perkantoran			
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

Catatan:

Untuk semua struktur bangunan gedung yang izin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya SNI 03-1726-2002 maka Faktor Keutamaan (I) dapat dikalikan 80%.

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

b. Daktilitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Gempa Nominal

Faktor daktilitas gedung (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (δ_m) dan simpangan struktur gedung saat terjadinya pelelehan pertama (δ_y), yaitu

$$1,0 \leq \mu = \delta_m / \delta_y \leq \mu_m \quad (2.53)$$

$\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, yaitu gedung yang mengalami kondisi di ambang keruntuhan saat terjadinya pelelehan pertama, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan.

Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1,0	1,6
Daktail Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
Daktail Penuh	5,3	8,5

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Tabel 2.3 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m 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 berangkai 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	

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

c. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa, wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 dengan wilayah kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini berdasarkan percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh gempa rencana dengan periode ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap wilayah gempa ditetapkan sebagai berikut

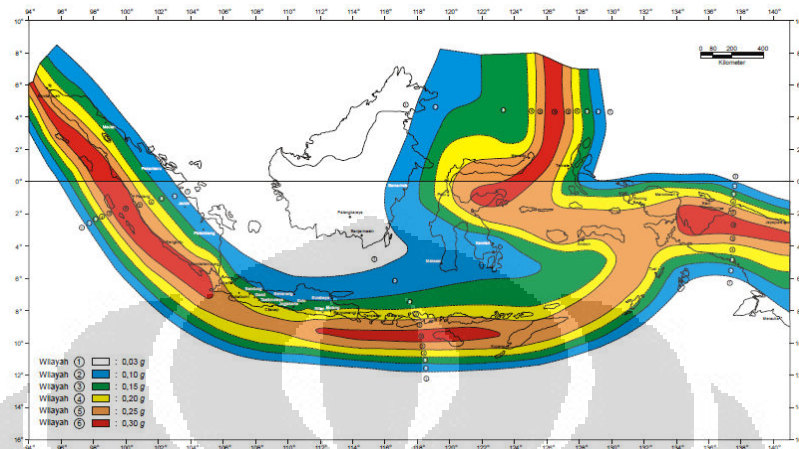
Tabel 2.4 Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah untuk Masing-masing Wilayah Gempa Indonesia

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

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Untuk menentukan pengaruh gempa rencana pada struktur gedung, yaitu berupa gaya geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan, gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan, dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan untuk masing-masing wilayah gempa ditetapkan spektrum respons gempa rencana C-T. Dalam Gambar, C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$, nilai C menjadi

sama dengan A_0 , dengan A_0 adalah percepatan puncak muka tanah yang tergantung pada jenis tanah.



Gambar 2.25 Peta Wilayah Kegempaan Indonesia Menurut SNI 03-1726-2002 dengan Periode Ulang 500 Tahun

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Dengan menetapkan respons percepatan maksimum A_m sebesar

$$A_m = 2,5 A_0$$

Dan waktu getar alami sudut T_c sebesar 0,5 detik, 0,6 detik, dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut Tanah Keras, Tanah Sedang, dan Tanah Lunak, maka faktor respons Gempa C ditentukan oleh persamaan sebagai berikut:

Untuk $T \leq T_c$

$$C = A_m \quad (2.54)$$

Untuk $T > T_c$:

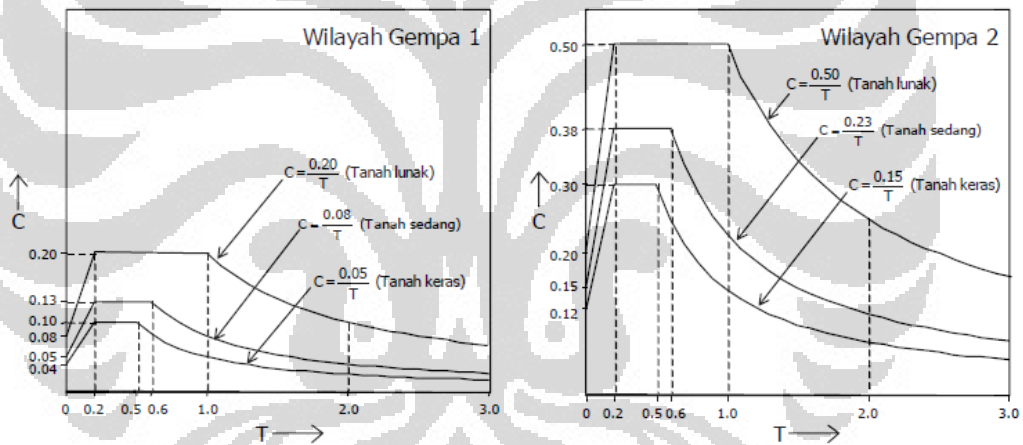
$$C = A_r/T \quad (2.55)$$

Dengan $A_r = A_m T_c$

Tabel 2.5 Spektrum Respon Gempa Rencana

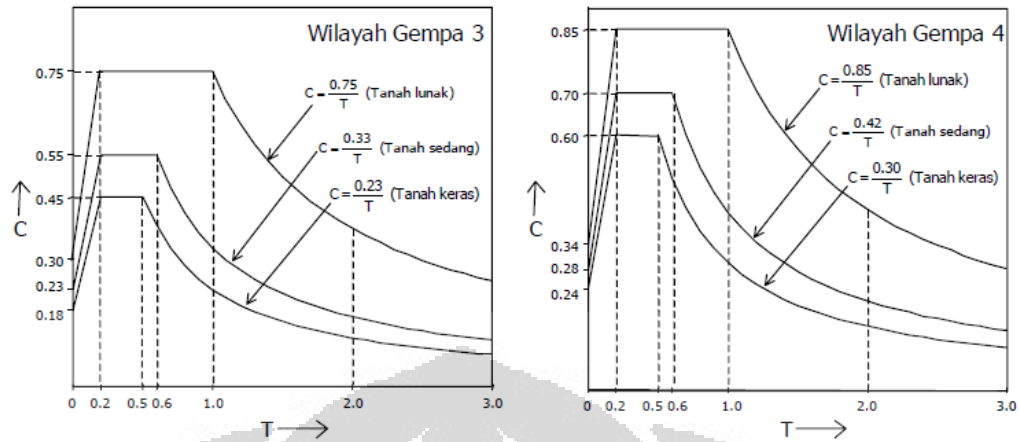
Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5 \text{ det}$		Tanah Sedang $T_c = 0,6 \text{ det}$		Tanah Lunak $T_c = 1,0 \text{ det}$	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional



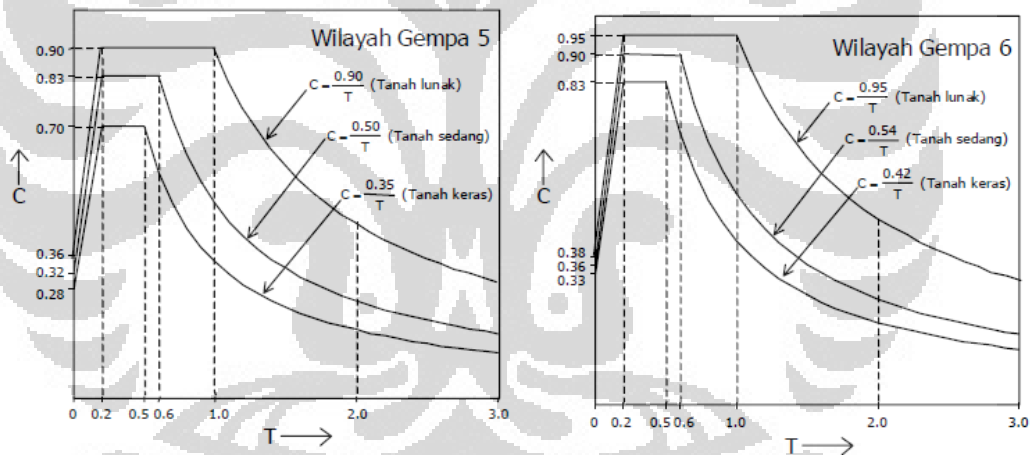
Gambar 2.26 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 1 dan 2 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional



Gambar 2.27 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 3 dan 4 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional



Gambar 2.28 Spektrum Respon Wilayah Kegempaan 5 dan 6 Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

2.5.2 Perencanaan Umum Struktur Gedung

a. Struktur Penahan Beban Gempa

Semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan

kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana. Pengabaian pemikulan pengaruh gempa rencana oleh salah satu atau lebih kolom atau subsistem struktur yang disebutkan hanya diperkenankan jika partisipasi pemikulan pengaruh gempanya adalah kurang dari 10%.

b. Lantai Tingkat sebagai Diafragma

Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung dapat dianggap sangat kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal. Lantai tingkat, atap beton, dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung yang tidak kaku dalam bidangnya karena mengandung lubang-lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat, akan mengalami deformasi dalam bidangnya akibat beban gempa horizontal.

c. Eksentrisitas Pusat Massa terhadap Pusat Rotasi lantai

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

$$e_d = 1,5e + 0,05b \quad (2.56)$$

atau

$$e_d = e - 0,05b \quad (2.57)$$

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

Untuk $e > 0,3b$:

$$e_d = 1,33e + 0,1b \quad (2.58)$$

atau

$$e_d = 1,17e - 0,1b \quad (2.59)$$

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.

d. Kekakuan Struktur

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, pengaruh keretakan beton pada unsur-unsur struktur beton bertulang harus diperhitungkan terhadap kekakuannya karena kekakuan yang digunakan dalam analisis elastis yang dipakai untuk perancangan atau pemeriksaan kekuatan harus mewakili kekakuan komponen struktur sesaat sebelum kegagalan (kondisi non-linear). Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan persentase efektivitas penampang sebesar 70% untuk kolom dan balok persegi, 35% untuk balok T rangka beton bertulang terbuka Modulus elastisitas beton harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton

yang digunakan, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar 200 GPa.

e. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T_1) dari struktur gedung harus dibatasi, tergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya (n) menurut persamaan berikut.

$$T_1 < \zeta n \quad (2.60)$$

Tabel 2.6 Koefisien ζ yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung

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

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

f. Arah Pembebanan Gempa

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 dengan efektivitas hanya 30%.

2.5.3 Perencanaan Struktur Gedung Beraturan

a. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen. Namun demikian, apabila diinginkan hasil yang lebih akurat beban gempa nominal tersebut juga dapat diperoleh dari analisis dinamis. Gaya Geser dasar nominal statik ekuivalen (V) yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2.61)$$

Dengan:

V = Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen

C_1 = nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental T_1 dalam satuan g (percepatan gravitasi)

I = Faktor Keutamaan Gedung

R = Faktor Reduksi Gempa

W_t = Massa total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

Gaya Geser dasar nominal (V) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan sebagai berikut.

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (2.62)$$

Dengan:

F_i = gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i

- W_i = massa lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai
 z_i = ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral
 n = nomor lantai tingkat paling atas

b. Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan analisis getar bebas tiga dimensi dengan bantuan program komputer yang menggunakan cara yang sama dengan *eigen value analysis* yang telah dijelaskan pada Subbab 2.3.7 Periode Natural dan Ragam Getar Struktur.

2.5.4 Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan

a. Ketentuan untuk Analisis Respons Dinamik

Struktur gedung tidak beraturan yang memenuhi ketentuan dalam Pasal 4.2.1 SNI 03-1726-2002, pengaruh gempa rencana terhadap struktur tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, hasil analisis getar bebas 3 dimensi harus dominan dalam arah translasi paling tidak pada ragam yang pertama (fundamental).

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

$$V \geq 0,8V_1 \quad (2.63)$$

Dengan

V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana menurut persamaan

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2.64)$$

Dengan

C_1 = nilai Faktor Respons Gempa yang diperoleh dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental (T_1) dalam satuan g (percepatan gravitasi)

I = Faktor Keutamaan Gedung

R = Faktor Reduksi Gempa

W_t = Massa total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

b. Analisis Dinamik Ragam Spektrum Respons

Perhitungan respons dinamik struktur gedung yang tidak beraturan maupun beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dapat dilakukan dengan metode analisis ragam spektrum respons menggunakan Spektrum Respons Gempa Rencana sesuai wilayah kegempaan dan jenis tanah struktur gedung itu berada yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi gI/R . Dalam hal ini, jumlah ragam yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Penjumlahan Respons Ragam untuk struktur yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Waktu getar alami ini harus dianggap berdekatan apabila nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS)

Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons pada suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala sebesar

$$\frac{0,8V_1}{V} \geq 1 \quad (2.65)$$

Apabila nilai $V < 0,8V_1$. Setelah dikalikan faktor skala tersebut maka gaya geser dasar nominal itulah yang menjadi beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana untuk gedung tersebut yang akan digunakan untuk perancangan atau pemeriksaan struktur.

2.5.5 Kinerja Struktur Gedung

a. Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung dibatasi oleh simpangan antar tingkat (drift) 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.

b. Kinerja Batas Ultimate

Kinerja batas ultimate 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 ultimate ini tidak boleh melebihi 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

2.6 Kerangka Evaluasi Ketahanan Gempa Bangunan Eksisting (FEMA 310)

2.6.1 Ketentuan Umum

Dalam melakukan evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting diperlukan kerangka (alur) yang sistematis. Kerangka (alur) ini diharapkan dapat mengevaluasi bangunan tersebut secara menyeluruh, baik aspek struktural maupun non-struktural sesuai dengan keinginan dan karakteristik bangunan. *Federal Emergency Management Agency (FEMA)* Amerika Serikat telah

mengembangkan suatu kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting yang dipublikasikan sebagai FEMA 178, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE) melakukan kerja sama dengan *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) untuk menjadikan FEMA 178 menjadi sebuah *prestandard*. Pada perkembangannya FEMA 178 ini mengalami beberapa perubahan menjadi FEMA 310, *Handbook for Seismic Evaluation of Buildings – Prestandard* yang diselesaikan pada Januari 1998. FEMA 310 ini dapat menjadi acuan kerangka evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting di Indonesia yang dianalisis sesuai dengan peraturan ketahanan gempa untuk bangunan gedung yang berlaku di Indonesia.

FEMA 310 menyediakan tiga tahap proses evaluasi ketahanan gempa bangunan eksisting. Tujuan utama dari evaluasi kerangka evaluasi ini adalah untuk menentukan apakah suatu gedung telah dirancang dan dikonstruksikan dengan cukup untuk menahan beban gempa atau tidak. Seluruh aspek kinerja gedung dipertimbangkan dan didefinisikan, baik secara struktural, non-struktural, dan pondasi/bahaya geologis akibat gempa. proses evaluasi dalam FEMA 310 berisi identifikasi akan potensi kerusakan seismik pada bangunan eksisting.

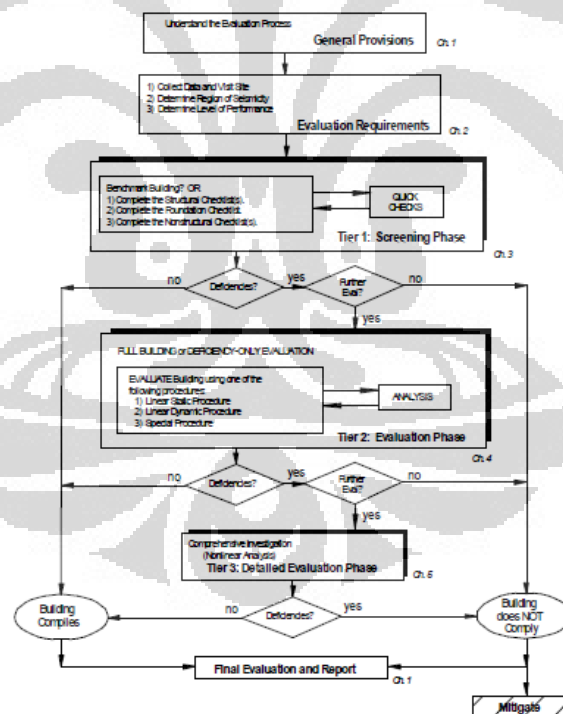
Sebelum melaksanakan evaluasi ketahanan gempa pada bangunan eksisting menggunakan kerangka ini, terdapat beberapa syarat yang dituangkan dalam Bab 2 FEMA 310 yang harus dipenuhi. Setelah berbagai persyaratan tersebut dipenuhi, proses evaluasi pun dapat dilaksanakan. Proses evaluasi terdiri dari tiga tahap:

- a. Fase *Screening* (Tahap 1)
- b. Fase Evaluasi (Tahap 2)
- c. Fase Evaluasi Detail (Tahap 3)

Evaluasi Tahap 1 (*Tier 1 Evaluation*) harus dilakukan pada semua gedung yang memenuhi syarat-syarat pada Bab 3 FEMA 310. Evaluasi tahap 1 ini harus dilakukan pada gedung yang baru saja terkena peristiwa gempa. *Checklists* pernyataan *compliant/non-compliant* berkaitan dengan kondisi struktural, non-struktural, dan pondasi setelah gedung tersebut terkena gempa harus dipilih dan diselesaikan sesuai dengan persyaratan pada Subbab 3.3 FEMA 310 pada evaluasi

tahap pertama. Fase *Screening* (Tahap 1) terdiri dari 3 komponen *checklists* yang merupakan bentuk evaluasi cepat terhadap elemen struktural, non-struktural, dan pondasi gedung. Kerusakan (pernyataan yang *non-compliant*) harus dirangkum setelah evaluasi tahap pertama selesai.

Untuk gedung yang diidentifikasi pada Subbab 3.4a FEMA 310, Evaluasi tahap kedua terhadap bangunan secara menyeluruh dan evaluasi tahap ketiga harus dilakukan setelah evaluasi tahap pertama selesai. Fase Evaluasi Tahap 2 adalah analisis secara menyeluruh dari gedung terutama defisiensi (kerusakan) yang ditemukan pada evaluasi tahap 1. Analisis pada tahap 2 dibatasi pada metode analisis linear. Untuk gedung yang tidak teridentifikasi sesuai dengan Subbab 3.4a tidak perlu dilakukan evaluasi tahap kedua secara menyeluruh dan ketiga, tetapi jika terdapat defisiensi yang teridentifikasi pada evaluasi tahap pertama, evaluasi tahap kedua pada kerusakan saja dapat dilakukan. Potensi kerusakan harus dirangkum setelah evaluasi tahap kedua telah selesai dilakukan.



Gambar 2.29 Bagan Evaluasi Ketahanan Seismik Bangunan Eksisting sesuai FEMA 310

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*.

Evaluasi tahap ketiga harus dilakukan sesuai dengan persyaratan pada Bab 5 FEMA 310 untuk gedung yang teridentifikasi pada Subbab 3.4 FEMA 310 atau ketika seorang perancang memilih untuk melakukan evaluasi bangunan lebih jauh seperti *performance based evaluation*. Potensi kerusakan harus dirangkum setelah evaluasi tingkat ketiga selesai dilakukan.

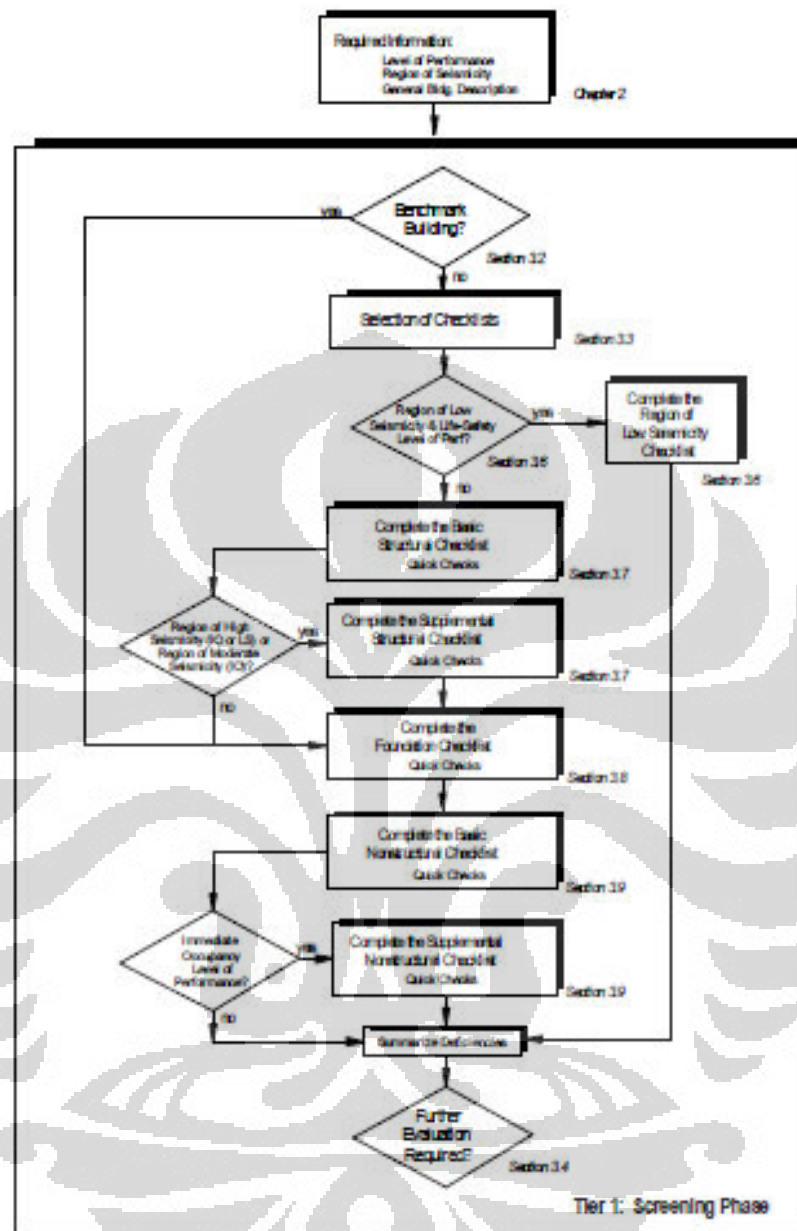
2.6.2 Persyaratan Evaluasi

Informasi yang dikumpulkan harus cukup untuk mendefinisikan:

- a. Tingkat kinerja bangunan (*level of performance*) yang diinginkan sesuai dengan Bab 2.4 FEMA 310,
- b. Wilayah kegempaan sesuai dengan Bab 2.5 FEMA 310, dan
- c. Jenis Gedung sesuai dengan Bab 2.6 FEMA 310

2.6.3 Evaluasi Tahap 1 (Fase *Screening*)

Awalnya perancang harus menentukan apakah gedung tersebut memenuhi kriteria *benchmark building* sesuai dengan Subbab 3.2 FEMA 310. Jika suatu gedung memenuhi kriteria tersebut, harus dianggap untuk memenuhi persyaratan struktural dari buku FEMA 310 sesuai dengan *level of performance* yang diinginkan sehingga tidak perlu dilakukan evaluasi ketahanan gempa, tetapi evaluasi untuk pondasi dan elemen non-struktural tetap berlaku. Jika suatu gedung tidak memenuhi kriteria *benchmark building*, perancang harus memilih dan menyelesaikan *checklists* yang sesuai dengan Subbab 3.3 FEMA 310. Daftar defisiensi (kerusakan) yang diidentifikasi dari pernyataan-pernyataan evaluasi yang ditemukan bahwa gedung tersebut tidak memenuhi harus dirangkum setelah *checklists* tahap 1 selesai.



Gambar 2.30 Bagan Evaluasi Tahap 1 sesuai FEMA 310

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*.

Tabel 2.7 mengidentifikasi dokumen di mana desain seismik, konstruksi, atau evaluasi dapat diterima untuk jenis bangunan tertentu sehingga evaluasi lebih jauh tidak diperlukan.

Tabel 2.7 *Benchmark Building*

Building Type ¹	Model Building Seismic Design Provisions				FEMA 178 ^{1a}	CBC ^{1o}
	BOCA ¹	SBCC ^{1a}	UBC ^{1a}	NEHRP ^{1a}		
Wood Frame, Wood Shear Panels (Type W1 & W2) ²	1992	1993	1976	1985	*	1973
Wood Frame, Wood Shear Panels (Type W1A)	1992	1993	1976	1985	*	1973
Steel Moment Resisting Frame (Type S1 & S1A)	**	**	1994 ⁴	**	*	1995
Steel Braced Frame (Type S2 & S2A)	1992	1993	1988	1991	1992	1973
Light Metal Frame (Type S3)	*	*	*	*	1992	1973
Steel Frame w/ Concrete Shear Walls (Type S4)	1992	1993	1976	1985	1992	1973
Reinforced Concrete Moment Resisting Frame (Type C1) ³	1992	1993	1976	1985	*	1973
Reinforced Concrete Shear Walls (Type C2 & C2A)	1992	1993	1976	1985	*	1973
Steel Frame with URM Infill (Type S5, S5A)	*	*	*	*	*	*
Concrete Frame with URM Infill (Type C3 & C3A)	*	*	*	*	*	*
Tilt-up Concrete (Type PC1 & PC1A)	*	*	1997	*	*	*
Precast Concrete Frame (Type PC2 & PC2A)	*	*	*	*	1992	1973
Reinforced Masonry (Type RM1)	*	*	1997	*	*	*
Reinforced Masonry (Type RM2)	1992	1993	1976	1985	*	*
Unreinforced Masonry (Type URM) ⁵	*	*	1991 ⁵	*	1992	*
Unreinforced Masonry (Type URMA)	*	*	*	*	*	*

¹Building Type refers to one of the Common Building Types defined in Table 2-2.

²Buildings on hillside sites shall not be considered Benchmark Buildings.

³Flat Slab Buildings shall not be considered Benchmark Buildings.

⁴Steel Moment-Resisting Frames shall comply with the 1994 UBC Emergency Provisions.

⁵URM buildings evaluated using the ABK Methodology (ABK, 1984) may be considered benchmark buildings.

*Refers to the UCBC Section of the UBC.

^{1a}Only buildings designed and constructed or evaluated in accordance with these documents and being evaluated to the Life-Safety Performance Level may be considered Benchmark Buildings.

^{1o}Buildings designed and constructed or evaluated in accordance with these documents and being evaluated to either the Life-Safety or Immediate Occupancy Performance Level may be considered Benchmark Buildings.

*No benchmark year; buildings shall be evaluated using this handbook.

**Local provisions shall be compared with the UBC.

BOCA - Building Officials and Code Administrators, *National Building Code*

SBCC - Southern Building Code Congress, *Standard Building Code*

UBC - International Conference of Building Officials, *Uniform Building Code*

NEHRP - Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*

CBC - California Building Standards Commission, *California Building Code*

Sumber: Federal Emergency Management Agency, 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*.

Checklists yang dibutuhkan sebagai fungsi dari wilayah kegempaan dan *level of performance* didaftarkan pada tabel 2.8. *Checklists* yang dibutuhkan sesuai dengan tabel 2.8 harus diselesaikan pada evaluasi tahap 1. Setiap pernyataan evaluasi pada *checklists* harus ditandai dengan *Compliant* (C) dan *NonCompliant* (NC) atau *Not Applicable* (N/A). pernyataan *compliant* mengidentifikasi bahwa hal yang diperiksa dapat diterima sesuai dengan

kriteria yang digunakan, sedangkan pernyataan *Non-Compliant* mengidentifikasi sebaliknya.

Tabel 2.8 Checklist yang Dibutuhkan untuk Evaluasi Tahap 1

Region of Seismicity	Level of Performance	Required Checklists					
		Region of Low Seismicity (Sec. 3.6)	Basic Structural (Sec. 3.7)	Supplemental Structural (Sec. 3.7)	Geologic Site Hazard and Foundation (Sec. 3.8)	Basic Nonstructural (Sec. 3.9.1)	Supplement Nonstructural (Sec. 3.9.2)
Low	LS	X					
	IO		X		X	X	
Moderate	LS		X		X	X	
	IO		X	X	X	X	X
High	LS		X	X	X	X	
	IO		X	X	X	X	X

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*.

Setelah evaluasi tahap 1 selesai, evaluasi lebih jauh harus dilaksanakan sesuai dengan Tabel 3.3. Evaluasi tahap 2 secara menyeluruh harus dilaksanakan pada gedung dengan jumlah lantai lebih dari yang terdaftar pada tabel 2.9. Evaluasi tahap 2 secara menyeluruh juga dibutuhkan untuk gedung yang didesain pada tabel 2.9 dengan "T2". Evaluasi tahap 3 harus dilaksanakan pada gedung yang didesain dengan "T3" pada tabel 2.9. Untuk bangunan yang tidak membutuhkan Evaluasi tahap 2 dan tahap 3 secara penuh, Evaluasi tahap 2 pada kerusakan saja yang dijalankan jika terdapat potensi kerusakan hasil identifikasi tahap 1.

Tabel 2.9 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
Wood Frames:						
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
Steel Moment Frames:						
Rigid Diaphragm (S1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (S1A)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Steel Braced Frames:						
Rigid Diaphragm (S2)	NL	3	NL	2	NL	2
Flexible Diaphragm (S2A)	NL	3	NL	2	NL	2
Steel Light Frames (S3)						
Steel Frame with Concrete Shear Wall: (S4)	NL	4	NL	4	NL	3
Steel Frame with Infill Masonry Shear Walls:						
Rigid Diaphragm (S5)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (S5A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Concrete Moment Frames (C1)						
Concrete Shear Walls:						
Rigid Diaphragm (C2)	NL	4	NL	4	NL	3
Flexible Diaphragm (C2A)	NL	4	NL	4	NL	3
Concrete Frame with Infill Masonry Shear Wall:						
Rigid Diaphragm (C3)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Flexible Diaphragm (C3A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Precast-Tilt-up Concrete Shear Wall:						
Flexible Diaphragm (PC1)	NL	1	NL	T2	NL	T2
Rigid Diaphragm (PC1A)	NL	1	NL	T2	NL	T2
Precast Concrete Frames:						
With Shear Walls (PC2)	NL	4	NL	4	NL	3
Without Shear Walls (PC2A)	NL	T2	NL	T2	NL	T2
Reinforced Masonry Bearing Walls:						
Flexible Diaphragm (RM1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Rigid Diaphragm (RM2)	NL	3	NL	3	NL	2
Unreinforced Masonry Bearing Walls:						
Flexible Diaphragm (URM)	NL	T3	SP	T3	SP	T3
Rigid Diaphragm (URMA)	NL	1	NL	T3	NL	T3
Mixed Systems:						
	NL	2	NL	T2	NL	T2

A Full-Building Tier 2 or Tier 3 Evaluation shall be completed for buildings with more than the number of stories listed herein.
 SP - Special Procedure (A Tier 2 Evaluation is required using the Special Procedure defined in Section 4.2.6, the Geologic Site Hazards and Foundations Checklist and the Nonstructural Checklist shall be completed prior to performing the Special Procedure Analysis)
 NL - No Limit (No limit on the number of stories)
 T2 - Tier 2 (A Full-Building Tier 2 Evaluation is required, proceed to Chapter 4)
 T3 - Tier 3 (A Tier 3 Evaluation is required, proceed to Chapter 5)

Sumber: Federal Emergency Management Agency, 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*.

2.6.4 Evaluasi Tahap 2 (Fase Evaluasi)

Evaluasi tahap 2 dapat dilakukan pada gedung yang telah melalui evaluasi tahap 1 jika gedung tersebut baru saja terkena gempa, namun gedung yang dievaluasi dengan tujuan preventif dapat langsung dievaluasi menggunakan evaluasi tahap 2. Prosedur evaluasi untuk defisiensi yang ditemukan pada evaluasi tahap 1 diidentifikasi dengan nomor *section* dalam tanda kurung setelah pernyataan evaluasi *checklist* tahap 1. Evaluasi tahap 2 harus menggunakan

analisis dengan metode linear, baik prosedur linear statik, linear dinamik, atau prosedur khusus. Jika ditemukan kerusakan pada evaluasi tahap 2, para perancang dapat menjalankan evaluasi tahap 3 sesuai dengan persyaratan pada Bab 5 FEMA 310 atau para perancang dapat memilih untuk mengakhiri investigasi dan melaporkan hasil defisiensi yang ditemukan.

Semua struktur bangunan kecuali *unreinforced masonry (URM) bearing wall buildings* dengan diafragma fleksibel harus dievaluasi dengan prosedur linear statik atau prosedur linear dinamik. Berikut adalah langkah-langkah evaluasi tahap dua menggunakan prosedur linear statik:

- a. Model matematika bangunan gedung dibuat dengan memperhatikan pengaruh gempa torsi horizontal pada konfigurasi bangunan, komponen primer dan sekunder pada bangunan yang mampu menahan gaya gempa, diafragma bangunan dan pengaruh eksitasi gempa dari segala arah sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Gaya statik ekuivalen gempa dihitung sesuai dengan formula pada peraturan yang berlaku,
- c. Gaya statik ekuivalen gempa didistribusikan secara vertikal sesuai dengan peraturan yang berlaku,
- d. Gaya dan perpindahan komponen menggunakan metode analisis elastis,
- e. Gaya pada diafragma dihitung jika diperlukan,
- f. Gaya pada komponen dibandingkan dengan kriteria penerimaan yang sesuai dengan kinerja batas layan dan *ultimate* gedung pada peraturan yang berlaku.

Jika analisis harus dilakukan dengan prosedur analisis dinamik berkaitan dengan konfigurasi bangunan yang tidak memungkinkan untuk dianalisis dengan prosedur analisis statik sesuai dengan peraturan yang berlaku, maka evaluasi tahap 2 dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- a. Kembangkan model matematika dengan memperhatikan pengaruh gempa torsi horizontal pada konfigurasi bangunan, komponen primer dan sekunder pada bangunan yang mampu menahan gaya gempa, diafragma bangunan dan pengaruh eksitasi gempa dari segala arah sesuai dengan peraturan yang berlaku,

- b. Gunakan spektrum respons untuk tempat yang akan diteliti sesuai dengan,
- c. Lakukan analisis dinamik spektrum respon (*Spectrum Response Analysis*) bangunan tersebut,
- d. Modifikasi gaya dan deformasi,
- e. Hitung gaya pada diafragma jika diperlukan,
- f. Hitung gaya komponen,
- g. Bandingkan gaya komponen dengan kriteria penerimaan yang sesuai dengan kinerja batas layanan dan *ultimate* gedung pada peraturan yang berlaku.

2.7 Usaha Perbaikan Defisiensi Struktur Bangunan Gedung Terhadap Pengaruh Gempa

2.7.1 Kategori Defisiensi Seismik

Defisiensi seismik didefinisikan sebagai kondisi yang membuat bangunan gedung tidak memenuhi tingkat kinerja seismik yang direncanakan.

a. Kekuatan Global

Biasa terjadi pada bangunan gedung tua karena kurang lengkapnya perancangan ketahanan gempa atau perancangan sesuai standar-standar lama dengan persyaratan kekuatan yang kurang. Jika prosedur linear statik digunakan dalam evaluasi seismik bangunan, kekuatan yang tidak cukup langsung berhubungan dengan rasio kapasitas (kekuatan) dan *demand* (beban) yang tidak mencukupi dalam suatu elemen sistem penahan beban lateral.

b. Kekakuan Global

Biasanya kegagalannya berupa nilai *drift* (simpangan antar lantai) yang berlebihan pada komponen yang tidak didetail dengan baik. Kekakuan global merujuk pada kekakuan seluruh sistem penahan beban lateral meskipun kekurangan pada kekakuan tidak terjadi secara kritis pada keseluruhan elemen. Biasanya kekurangan kekakuan secara kritis terjadi pada tingkat terendah dari portal bangunan. kekakuan harus ditambahkan sehingga drift pada tingkat kritis berkurang.

c. Konfigurasi

Dalam evaluasi sesuai ketentuan FEMA 310, hal yang disebut sebagai ketidakberaturan didefinisikan dalam aturan yang sama dengan perancangan gedung baru.

d. *Load Path*

Defisiensi ini akan mengakibatkan sistem penahan beban lateral menjadi tidak efektif. Detail sambungan merupakan hal yang penting untuk memastikan bahwa *load path* tidak putus. Jika sebuah dinding geser ditambahkan pada bagian eksterior bangunan sebagai usaha perbaikan bangunan, kekuatan dan kekakuannya tidak akan efektif jika sambungannya tidak dirancang dengan penyaluran yang cukup ke diafragma lantai.

e. Detail Komponen

Detail komponen merujuk pada keputusan dalam perancangan yang mengakibatkan perilaku komponen atau sistem di luar kekuatan yang telah ditentukan berdasarkan kekuatan nominal. Contohnya adalah confinement yang kurang pada kolom yang menyebabkan drift melebihi kapasitas deformasi kolom tersebut. Contohnya adalah sebuah dinding geser yang memiliki panjang dan ketebalan yang cukup untuk menahan momen dan geser rencana, tetapi diberi penulangan yang membuat perilaku inelastiknya akan mengalami kegagalan geser daripada kegagalan lentur yang lebih daktail. Identifikasi defisiensi pada detail komponen signifikan dalam pemilihan strategi mitigasi karena kinerja yang dapat diterima sering dicapai melalui penyesuaian dalam pendetailan suatu elemen daripada menambahkan elemen penahan beban lateral baru.

f. Diafragma

Ketidalcukupan kekuatan geser maupun lentur, kekakuan, atau penulangan sekitar bukaan atau coakan sudut. Ketidalcukupan penyaluran gaya geser ke sistem penahan beban lateral atau ketidalcukupan elemen kolektor dikategorikan sebagai defisiensi *load path* bukan defisiensi pada diafragma.

g. Pondasi

Ketidalcukupan kekuatan lentur atau geser pada pondasi telapak, ketidalcukupan kapasitas aksial atau detail tiang pancang, dan hubungan

yang lemah antara tiang dan *pile cap*. Defisiensi dalam penyaluran termasuk penurunan berlebihan atau kegagalan tumpun, rotasi berlebihan, kapasitas tarik yang tidak cukup pada pondasi dalam, atau kehilangan kekuatan tumpu akibat likuefaksi.

2.7.2 Jenis-Jenis Usaha Perbaikan Kerusakan Struktur Akibat Gempa

Jenis-jenis perbaikan di bawah ini akan menyelesaikan satu atau lebih kategori defisiensi yang dideskripsikan di atas.

a. Penambahan Elemen Baru

Hal ini merupakan hal yang paling jelas dan umum dalam usaha perkuatan struktur. Dalam banyak kasus, dinding geser baru, portal berpengaku (*braced frame*), atau portal penahan momen (*moment frames*) ditambahkan pada bangunan eksisting untuk memitigasi defisiensi pada kategori kekuatan global, kekakuan global, konfigurasi, atau mengurangi bentang diafragma. Elemen baru juga dapat ditambahkan sebagai kolektor untuk memitigasi defisiensi pada *load path*. Skema retrofit jenis ini dikembangkan dengan menyeimbangkan penambahan elemen dan peningkatan elemen eksisting yang sesuai dengan aspek sosio-ekonomik.

Penambahan elemen baru maupun peningkatan kekuatan elemen eksisting dapat menimbulkan masalah *load path*. Perancang harus meyakinkan bahwa beban baru yang ditambahkan oleh elemen baru dapat disalurkan ke komponen eksisting lainnya. Maka dari itu, pengurangan defisiensi pada kekuatan global atau kekakuan global dapat menciptakan defisiensi pada *load path* yang tidak ada pada awalnya.

b. Peningkatan Kinerja Elemen Eksisting

Daripada melakukan usaha retrofit yang memberikan dampak pada keseluruhan struktur, defisiensi dapat dihapus pada tingkat lokal elemen. Hal ini dapat dilakukan dengan meningkatkan kekuatan lentur maupun geser elemen.

Diketahui bahwa komponen tertentu dari suatu struktur akan meleleh ketika diberi gerakan tanah yang kuat, penting untuk diketahui bahwa beberapa *sequence* kegagalan selalu diinginkan, misalnya balok gagal terlebih dahulu

sebelum kolom, batang brace gagal terlebih dahulu sebelum *connection*, lentur gagal terlebih dahulu sebelum geser pada kolom dan dinding. Hubungan ini dapat ditentukan dengan analisis yang dikendalikan dengan perkuatan secara lokal seperti kolom dan *connection* pada brace diperkuat dan kapasitas geser kolom dan dinding dapat ditingkatkan menjadi lebih kuat daripada geser yang dapat disalurkan oleh kekuatan lentur.

Kolom beton dapat dibungkus dengan baja, beton, atau material lainnya untuk menyediakan *confinement* dan kekuatan geser. Serat komposit (FRP) dari bahan gelas, karbon, atau aramid menjadi populer untuk meningkatkan kekuatan lentur, geser, dan *confinement* pada kolom dan balok.

Walaupun peningkatan kinerja elemen eksisting dapat menyediakan kekuatan dan kekakuan terhadap defisiensi yang sama dengan menambahkan elemen, usaha ini umumnya digunakan untuk memitigasi detail komponen yang tidak cukup.

c. Perbaiki Sambungan antar Komponen

Teknik perbaikan ini hampir seluruhnya ditargetkan untuk memitigasi defisiensi pada kategori *load path*. Dengan pengecualian kolektor, defisiensi pada *load path* biasanya disebabkan oleh *connection* yang lemah. Namun demikian, beberapa sambungan yang lemah, khususnya antara kolom dan balok, tidak secara langsung berada pada *load path* beban gempa utama tetapi masih membutuhkan perkuatan untuk meyakinkan penahanan beban gravitasi selama guncangan yang kuat.

d. Mengurangi Demand

Untuk bangunan yang memiliki sistem penahan beban lateral yang lengkap namun lemah dan juga memiliki ruang yang berlebih atau tempat di mana ruangan tambahan baru dapat dibangun, penghilangan beberapa lantai teratas terbukti secara ekonomi dan merupakan metode yang praktis dalam menyediakan kinerja yang dapat diterima. Dalam banyak kasus tidak diperlukan perkuatan pada lantai-lantai di bawahnya, walaupun akibat periode getar yang menjadi lebih pendek membuat respon gaya geser dasar bertambah.

Teknik mengurangi *demand* dengan memodifikasi respon dinamik struktur juga termasuk dalam kategori ini. Contohnya adalah isolasi seismik, walaupun prosedur ini secara relative lebih mahal dibandingkan dengan teknik lain. Teknik untuk memodifikasi respon yang secara ekonomi dapat bersaing dengan perbaikan tradisional adalah penambahan redaman bangunan. Redaman yang ditambahkan dapat mengurangi deformasi yang secara cukup untuk menghindari kerusakan yang tidak dapat diterima pada sistem eksisting.

e. Penghilangan Beberapa Komponen

Kapasitas deformasi dapat ditingkatkan dengan melepaskan elemen-elemen getas dari struktur yang berdeformasi atau dengan menghilangkannya secara menyeluruh. Contohnya adalah meletakkan *vertical sawcuts* pada dinding bata yang tidak diperkuat untuk mengubah perilaku dari kegagalan geser menjadi mode yang lebih dapat diterima dan untuk menciptakan *slots* antara balok dan kolom untuk menghindari kolom menjadi kolom pendek yang berpotensi bahaya terhadap kegagalan geser.

2.7.3 Strategi untuk Mengembangkan Skema Perbaikan

Hal-hal berikut adalah kriteria yang harus diperhatikan dan merupakan hal yang penting ketika mengembangkan skema perbaikan defisiensi pada struktur akibat pengaruh gempa.

- a. Pertimbangan Teknis
- b. Pertimbangan Non-teknis
- c. Biaya Konstruksi
- d. Kinerja Seismik
- e. Gangguan Penghuni Jangka Pendek
- f. Kegunaan Bangunan Jangka Panjang
- g. Estetika

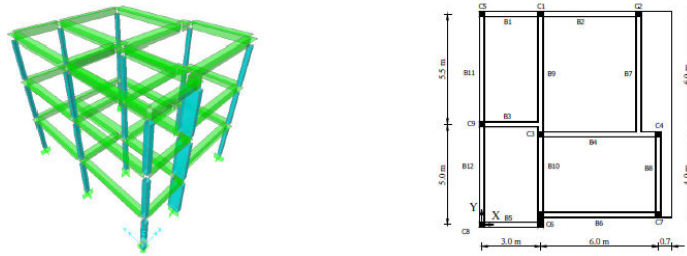
Ketika akan dilakukan pengambilan keputusan perbaikan suatu struktur bangunan, kriteria-kriteria di atas harus dipertimbangkan dan dibandingkan untuk setiap jenis usaha perbaikan dengan menggunakan suatu metode pengambilan

keputusan tertentu agar usaha perbaikan yang dipilih merupakan usaha yang paling optimal bagi bangunan tersebut.

2.8 Analisis Pemilihan Usaha Perbaikan Bangunan Eksisting

Beberapa pilihan usaha yang berbeda seperti yang telah diuraikan pada Subbab 2.8.2 sekarang banyak tersedia untuk memperbaiki bangunan eksisting agar lebih tahan terhadap gempa sesuai dengan defisiensi yang ditemukan. Memilih teknik perbaikan yang terbaik ketika melakukan studi kasus terhadap suatu gedung biasanya merupakan suatu masalah yang kompleks. Namun demikian, faktanya adalah banyak sistem pendukung seperti Metode *Multi Criteria Decision Making* (MCDM) yang sangat berguna dalam menentukan pilihan yang sesuai dan rasional untuk memperbaiki bangunan.

Berikut ini akan diberikan suatu contoh analisis pengambilan keputusan usaha perbaikan bangunan eksisting agar lebih tahan terhadap gempa menggunakan salah satu teknik dalam metode MCDM, yaitu metode VIKOR (*VlseKriterijumska Optimizacija I Kompromisno Resenje*) yang dipaparkan dalam jurnal berjudul “*A Comparative Analysis of Decision Making Methods for The Seismic Retrofit of RC Buildings*” oleh Caterino et al. (2008). Dalam penelitian ini dilakukan studi kasus perbaikan pada suatu bangunan gedung beton bertulang yang dirancang sebelum peraturan konstruksi tahan gempa di Eropa Selatan diterbitkan (Fardis et al., 2005). Tinggi antar lantai bangunan tersebut adalah 3 m. Gedung itu diasumsikan terletak di Pomigliano d’Arco (Naples, Italia) yang menurut peraturan Eropa Selatan memiliki percepatan tanah puncak sebesar 0,25g.



Gambar 2.31 Tampak Tiga Dimensi dan Denah Lantai Struktur Studi Kasus
Penelitian Caterino et al. (2008)

Sumber: Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008, October). *A comparative analysis of decision making methods for the seismic retrofit of RC building*. Paper presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Dalam jurnal tersebut dikatakan bahwa langkah-langkah dalam memutuskan pemilihan usaha perbaikan bangunan eksisting adalah sebagai berikut.

- a. Melakukan evaluasi seismik terhadap bangunan eksisting,
- b. Mendefinisikan dan merancang berbagai alternatif solusi retrofit untuk dipilih,
- c. Mendefinisikan kriteria evaluasi masing-masing alternatif solusi,
- d. Mendefinisikan bobot kepentingan masing-masing kriteria,
- e. Evaluasi setiap alternatif solusi berdasarkan kriteria masing-masing
- f. Pemilihan solusi terbaik melalui MCDM *method*

Dalam melakukan studi kasus tersebut dipertimbangkan 5 pilihan usaha perbaikan yang berbeda (A_1, A_2, \dots, A_5), yaitu

- a. A_1 : *Confinement* menggunakan GFRP (*Glass Fiber Reinforcement Polymer*) pada kolom dan sambungan
- b. A_2 : Menambahkan *Steel Bracing*
- c. A_3 : *Concrete Jacketing* pada beberapa kolom
- d. A_4 : *Base Isolation*
- e. A_5 : Instalasi 4 *viscous dampers* pada lantai pertama bangunan

Delapan kriteria (C_1, C_2, \dots, C_8) dipertimbangkan untuk setiap alternatif. Kedelapan kriteria ditampilkan dalam tabel beserta bobot kepentingan untuk masing-masing kriteria. Bobot kepentingan ini disarankan oleh Saaty (1980).

Tabel 2.10 Kriteria Evaluasi dan Pembobotannya Berdasarkan Rekomendasi Saaty (1980)

Group	Symbol	Criteria Description	Weight (w ₁)
Economical/Social	C ₁	Installation cost	0,073
	C ₂	Maintenance cost	0,172
	C ₃	Duration of work/disruption of use	0,073
	C ₄	Functional compatibility	0,280
Technical	C ₅	Skilled labor requirement/needed technology level	0,026
	C ₆	Significance of the needed intervention at foundations	0,201
	C ₇	Significant Damage risk	0,035
	C ₈	Damage Limitation risk	0,141

Sumber: Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008, October). *A comparative analysis of decision making methods for the seismic retrofit of RC building*. Paper presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Tabel berikutnya menampilkan matriks keputusan yang mengumpulkan evaluasi kuantitatif masing-masing alternatif berdasarkan setiap kriteria. Kriteria C₄ dan C₅ merupakan kriteria kualitatif.

Tabel 2.11 Matriks Keputusan

	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	C ₇	C ₈
A ₁	23.096	23.206	33	0,482	0,374	2,90	0,022	0,281
A ₂	53.979	115.037	122	0,063	0,104	15,18	0,024	0,002
A ₃	11.175	40.353	34	0,255	0,044	2,97	0,040	0,171
A ₄	74.675	97.884	119	0,100	0,374	2,65	0,020	0,000
A ₅	32.309	36.472	19	0,100	0,104	2,87	0,040	0,263

Sumber: Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008, October). *A comparative analysis of decision making methods for the seismic retrofit of RC building*. Paper presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Metode VIKOR (*VlseKriterijumska Optimizacija I Kompromisno Resenje*, VIKOR, Opricovic, 1998) mengurutkan alternatif solusi A_i ($i=1,2,\dots,m$). a_i^* terbaik dan a_i^- terburuk di antara berbagai alternatif harus ditentukan pertama kali. Lalu S_i , R_i , Q_i harus dinilai dengan formula sebagai berikut.

$$S_i = \sum_{j=1}^m \frac{w_j(a_j^* - a_{ij})}{a_j^* - a_j^-} \quad (2.66)$$

$$R_i = \max_j \left[\frac{w_j(a_j^* - a_{ij})}{a_j^* - a_j^-} \right] \quad (2.67)$$

$$Q_i = v \frac{S_i - S^*}{S^- - S^*} + (1 - v) \frac{R_i - R^*}{R^- - R^*} \quad (2.68)$$

Dengan

$$S^* = \min(S_i)$$

$$S^- = \max(S_i)$$

$$R^* = \min(R_i)$$

$$R^- = \max(R_i)$$

Parameter v ditentukan oleh pengambil keputusan dalam interval $0 - 1$.

Untuk studi kasus yang dilakukan dimulai dari matriks keputusan pada Tabel 2.11 nilai S_i dan R_i dievaluasi dalam Tabel 2.12. Menghasilkan $S^*=0,198$, $S^-=0,788$, $R^*=0,141$, $R^-=0,280$. Nilai Q_i ditentukan untuk masing-masing pilihan dengan mengasumsikan $v = 0,5$.

Tabel 2.12 S_i , R_i , dan Q_i ($v = 0,5$) untuk Setiap Alternatif

	S_i	R_i	Q_i
A_1	0,198	0,141	0,000
A_2	0,788	0,280	1,000
A_3	0,320	0,152	0,143
A_4	0,565	0,255	0,720

	S_i	R_i	Q_i
A_5	0,479	0,255	0,648

Sumber: Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008, October). *A comparative analysis of decision making methods for the seismic retrofit of RC building*. Paper presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Metode ini mengurutkan alternatif berdasarkan nilai Q_i . Pilihan terbaik A' adalah yang memiliki nilai Q_i terkecil, tetapi jika dua kriteria penerimaan berikut terpenuhi:

a. *Acceptable Advantage*

$$Q(A'') - Q(A') \geq DQ \quad (2.69)$$

Dengan

A'' adalah pilihan yang memiliki nilai Q_i terbaik kedua

DQ adalah rasio $1/n-1$ dengan n adalah jumlah alternative

b. *Acceptable Stability in Decision Making*

A' harus menjadi yang terbaik berdasarkan nilai S_i dan atau R_i

Jika salah satu kondisi di atas tidak terpenuhi, tidak mungkin secara langsung memilih solusi terbaik, tetapi pilihan-pilihan yang diinginkan dapat didefinisikan, yaitu A' dan A'' . Berdasarkan Tabel 2.12 diperoleh

$$A_1 > A_3 > A_5 > A_4 > A_2 \quad (2.70)$$

Untuk $v = 0,5$ menghasilkan

$$Q(A_3) - Q(A_1) = 0,143 < DQ = (1/(5-1)) = 0,25 \quad (2.71)$$

Sehingga kriteria penerimaan pertama tidak terpenuhi. Nilai akhir solusi A_1 dan A_3 terlalu dekat dan sulit untuk menentukan yang terbaik di antara dua alternatif tersebut. Maka dari itu meskipun kriteria kedua terpenuhi, yaitu A_1 adalah yang terbaik berdasarkan S_i dan R_i , hasil metode VIKOR menunjukkan bahwa A_1 dan

A₃ adalah solusi yang terbaik, yaitu *Confinement* menggunakan GFRP dan *Concrete Jacketing* pada kolom.

Hal inilah yang menjadi salah satu argumentasi mengapa penelitian ini dibatasi dengan perbaikan menggunakan peningkatan kinerja elemen eksisting struktur, terutama menggunakan teknik *concrete jacketing* dan serat komposit (FRP) terhadap berbagai defisiensi yang mungkin ditemukan pada evaluasi yang akan dilaksanakan di Bab 4. Selain itu pada subbab berikut akan dijelaskan mengenai teknis, keuntungan, dan kerugian usaha perbaikan bangunan dengan metode peningkatan kinerja elemen eksisting terutama *concrete jacketing* dan serat komposit (FRP).

2.9 Teknik-Teknik Perbaikan Bangunan dengan Metode Peningkatan Kinerja Elemen Eksisting

Terdapat berbagai teknik perbaikan gedung menggunakan metode peningkatan kinerja elemen eksisting yang berkembang saat ini. Metode ini seperti yang dipaparkan sebelumnya adalah metode yang dapat memperkuat struktur secara keseluruhan dengan meningkatkan kekuatan, kekakuan, dan atau daktilitas komponen struktural, terutama yang mengalami defisiensi sehingga metode ini merupakan bentuk eliminasi defisiensi pada tingkat lokal elemen.

Variasi metode ini bermacam-macam, mulai dari yang tradisional seperti pelapisan elemen menggunakan beton bertulang (*concrete jacketing*) maupun baja (*steel jacketing*) atau yang lebih modern dan populer saat ini, yaitu pelapisan menggunakan serat komposit (*fiber reinforced polymer*) berbahan dasar karbon, aramid, maupun glass. Berbagai teknik perbaikan ini dapat menghilangkan defisiensi seismik, baik kekuatan global, kekakuan global, maupun detail komponen. Berikut adalah penjelasan lebih detail teknik *concrete jacketing* dan FRP.

2.9.1 Concrete Jacketing

Perbaikan struktur bangunan menggunakan metode penyelubungan lapisan beton bertulang (*concrete jacketing*) merupakan salah satu teknik perbaikan pada tingkat lokal/elemen struktur untuk meningkatkan kinerja elemen tersebut dari segi kekuatan (kapasitas momen lentur dan geser), kekakuan, dan

daktilitas. Menurut penelitian Jirsa dan Alcocer (1991), *jacketing* pada kolom menghasilkan perilaku kolom kuat balok lemah dengan peningkatan pada *peak strength* 4 kali dari kekuatan elemen eksisting (FEMA 547, 2006). Metode ini adalah salah satu metode konvensional/tradisional dalam perbaikan struktur yang sangat cocok untuk bangunan beton bertulang, telah digunakan secara luas dan efektif dari segi biaya, serta familiar untuk para *engineer* dan industri konstruksi. Selain itu metode ini tidak membutuhkan spesialisasi pekerjaan seperti teknik perkuatan menggunakan baja sehingga banyak kontraktor yang dapat mengerjakan pekerjaan beton bertulang untuk konstruksi bangunan baru mudah pula dalam mengerjakan metode ini dalam memperbaiki bangunan eksisting.



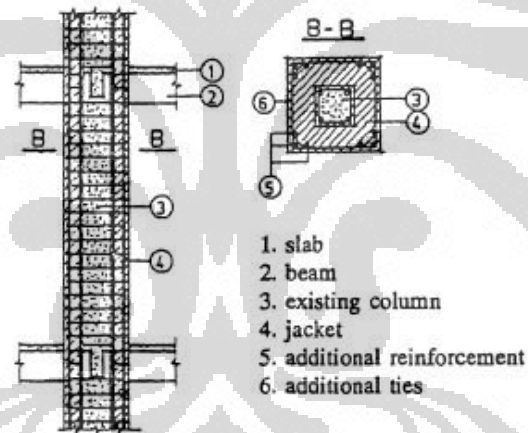
Gambar 2.32 Kolom Eksisting yang akan Diperbaiki dengan *Concrete Jacketing*

Sumber: Bousias, Fardis, Spathis, Biskinis. (2005). *Shortcrete of FRP jacketing of concrete columns for seismic retrofitting*. Paper presented at the Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings International Closing Workshop, Istanbul.

Berikut akan dijelaskan mengenai hal-hal yang harus diperhatikan dalam metode ini khususnya untuk peningkatan kinerja elemen kolom bangunan serta keuntungan dan kerugian penggunaan metode ini dari berbagai kriteria. Teknik pelaksanaan metode ini untuk perbaikan kolom adalah dengan menambahkan lapisan beton, tulangan longitudinal, dan geser pada sekeliling kolom. Kapasitas momen lentur bertambah akibat adanya tambahan tulangan longitudinal yang

menerus pada *slab* dan diangkur ke pondasi. Kapasitas geser bertambah dari *confinement* beton baru dan penambahan sengkang dengan jarak yang lebih rapat.

Untuk menjamin tambahan kekuatan momen lentur melalui pengangkuran tambahan tulangan longitudinal ke pondasi, perlu diperhatikan *slipping* semua tulangan pada *jacketing* dapat terjadi jika lubang angkur tidak dibersihkan secara cukup (Julio, 2003). Tulangan longitudinal tambahan yang menerus pada *slab* dapat dengan mudah dijamin pada konstruksi bangunan portal kolom-pelat, namun pada konstruksi bangunan kolom-balok untuk menghindari tabrakan tulangan dengan balok pada sambungan, tulangan longitudinal harus diletakkan pada sudut kolom (Jara et al., 1989). Untuk menjamin tambahan kekuatan geser pada kolom disarankan untuk menggunakan spasi sengkang pada *concrete jacketing* setengah dari spasi sengkang kolom eksisting.

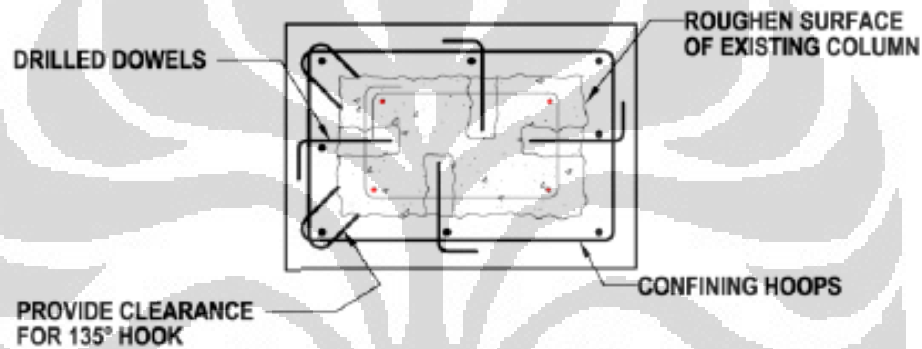


Gambar 2.33 Penampang Memanjang dan Melintang *Concrete Jacketing* pada Kolom (Sugano, 1980)

Sumber: Teran, A, Ruiz, J. (1992). Reinforced concrete jacketing of existing structures. Paper presented at the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam

Salah satu hal yang harus diperhatikan dalam *concrete jacketing* pada kolom adalah perilaku monolit elemen struktur setelah pelaksanaan metode ini harus terjamin. Untuk memperoleh ikatan yang baik antara kolom eksisting dengan lapisan beton bertulang baru yang ditambahkan agar elemen berperilaku monolit dapat dilakukan dengan meningkatkan kekasaran permukaan kolom

eksisting diikuti dengan penggunaan *bonding agent* atau menggunakan *steel connectors* (dowel) antara kolom eksisting dan lapisan baru (Rahae dan Nemati, 2004). Dowel yang dihubungkan di antara lapisan beton yang baru dan kolom eksisting harus disediakan secara cukup untuk mencapai aksi komposit ini. Sedangkan metode efektif untuk meningkatkan kekasaran permukaan adalah *sand blasting*. Setelah dikasarkan kemudian *bonding agent* diberikan dengan memperhatikan kondisi permukaan kolom eksisting. *Saturated substrate* dengan permukaan kering dari kolom eksisting diperkirakan menjadi solusi terbaik untuk mendapatkan kualitas ikatan beton lama dan baru yang baik menurut penelitian Emmons.



Gambar 2.34 Contoh Penampang *Concrete Jacketing* pada Kolom

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 2006. *FEMA-547 Techniques for The Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*

Terdapat beberapa properti lapisan beton untuk *concrete jacketing* yang harus diperhatikan (UNIDO, 1983), antara lain

- a. Properti lapisan beton baru harus sesuai dengan properti beton eksisting
- b. Kuat tekan beton lapisan baru harus lebih besar 5 MPa daripada kolom eksisting atau paling tidak sama dengan kuat tekan beton kolom eksisting.
- c. Ketebalan minimum lapisan beton adalah 10 cm untuk beton yang dicor ditempat (*cast in situ*)
- d. Jika memungkinkan *concrete jacketing* pada keempat sisi dilakukan
- e. Perilaku monolit lapisan beton baru dengan kolom eksisting harus dijamin

- f. Diameter tulangan minimum untuk tulangan geser tidak kurang dari 10 mm atau 1/3 diameter tulangan longitudinal terbesar
- g. Tulangan geser harus dikaitkan dengan sudut 135°
- h. Pengkasaran permukaan kolom eksisting dapat meningkatkan ikatan antara beton baru dengan kolom eksisting
- i. Dowel harus diangkur menggunakan *epoxy resin* pada kedua beton (baru dan lama) sehingga dapat menyalurkan 80% tegangan leleh
- j. Dowel didistribusikan secara merata sekitar permukaan antara kolom eksisting dan lapisan beton baru untuk menghindari konsentrasi pada lokasi tertentu.

Berikut adalah keuntungan kerugian penggunaan metode *concrete jacketing* terutama pada kolom dibandingkan dengan berbagai metode lain.

Tabel 2.13 Perbandingan Keuntungan dan Kerugian Teknik *Concrete Jacketing*

No.	Keuntungan	Kerugian
1	Meningkatkan kinerja elemen struktur dari segi kekuatan (kapasitas momen lentur dan geser), kekakuan, dan daktilitas	Menambah penampang elemen sehingga mengurangi luasan area untuk ruangan meskipun tidak secara signifikan
2	Dibandingkan penambahan <i>shear wall/bracing</i> , penambahan kekakuan pada struktur didistribusikan secara merata	Biasanya membutuhkan konstruksi pondasi baru/perkuatan pada pondasi eksisting karena penambahan berat bangunan secara signifikan
3	Tidak membutuhkan spesialisasi pekerjaan oleh kontraktor khusus seperti <i>steel jacketing</i>	Gangguan yang ditimbulkan selama konstruksi lebih besar daripada FRP karena melibatkan penggunaan bekisting, penulangan, penuangan beton
4	Biaya relatif lebih murah dibandingkan dengan pelapisan menggunakan serat komposit (FRP)	

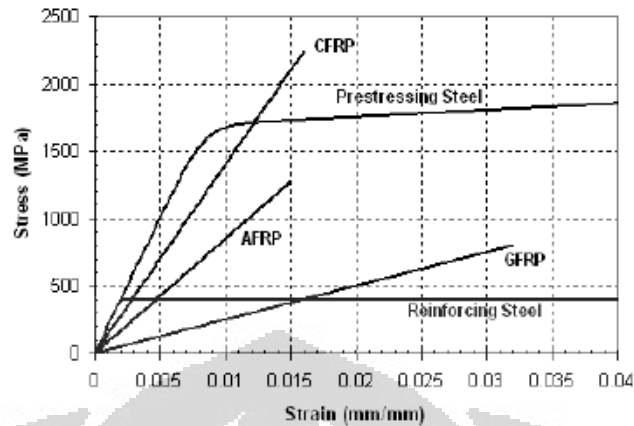
No.	Keuntungan	Kerugian
5	Sangat sesuai untuk bangunan beton bertulang, telah digunakan secara luas, serta familiar untuk para <i>engineer</i> dan industry konstruksi	
6	Tidak terlalu bermasalah secara akses dan pengangkatan selama konstruksi seperti <i>steel jacketing</i> yang berat dan tebal	

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari Berbagai Sumber

2.9.2 *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

Serat komposit/*fiber reinforced polymer* (FRP) merupakan material baru yang menarik bagi para *structural engineers*, terutama dalam memperkuat balok (Wael Fathy Ragheb, 2003). Material ini merupakan alternatif yang lebih modern terhadap teknik perkuatan elemen eksisting secara tradisional, seperti *concrete jacketing*, *steel jacketing*, dan *external post-tensioning*. Serat komposit yang biasanya digunakan saat ini berbahan dasar glass, aramid, dan karbon yang tersedia dalam bentuk *pultruded plates*, *uniaxial fabrics*, *woven fabrics*, dan *sheets*. Defisiensi seismik yang dapat diatasi oleh penggunaan FRP antara lain kekuatan lentur dan geser yang tidak cukup pada elemen struktur beton bertulang.

Gambar 2.35 merupakan kurva tegangan regangan berbagai jenis FRP yang tersedia di pasaran saat ini dengan tegangan regangan baja tulangan. Serat karbon memiliki kekuatan dan kekakuan yang paling tinggi. Kekakuannya hampir setara dengan kekakuan elastis baja tulangan, tetapi dengan kekuatan yang lebih tinggi. Serat berbahan aramid memiliki kekuatan dan kekakuan yang lebih rendah dibandingkan dengan serat karbon, namun keuntungannya dalam penanganan dan proses eksekusi di lapangan membuatnya populer dalam memperbaiki struktur beton bertulang (Shinozaki et al., 2007).



Gambar 2.35 Hubungan Tegangan Regangan pada Berbagai Jenis FRP dan Baja Tulangan (ISIS Design Manual No. 5 2008)

Sumber: Han Tae Choi. (2008). *Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams*. Thesis presented to the University of Waterloo, Canada.

Serat berbahan glass memiliki kekuatan yang lebih rendah dibandingkan dengan aramid dan karbon, namun serat ini memiliki kemampuan berdeformasi secara elastis (*deformability*) yang jauh lebih besar dibandingkan keduanya sehingga serat jenis ini sangat baik untuk perbaikan dengan pertimbangan ketahanan gempa yang membutuhkan peningkatan kekuatan diiringi daktilitas yang cukup dalam mendisipasi energi getaran yang lebih besar. Selain itu, FRP dengan bahan dasar glass lebih murah dibandingkan dengan FRP berbahan dasar aramid maupun carbon. Jika dibandingkan dengan baja tulangan, Penggunaan FRP meningkatkan kapasitas dalam menahan beban (kekuatan) tetapi deformasi menurun karena FRP hanya berdeformasi linear elastis sehingga daktilitas struktur menurun. Hal ini membahayakan karena dapat menyebabkan keruntuhan seketika pada struktur (Han Tae Choi, 2008).

Penambahan kekuatan yang patut dipertimbangkan dengan digunakannya FRP untuk pada elemen struktur didapatkan dari investigasi secara eksperimen yang dilakukan oleh Saadatmanesh dan Ehsani (1991) pada balok beton bertulang yang diperkuat secara lentur dengan GFRP *plates epoxy* yang ditempelkan pada permukaan tarik balok. Namun demikian pertambahan titik leleh dan kekakuan tidak diperoleh.

Jika dibandingkan dengan usaha peningkatan kinerja elemen eksisting menggunakan teknik yang lebih tradisional dan usaha perbaikan bangunan dengan menambah elemen baru, perbaikan menggunakan FRP memiliki keunggulan dan kerugian sebagai berikut

Tabel 2.14 Perbandingan Keuntungan dan Kerugian Teknik FRP

No.	Keuntungan	Kerugian
1	Meningkatkan kinerja elemen struktur dari segi kekuatan (kapasitas momen lentur dan geser)	Biaya relatif lebih mahal dibandingkan perbaikan dengan <i>concrete jacketing</i>
2	Rasio kekuatan-berat yang tinggi, tahan korosi, dan <i>high fatigue resistance</i>	Kekuatan struktur yang bertambah secara signifikan tidak diiringi dengan penambahan kekakuan dan daktilitas yang sama
3	Gangguan yang ditimbulkan jauh lebih kecil dibandingkan dengan perbaikan menggunakan <i>concrete jacketing</i> maupun penambahan elemen baru	Butuh keahlian kontraktor tertentu untuk instalasi
4	Berat FRP jauh lebih ringan dengan <i>tensile strength</i> yang lebih tinggi dibandingkan dengan <i>steel reinforcement</i> konvensional	
5	Proses instalasi mudah, cepat, tidak membutuhkan <i>crane</i> dan akses yang luas seperti perbaikan dengan <i>steel</i> maupun <i>concrete jacketing</i>	

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari Berbagai Sumber

Saat meningkatkan kinerja elemen struktur eksisting menggunakan FRP, perlu diperhatikan kekuatan minimum substrat beton pada kondisi eksisting. FRP akan bekerja pada substrat beton yang memiliki kekuatan yang cukup dan

sebaiknya tidak digunakan pada elemen struktur yang memiliki tulangan yang telah terkorosi atau kerusakan pada substrat betonnya. Kekuatan substrat beton penting sebagai parameter untuk menjamin ikatan yang baik dalam perkuatan lentur maupun geser menggunakan FRP. FRP tidak boleh digunakan ketika mutu substrat beton kurang dari 17 MPa. Perkuatan menggunakan FRP harus dirancang untuk menahan gaya tarik dan memelihara kompatibilitas regangan antara FRP dan substrat beton. FRP tidak boleh dibuat untuk menahan gaya tekan.

Ketika suatu elemen struktur akan diperkuat dengan FRP, elemen struktur tersebut harus memiliki kekuatan yang cukup tanpa FRP untuk menahan tingkat beban tertentu sehingga ketika FRP rusak, struktur tersebut masih memiliki kapasitas menahan tingkat beban tertentu tanpa terjadi keruntuhan. Kekuatan eksisting struktur tersebut harus cukup dalam menahan beban seperti yang ditunjukkan oleh persamaan di bawah ini.

$$(\phi R_n)_{\text{eksisting}} \geq (1,1S_{DL} + 0,75S_{LL})_{\text{new}} \quad (2.72)$$

Tabel 2.15 Faktor Reduksi Lingkungan untuk Berbagai Jenis FRP

Exposure conditions	Fiber and resin type	Environmental-reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
Aggressive environment (chemical plants and waste water treatment plants)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

Sumber: ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*

Pemilihan FRP sebagai bahan perkuatan elemen struktur harus memperhatikan beberapa hal, antara lain kondisi lingkungan sekitar (tingkat alkalinitas dan keasaman, ekspansi termal, dan konduktivitas elektrik),

pertimbangan pembebanan, pertimbangan durabilitas, dan perlindungan permukaan substrat beton. Properti material FRP yang digunakan dalam persamaan perlu dikurangi berdasarkan kondisi lingkungan. Kekuatan tarik ultimate rencana harus ditentukan menggunakan faktor reduksi lingkungan yang diberikan pada tabel 2.15 untuk jenis FRP dan kondisi lingkungan yang sesuai.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (2.73)$$

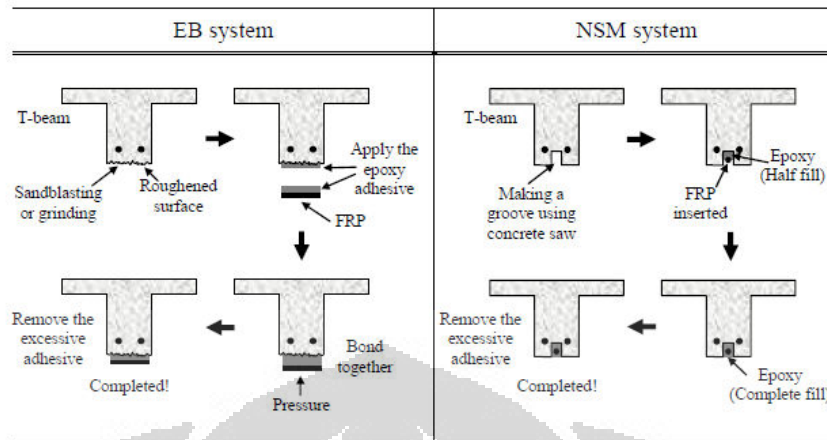
$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (2.74)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (2.75)$$

a. Peningkatan Kekuatan Lentur Menggunakan FRP

Norris et al. (1997) memeriksa perilaku balok beton bertulang yang diperkuat secara lentur menggunakan CFRP *sheets*. Berbagai arah CFRP *sheets* terhadap sumbu longitudinal balok dilakukan. Hasil pemeriksaan menunjukkan bahwa ketika CFRP *sheets* dipasang dengan arah serat sejajar terhadap sumbu longitudinal balok, penambahan kekuatan dan kekakuan yang besar diperoleh.

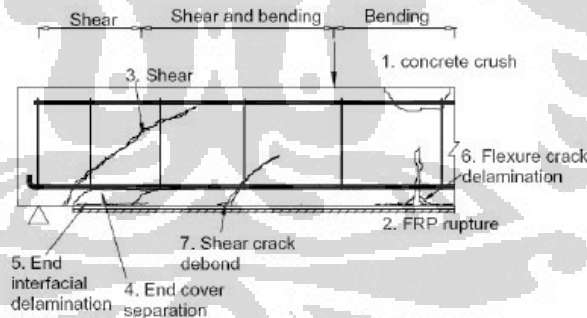
Dua metode perkuatan lentur dengan FRP pada balok adalah *externally bonded system*, yaitu dengan menempelkan *sheets* atau *plates* FRP ke permukaan beton menggunakan *epoxy adhesive*, untuk meningkatkan ikatan antara beton dan FRP digunakan *sand blasting*. *Near Surface Mounted System*, yaitu FRP *bars* atau *plates* dimasukkan ke dalam *groove* yang dibuat pada permukaan beton. *Groove* itu kemudian diisi dengan *epoxy adhesive* untuk mengikat FRP dengan beton. *Externally bonded system* lebih umum digunakan karena prosedur pemasangan yang mudah dan sederhana serta petunjuk penggunaan dan spesifikasi telah dibuat dengan baik untuk sistem ini (ACI 440 2R 2008, ISIS Design Manual No. 4 2008).



Gambar 2.36 Prosedur Pemasangan FRP dengan *EB* dan *NSM System*

Sumber: Han Tae Choi. (2008). *Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams*. Thesis presented to the University of Waterloo, Canada.

Mode keruntuhan yang dapat terjadi pada balok beton bertulang yang diperkuat dengan externally bonded FRP antara lain *concrete crushing*, *FRP tensile rupture*, *debonding at concrete adhesive interface*, *shear tension failure at the sheet end* (Wael Fathy Ragheb, 2003).



Gambar 2.37 Berbagai Mode Keruntuhan pada Balok Beton yang Diperkuat dengan FRP

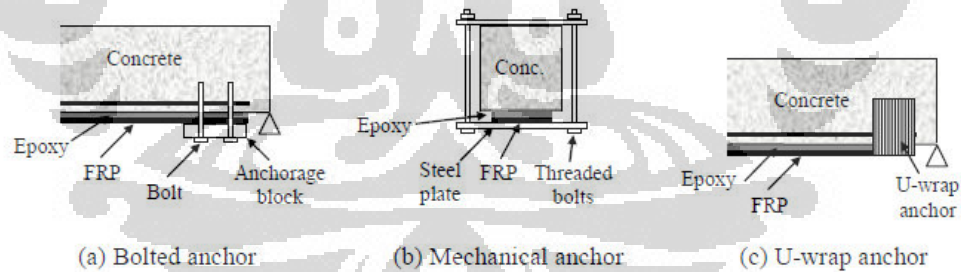
Sumber: Han Tae Choi. (2008). *Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams*. Thesis presented to the University of Waterloo, Canada.

Concrete crushing diasumsikan terjadi jika regangan tekan pada beton mencapai regangan maksimumnya ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,003$). *FRP tensile rupture* dari *external bonded FRP* terjadi jika regangan FRP mencapai regangan

runtuh rencananya ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$). Pada jarak yang jauh dari ujung FRP yang ditempel pada permukaan beton dapat terjadi keruntuhan akibat FRP *debonding*. Untuk mengatasi keruntuhan yang bersifat prematur tersebut, regangan efektif pada FRP harus dibatasi pada tingkat regangan yang memungkinkan *debonding* ini terjadi.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad (2.76)$$

Regangan yang memungkinkan *debonding* ini terjadi berbanding terbalik dengan jumlah lapisan FRP yang digunakan sehingga semakin tebal FRP yang digunakan regangan tersebut akan semakin kecil sehingga perlu pertimbangan yang baik untuk menentukan tebal FRP yang digunakan agar batasan regangan FRP tersebut cukup besar. Hollaway dan Mays (1999) meneliti bahwa balok dengan angkur pada ujung FRP menunjukkan kapasitas momen dan deformabilitas yang lebih besar daripada yang tidak diangkur dengan memperlambat kegagalan *debonding* prematur.



Gambar 2.38 Berbagai Jenis Angkur untuk *EB System* (Hollaway dan May, 1999)

Sumber: Han Tae Choi. (2008). *Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams*. Thesis presented to the University of Waterloo, Canada.

Saat FRP akan dipasang pada substrat balok beton perlu diperhatikan regangan awal (ε_{bi}) yang telah ada pada balok tersebut akibat beban kerja yang membebani balok selama pemasangan FRP. Regangan awal ini mengurangi nilai regangan efektif FRP (Arduini dan Nanni 1997) dan

dianalisis berdasarkan analisis elastis penampang eksisting berdasarkan properti penampang retak pada tingkat *serviceability*. Tingkat regangan FRP pada kondisi ultimate limit states akan menentukan tingkat tegangan yang ditimbulkan oleh FRP tersebut. Regangan maksimum yang dapat dicapai oleh FRP ditentukan oleh tingkat regangan FRP yang ditimbulkan pada saat terjadi *concrete crushing*, *FRP rupturing*, atau *FRP debonding* dari substrat. FRP pada kondisi *ultimate limit states* dapat diperoleh dari persamaan berikut.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (2.77)$$

Tingkat tegangan efektif pada FRP adalah tingkat maksimum tegangan yang dapat ditimbulkan oleh FRP sebelum keruntuhan lentur pada penampang terjadi. Tegangan efektif tersebut dapat ditemukan berdasarkan tingkat regangan pada FRP karena perilaku elastisnya.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (2.78)$$

Berdasarkan tingkat regangan pada FRP, tingkat regangan pada baja tulangan dapat diperoleh berdasarkan kompatibilitas regangan.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (2.79)$$

Faktor reduksi kekuatan harus digunakan ketika ε_s memiliki nilai seperti yang ditentukan berikut

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \epsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\epsilon_s - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{for } \epsilon_{sy} < \epsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{for } \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

Gambar 2.39 Faktor Reduksi Kekuatan Nominal Berdasarkan nilai ϵ_s

Sumber: ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*

Dengan mengikuti peraturan yang berlaku di Indonesia, nilai ϕ untuk $\epsilon_s \geq 0,005$ adalah 0,8 bukan 0,9.

Tegangan pada baja tulangan ditentukan berdasarkan tingkat regangan pada baja yang telah ditentukan sebelumnya menggunakan persamaan berikut

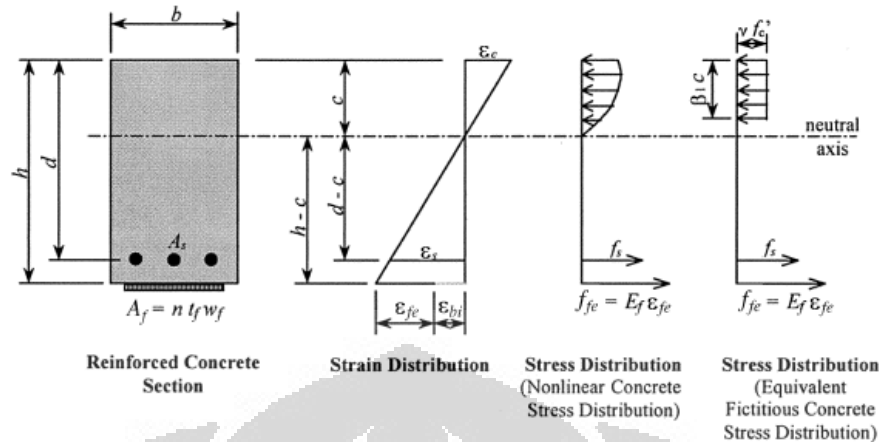
$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y \quad (2.80)$$

Dengan tingkat regangan dan tegangan pada FRP dan baja tulangan yang telah ditentukan untuk ketinggian garis netral penampang yang telah diasumsikan sebelumnya, ekilibrium gaya dalam pada penampang dapat diperiksa menggunakan persamaan di bawah ini sesuai gambar 2.40 di bawah.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad (2.81)$$

Kekuatan lentur nominal pada penampang dengan perkuatan menggunakan FRP dihitung dengan menggunakan tambahan faktor reduksi (ψ_f) yang diberikan pada kontribusi kekuatan lentur yang disumbangkan oleh FRP. Nilai rekomendasi untuk ψ_f adalah sebesar 0,85.

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2.82)$$

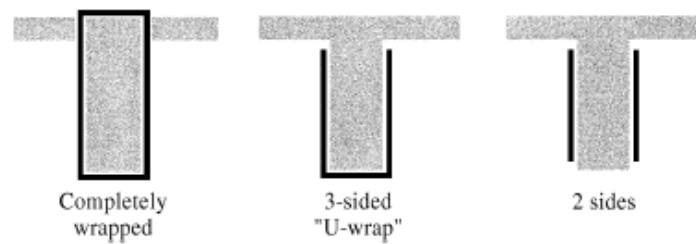


Gambar 2.40 Distribusi Regangan dan Tegangan Lentur untuk Penampang Persegi pada Kondisi Ultimate

Sumber: ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*

b. Peningkatan Kekuatan Geser Menggunakan FRP

FRP menunjukkan peningkatan pada kekuatan balok dan kolom eksisting dengan membungkus secara keseluruhan sisinya atau setengahnya. Mengarahkan serat komposit tegak lurus sumbu longitudinal balok atau retak potensial geser efektif dalam menyediakan kekuatan geser pada balok. Charles et al. (1995) memeriksa balok T beton bertulang yang diperkuat pada kedua sisi dan permukaan bawah menggunakan FRP berbahan glass, carbon, dan aramid, diperoleh pertambahan ultimate strength 60-150%. Balok dengan arah serat $135^\circ/45^\circ$ memiliki kekuatan yang lebih besar dibandingkan dengan yang diberi serat pada $0^\circ/90^\circ$ arah sumbu longitudinal balok. Sato et al. (1996) menemukan bahwa balok yang diperkuat menggunakan Carbon FRP secara geser pada ketiga sisi bekerja lebih efektif dibandingkan dengan dua sisi.



Gambar 2.41 Skema Pemasangan FRP untuk Perkuatan Geser

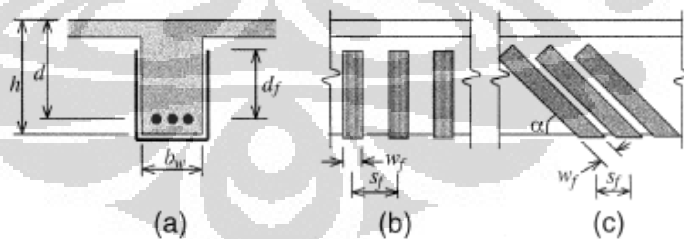
Sumber: ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*

Pendekatan perancangan kekuatan mensyaratkan kekuatan geser elemen melebihi gaya dalam lintang terfaktor seperti yang ditunjukkan oleh persamaan berikut

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.83)$$

Kekuatan geser nominal pada elemen struktur yang diperkuat dengan FRP dapat ditentukan dengan menambahkan kontribusi FRP terhadap kontribusi kekuatan geser yang disumbang oleh baja tulangan terpasang dan beton.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (2.84)$$



Gambar 2.42 Ilustrasi Variabel Dimensional yang Digunakan dalam Perhitungan FRP untuk Perkuatan Geser

Sumber: ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*

Nilai rekomendasi untuk ψ_f adalah sebesar 0,85 untuk elemen yang dibungkus pada kedua sisi elemen berlawanan dan 0,95 untuk elemen yang dibungkus pada keseluruhan sisi elemen. Kontribusi geser yang disumbangkan oleh FRP ditunjukkan oleh persamaan berikut.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (2.85)$$

Dengan

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (2.86)$$

Tegangan tarik pada balok dengan perkuatan geser menggunakan FRP secara langsung proporsional terhadap tingkat regangan yang ditimbulkan oleh FRP pada kekuatan nominal.

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (2.87)$$

Untuk elemen struktur yang dibungkus sepenuhnya, nilai regangan maksimum yang digunakan untuk perancangan harus dibatasi sebesar 0,4%.

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (2.88)$$

Untuk elemen struktur yang dibungkus pada kedua sisi, regangan efektif dihitung menggunakan koefisien reduksi ikatan (κ_v).

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad (2.89)$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \quad (2.90)$$

$$L_e = \frac{23.300}{(n_f t_f E_f)^{0,58}} \quad (2.91)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.92)$$

Untuk elemen yang dibungkus berbentuk U

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \quad (2.93)$$

Untuk elemen yang dibungkus pada kedua sisi berlawanan

$$k_2 = \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \quad (2.94)$$

Jumlah kekuatan geser yang disumbangkan oleh baja tulangan geser dan FRP harus dibatasi berdasarkan kriteria yang diberikan untuk kontribusi kekuatan geser yang hanya disumbangkan oleh tulangan geser.

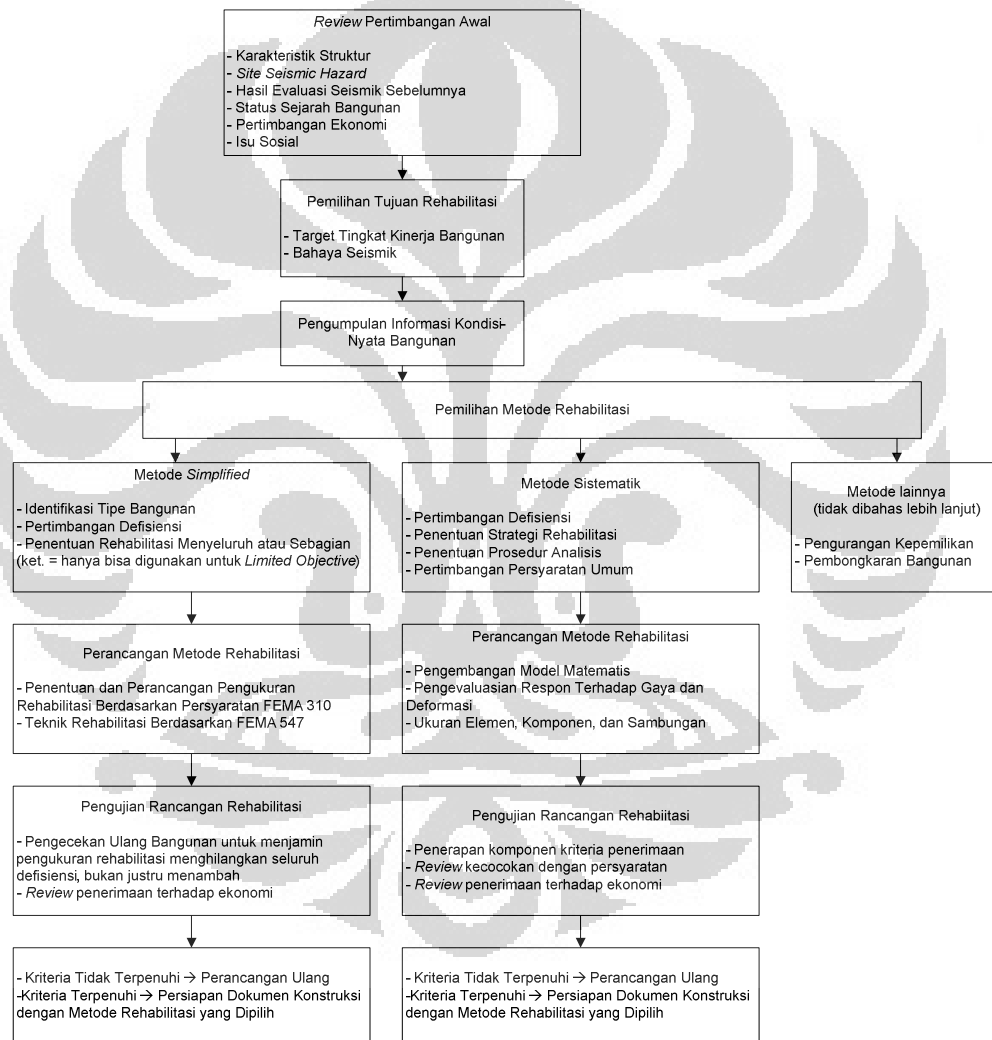
$$V_s + V_f \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.95)$$

2.10 Kerangka Metode Pemilihan Perkuatan Bangunan Eksisting Terhadap Beban Gempa (FEMA 356)

Setelah evaluasi ketahanan seismik bangunan eksisting menggunakan kerangka evaluasi sesuai FEMA 310 dilakukan dan terdapat defisiensi pada komponen-komponen struktur gedung tersebut, perlu dilakukan perencanaan mitigasi (perbaikan) bangunan tersebut. Dalam memilih jenis serta metode perkuatan yang tepat dalam memitigasi defisiensi pada suatu bangunan dapat digunakan suatu kerangka evaluasi yang dipublikasikan sebagai FEMA 356. FEMA 356 ini merupakan kerangka arahan dalam menentukan program (panduan) perbaikan terhadap defisiensi seismik. Kerangka pemilihan metode perbaikan berdasarkan FEMA 356 digambarkan dalam diagram alir seperti pada Gambar 2.39 yang terdiri dari serangkaian proses sebagai berikut.

2.10.1 Pertimbangan Awal Perbaikan

Sebelum melaksanakan proses pemilihan program perbaikan struktur terhadap pengaruh gempa perlu dilakukan peninjauan kembali terhadap 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.



Gambar 2.43 Bagan Proses Pemilihan Metode Perbaikan Struktur terhadap Defisiensi Akibat Pengaruh Beban Gempa

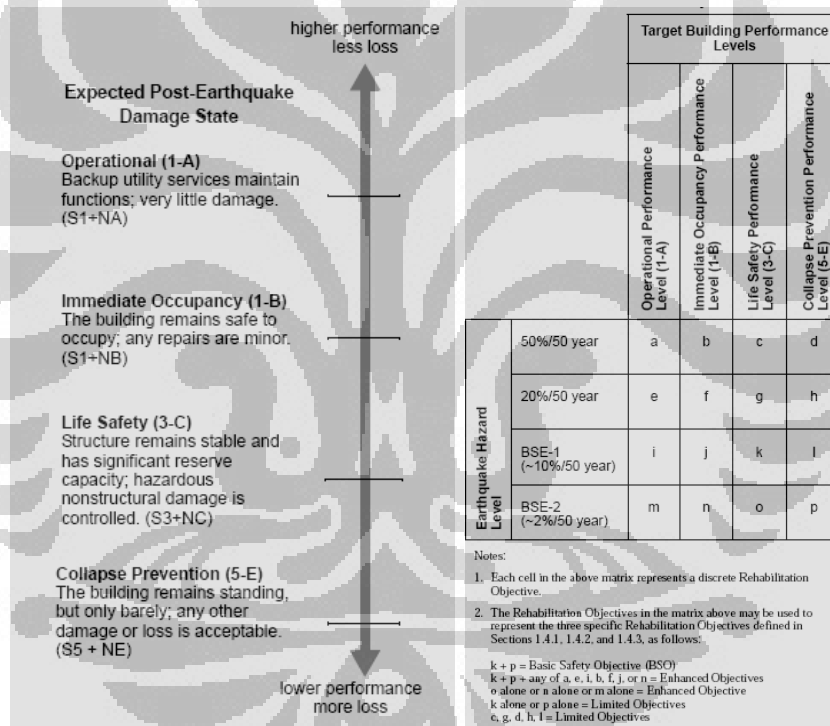
Sumber: Telah Diolah Kembali dari Federal Emergency Management Agency. 2000. *FEMA-356*

Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings

2.10.2 Penetapan Tujuan Evaluasi

Setelah dilakukan peninjauan kembali, tujuan atau sasaran perbaikan perlu ditetapkan terlebih dahulu berkaitan dengan tingkat kinerja bangunan yang diinginkan dan berkaitan pula dengan tingkat bahaya akibat pengaruh gempa. Tingkat kinerja bangunan yang dapat dijadikan tujuan perbaikan antara lain adalah:

- a. *Operational Level*
- b. *Immediate Occupancy (IO)*
- c. *Life Safety (LS)*
- d. *Collapse Prevention*



Gambar 2.44 *Level of Performance* Struktur dan Penetapan Tujuan Evaluasi untuk Pemilihan Perbaikan Struktur

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 2000. *FEMA-356 Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*

2.10.3 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 dapat diperoleh dari gambar-gambar spesifikasi bangunan dan dokumen-dokumen konstruksi eksisting bangunan, investigasi lapangan termasuk pemeriksaan dan pengujian material bangunan dan komponen-komponen yang dibutuhkan seperti saat melakukan evaluasi ketahanan seismik bangunan eksisting sesuai FEMA 310. Data-data tersebut dibutuhkan sebagai input pemodelan untuk analisis Perbaikan seismik.

2.10.4 Pemilihan Metode Perbaikan

Dalam FEMA 356, metode Perbaikan dibagi menjadi dua, yaitu metode Perbaikan yang disimplifikasi dan metode Perbaikan sistematis.

a. 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 risiko 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.

b. 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 nonlinier 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.

2.10.5 Prosedur Analisis

Analisis bangunan, termasuk pengukuran rehabilitasi, 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 :

- a. Analisis Linier
- b. Analisis Non-Linier
- c. Analisis Rasional Alternatif

2.10.6 Perancangan Perbaikan

Berbagai teknologi dan jenis perbaikan defisiensi akibat pengaruh gempa pada suatu bangunan eksisting dapat diperoleh dari FEMA 547 dan dipilih sesuai dengan defisiensi yang terjadi, jenis bangunan, dan strategi perbaikan bangunan seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.

2.10.7 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 rehabilitasi ulang.

2.11 Analisis Daya Dukung Pondasi Dangkal

2.11.1 Pondasi Dangkal

Pondasi merupakan bagian struktur yang menyalurkan beban dari struktur atas secara langsung ke tanah yang ada di bawahnya tanpa menyebabkan tegangan yang berlebihan pada tanah tersebut (*overstress*). Umumnya pondasi struktur dibedakan atas pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dapat terdiri dari berbagai jenis antara lain pondasi setapak bujur sangkar, pondasi setapak lingkaran, pondasi jalur, maupun pondasi batu kali sederhana. Sedangkan

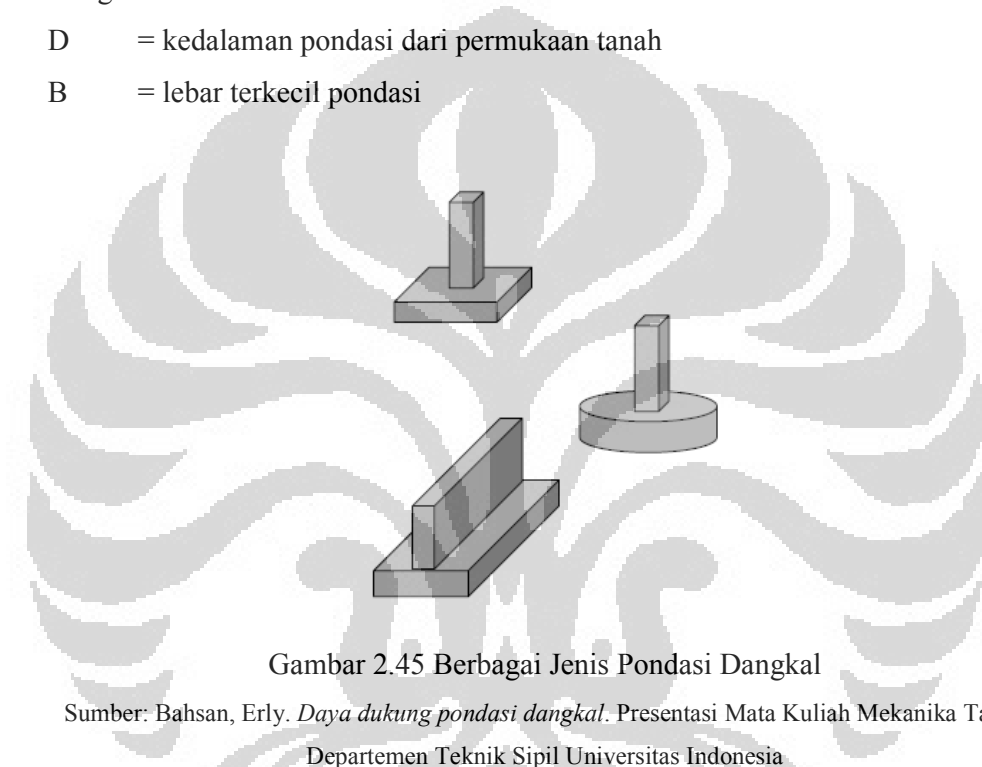
pondasi dalam umumnya berupa pondasi tiang seperti pondasi tiang pancang maupun pondasi tiang bor. Salah satu kriteria suatu pondasi dikatakan sebagai pondasi dangkal adalah apabila memenuhi persamaan berikut

$$\frac{D}{B} \leq 2,5 \quad (2.96)$$

Dengan

D = kedalaman pondasi dari permukaan tanah

B = lebar terkecil pondasi



Gambar 2.45 Berbagai Jenis Pondasi Dangkal

Sumber: Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal*. Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia

Pondasi dangkal ini biasanya dipakai bila tanah yang ada di bawahnya mampu menahan beban struktur sehingga kapasitas yang akan dihitung untuk menahan beban yang disalurkan oleh struktur sebenarnya merupakan kapasitas dari tanah yang ada di bawah pondasi dangkal tersebut.

Syarat-syarat pondasi dangkal yang baik antara lain

- a. Aman terhadap keruntuhan geser dengan tidak terlampauinya nilai daya dukung tanah (*bearing capacity*),

- b. Penurunan tanah yang dapat ditoleransi dengan mencegah penurunan yang berlebihan, penurunan yang berbeda antar pondasi (*differential settlement*), dan rotasi,
- c. Memenuhi nilai faktor keamanan dengan terpenuhinya keamanan yang cukup terhadap momen guling maupun sliding.

2.11.2 Keruntuhan Pondasi Dangkal

Mode keruntuhan pondasi dangkal jenis pondasi setapak (setempat) antara lain

a. Kegagalan Tumpu (*Bearing Failure*) Pondasi

Bearing failure terjadi akibat keruntuhan geser pada tanah penunjang tepat di bawah dan di sekeliling pondasi. Keruntuhan ini merupakan bentuk kegagalan utama pada pondasi dangkal (*first major limit state*). Secara umum jenis kegagalan yang tergolong kegagalan tumpu ini antara lain

- Keruntuhan Geser Umum (*General Shear Failure*)
- Keruntuhan Geser Lokal (*Local Shear Failure*)
- Keruntuhan Geser Pons (*Punching Shear Failure*)

b. Penurunan Tanah Total yang Berlebihan (*Excessive Total Settlement*)

Penurunan pada tanah secara total terjadi akibat penurunan elastis (jangka pendek) yang disebut *immediate settlement* dan penurunan konsolidasi (jangka panjang). Penurunan tanah secara berlebihan ini merupakan bentuk kegagalan utama kedua pada pondasi dangkal (*second major limit state*) pada pondasi dangkal.

2.11.3 Daya Dukung Ultimate dan Daya Dukung Ijin

Seperti yang dijelaskan sebelumnya bahwa penyebab kegagalan utama pondasi dangkal adalah kegagalan tumpu pada pondasi akibat keruntuhan geser pada tanah sehingga ketika melakukan perancangan ataupun pemeriksaan pondasi dangkal perlu diperhatikan besaran daya dukung ultimate. Besaran ini merupakan batas kekuatan (tegangan) tanah maksimum untuk menahan beban sebelum runtuh

atau disebut juga sebagai tekanan terkecil yang akan menyebabkan keruntuhan geser pada tanah penunjang tepat di bawah dan di sekeliling pondasi.

Daya Dukung ijin merupakan tekanan maksimum yang diizinkan dalam perancangan pondasi atau yang boleh terjadi pada tanah dengan memperhatikan kecukupan faktor keamanan terhadap keruntuhan geser tanah dan penurunan pondasi yang dapat ditoleransi. Daya dukung ijin ini didapatkan dengan membagi daya dukung ultimate terhadap faktor keamanan tertentu.

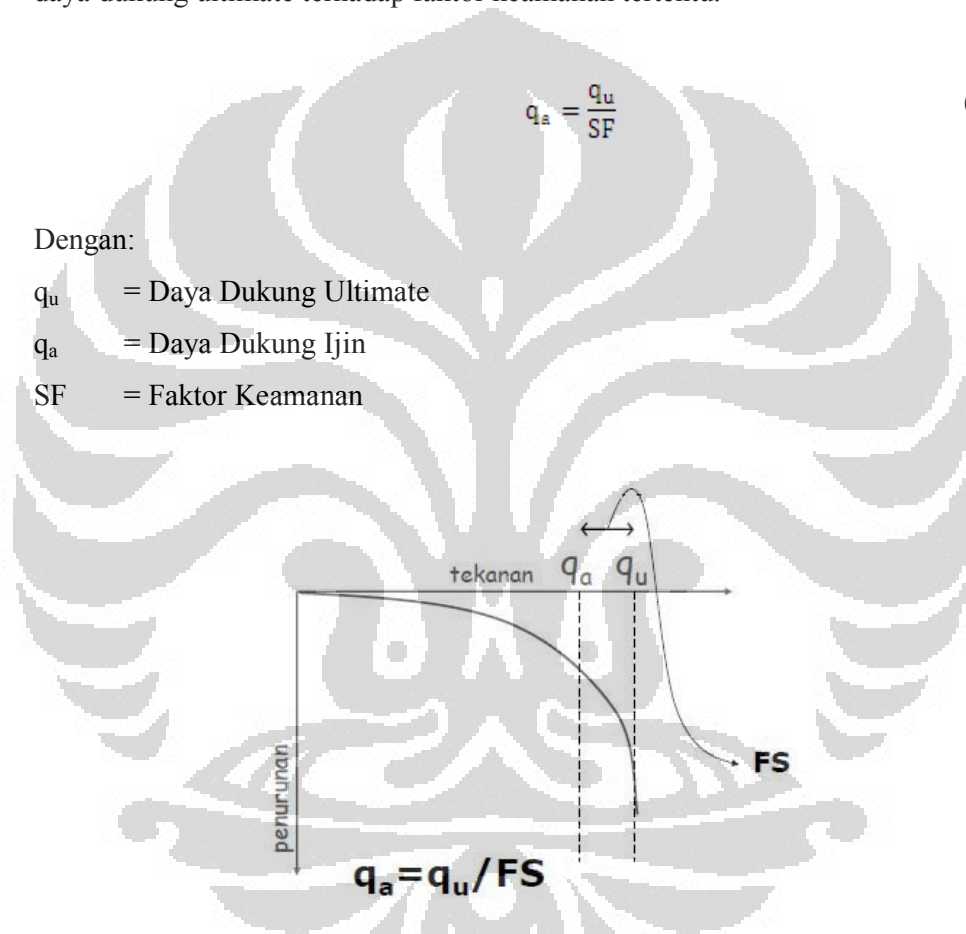
$$q_a = \frac{q_u}{SF} \quad (2.97)$$

Dengan:

q_u = Daya Dukung Ultimate

q_a = Daya Dukung Ijin

SF = Faktor Keamanan



Gambar 2.46 Hubungan Daya Dukung Ultimate, Ijin, dan Penurunan Tanah

Sumber: Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal*. Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia

2.11.4 Teori Daya Dukung Pondasi Dangkal

Terdapat berbagai teori yang telah dikembangkan dalam menganalisis daya dukung tanah pada pondasi dangkal akibat keruntuhan geser. Teori-teori yang berkembang ini antara lain teori daya dukung tanah menurut Terzaghi,

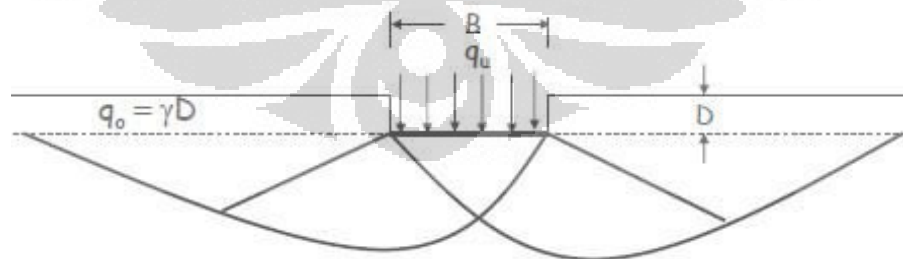
Meyerhof, Hansen, dan Vesic. Meskipun terdapat berbagai perbedaan dalam penentuan faktor daya dukung tanah oleh masing-masing ahli, secara umum dikemukakan bahwa daya dukung ultimate tanah dikonstruisikan oleh berat sendiri tanah di bawah pondasi, komponen kuat geser (kohesi) tanah, dan beban tanah yang ada di atas pelat pondasi (*surcharge*).

Berikut akan dijelaskan mengenai teori daya dukung tanah menurut Meyerhof. Teori ini cocok untuk diaplikasikan dalam menghitung daya dukung ultimate berbagai jenis tanah dengan memperhitungkan faktor kemiringan beban yang jatuh ke pondasi akibat adanya reaksi perletakan horizontal selain reaksi perletakan vertikal. Hal ini penting dalam memperhitungkan daya dukung pondasi menurut Teori Meyerhof karena semakin besar reaksi perletakan horizontal pada pondasi terutama diakibatkan oleh adanya gempa dapat menurunkan daya dukung tanah tersebut.

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + c N_c s_c d_c i_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q \quad (2.98)$$

Dengan

- Q_u = daya dukung ultimate
- N_γ, N_c, N_q = faktor daya dukung
- s_γ, s_c, s_q = faktor bentuk pondasi
- d_γ, d_c, d_q = faktor kedalaman pondasi
- i_γ, i_c, i_q = faktor inklinasi resultan reaksi perletakan (beban)



Gambar 2.47 Komponen Daya Dukung Ultimate

Sumber: Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal*. Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia

Suku pertama dalam persamaan tersebut adalah komponen daya dukung yang disumbangkan oleh berat sendiri tanah di bawah pondasi, suku kedua merupakan komponen daya dukung yang disumbangkan oleh kekuatan geser tanah, dan suku ketiga merupakan komponen daya dukung yang disumbangkan oleh surcharge di atas pelat pondasi. Berikut adalah formula perhitungan berbagai faktor daya dukung menurut teori Meyerhof.

Tabel 2.16 Faktor-Faktor Daya Dukung untuk Berbagai Sudut Geser Tanah

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.57	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.61	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.5	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Sumber: Bowles. (1997). *Foundation analysis dan design* (5th ed). Mc Graw-Hill

Seperti yang dikemukakan sebelumnya bahwa besar daya dukung ultimate tanah akan berkurang akibat pengaruh reaksi perletakan horizontal. Hal ini dipengaruhi oleh nilai faktor inklinasi yang besarnya kurang dari satu. Untuk menghitung besaran daya dukung ijin dari daya dukung ultimate yang telah dihitung dengan berbagai teori dapat dilakukan dengan membagi daya dukung

ultimate tersebut dengan suatu faktor keamanan yang telah mempertimbangkan kecukupan faktor keamanan terhadap keruntuhan geser tanah dan penurunan pondasi yang dapat ditoleransi. Dengan demikian ketika tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tersebut maka pondasi tersebut dikatakan aman dan tidak perlu dilakukan pemeriksaan terhadap penurunan yang berlebihan. Berikut adalah besaran faktor keamanan yang dapat diambil untuk menghitung daya dukung ijin berbagai jenis struktur yang disarankan oleh Vesic.

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

Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2

θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_r = 1.0$.

B, L, D = previously defined

Gambar 2.48 Faktor Bentuk, Kedalaman, dan Inklinasi untuk Perhitungan Daya Dukung Tanah dengan Meyerhof

Sumber: Bowles. (1997). *Foundation analysis dan design* (5th ed). Mc Graw-Hill.

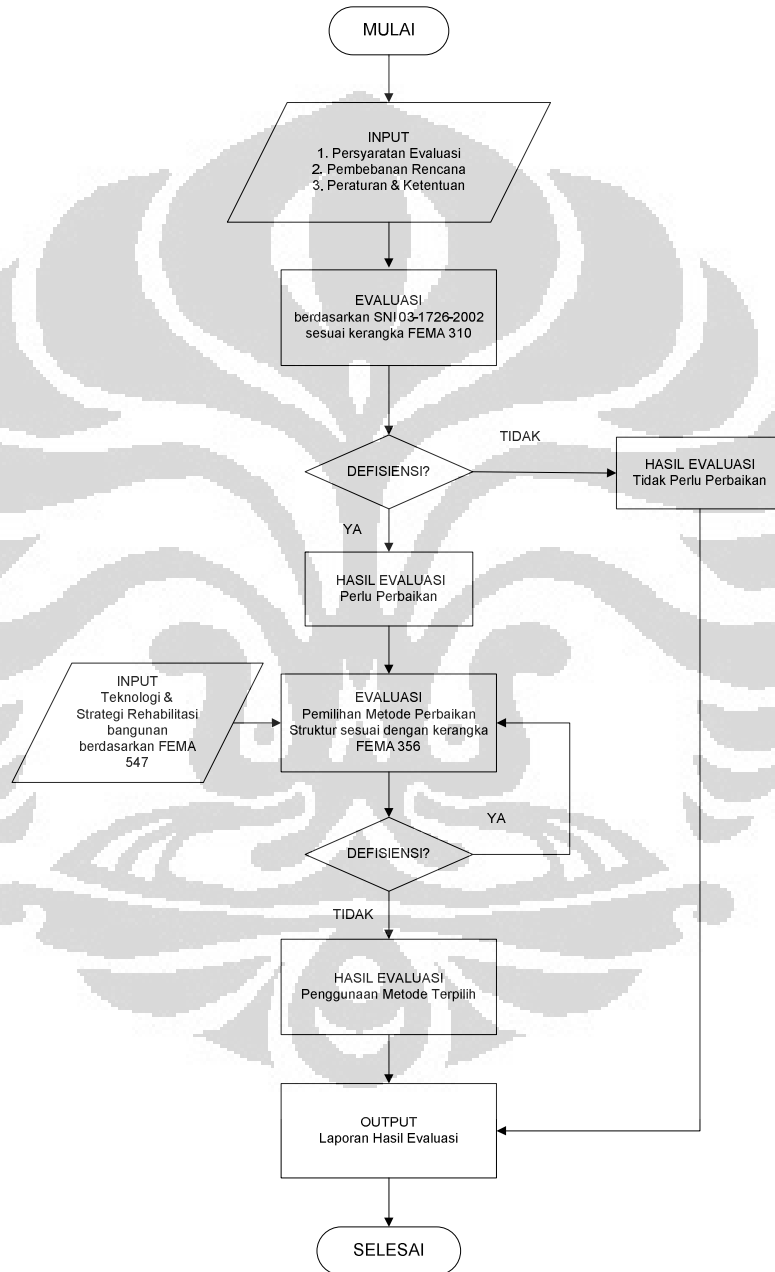
Tabel 2.17 Faktor Keamanan yang Disarankan oleh Vesic untuk Berbagai Jenis Struktur dan Tingkat Penyelidikan Geoteknik

Tipe Struktur	Faktor Keamanan Minimum	
	Penyelidikan tanah lengkap	Penyelidikan tanah terbatas
Jembatan KA, gudang, bangunan air, dinding penahan tanah	3	4
Jembatan jalan raya, bangunan industri ringan, bangunan umum	2,5	3,5
Perumahan dan kantor	2	3

Sumber: Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal*. Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia

BAB 3
METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Bagan Pelaksanaan Penelitian



Gambar 3.1. Bagan Pelaksanaan Penelitian

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

3.2 Penetapan Tujuan Evaluasi

Seperti yang telah ditetapkan dalam Subbab 1.2 Maksud dan Tujuan Penelitian, evaluasi ini diadakan untuk menentukan tingkat keamanan dan kelayakan struktur bangunan eksisting berupa gedung beton bertulang portal terbuka empat lantai yang dibangun sebelum SNI 03-1726-1989 diterbitkan terhadap beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Evaluasi terhadap bangunan eksisting dengan tujuan tersebut dapat dilakukan karena beberapa alasan salah satunya adalah adanya perubahan yang diinginkan pada bangunan (perubahan *occupancy* atau penambahan lantai). Berdasarkan alasan ini, evaluasi ini dapat dijalankan dengan teknik evaluasi menggunakan kerangka perbandingan karakteristik eksisting dengan ketentuan/standar evaluasi bangunan eksisting (*prescriptive standard*) seperti FEMA 310 sesuai kriteria SNI 03-1726-2002 yang berlaku di Indonesia saat ini.

3.3 Persyaratan Evaluasi

3.3.1 Deskripsi Umum

Seperti yang telah dijabarkan dalam batasan masalah, penelitian ini akan dilakukan pada Gedung X yang merupakan bangunan gedung perkantoran di Jl. X, Jakarta. Konstruksi bangunan ini dilaksanakan pada tahun 1964 - 1965. Berikut adalah data umum Gedung X tersebut.

Tabel 3.1 Data Umum Gedung X

No.	Parameter	Nilai
1.	Panjang Bangunan	70,2 m
2.	Lebar Bangunan	17,1 m
3.	Tinggi Bangunan	15 m di atas Lantai Dasar
4.	Tinggi Tingkat Lantai 1	3,75 m
5.	Tinggi Tingkat Lantai 2	3,75 m
6.	Tinggi Tingkat Lantai 3	3,75 m
7.	Tinggi Tingkat Lantai Atap	3,75 m
8.	Kedalaman Pondasi	1 m di bawah Lantai Dasar
9.	Jumlah Lapis Bangunan	4 lapis

Sumber: Telah diolah kembali dari Hasil Invesigasi Lapangan Proyek Gedung X

3.3.2 Deskripsi Sistem Struktur

Struktur atas bangunan menggunakan sistem portal terbuka (*open frame*) terbuat dari beton bertulang yang merupakan suatu kesatuan sistem struktur (monolit) yang terdiri dari kolom, balok, dan pelat. Diasumsikan beban lateral ditanggung oleh kolom dan balok induk sebagai suatu kesatuan sistem portal penahan momen (*moment resisting frame*) dan diafragma lantai diasumsikan sebagai *rigid diaphragm* sehingga portal bangunan pada kedua arah sumbu utamanya berperilaku sebagai portal geser. Struktur atap berdasarkan peninjauan lapangan diperkirakan terdiri dari rangka atap baja dan penutup *zinc* alumunium. Sedangkan pondasi bangunan menggunakan pondasi setempat (*spread footing*) dilengkapi *tie beam* sebagai penghubung antar pondasi. Berikut adalah data dimensi dan letak elemen struktural hasil investigasi lapangan pada struktur eksisting Gedung X.

Tabel 3.2 Data Elemen Struktural Gedung X

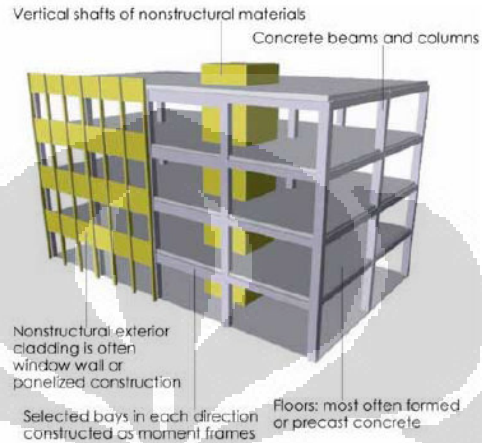
No.	Elemen Struktural	Dimensi (cm)	Letak
1.	Kolom	40 X 70	Lantai 1
		40 X 60	Lantai 2 & 3
		40 X 40	Lantai 4
2.	Balok	40 X 50	Lantai 1 – 4 Arah Transversal
		40 X 80	Lantai 1 – 4 Arah Longitudinal
3.	Balok Pondasi (<i>Tie Beam</i>)	40 X 100	1 m di bawah Lantai Dasar

Sumber: Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil covermeter test proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia

3.3.3 Jenis Bangunan

FEMA 310 dan FEMA 547 melakukan klasifikasi jenis bangunan yang akan dievaluasi oleh kerangka evaluasi tersebut sesuai dengan material pembentuk bangunan dan sistem penahan beban lateralnya. Karena Gedung X terbuat dari material beton bertulang dengan sistem penahan beban lateral berupa portal terbuka yang terdiri dari kesatuan balok induk dan kolom sebagai sistem portal penahan momen (*moment resisting frame*) dan diafragma (pelat lantai) dianggap

sebagai *rigid diaphragm* maka bangunan gedung ini diklasifikasi sebagai Bangunan Gedung Tipe C1 (*Reinforced Concrete Moment Resisting Frame*). Sehingga metodologi evaluasi dan perbaikan yang akan dilakukan dipilih sesuai untuk bangunan dengan tipe C1.



Gambar 3.1 Contoh Bangunan Gedung Tipe C1

Sumber: Federal Emergency Management Agency. 2006. *FEMA-547 Techniques for The Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*

3.3.4 Data Geoteknik

Berdasarkan investigasi geoteknik lapangan yang dilakukan pada tanah Gedung X menggunakan uji sondir, uji bor dalam, dan *pit test* dan uji laboratorium terhadap *Specific Gravity*, Kadar Air, *Grain Size Distribution Analysis*, *Atterberg Limits*, Konsolidasi, dan *Triaxial* didapatkan bahwa tanah pada lokasi Gedung X termasuk dalam kelas “Tanah Lunak” ($N_{\text{rata-rata}} = 12$ pukulan/30 cm < 15 pukulan/30 cm). Berikut adalah data properti tanah dan pondasi hasil investigasi.

Tabel 3.3 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X

No.	Properti	Nilai
1	Lebar Pondasi Arah X (B)	2 m
2	Panjang Pondasi Arah Y (L)	2,25 m
3	Kedalaman Pondasi (D)	1 m
4	Kohesi Tanah (C_u)	45 kN/m ²

No.	Properti	Nilai
5	Sudut Geser Tanah (ϕ)	10°
6	Berat Isi Tanah (γ)	17 kN/m ³

Sumber: Prakoso, Widjojo. (April 2010). *Laporan penyelidikan tanah proyek gedung X*.
Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia

3.3.5 Data Kekuatan Struktural Komponen Gedung

Berdasarkan hasil uji *core* yang dilakukan pada beberapa sampel komponen pelat, kolom, dan balok Gedung X, didapatkan kekuatan tekan rata-rata komponen struktur yang kemudian diestimasi secara statistik untuk mendapatkan kekuatan tekan rata-rata seluruh populasi komponen pelat, kolom, dan balok Gedung X sebagai berikut.

Tabel 3.4 Kuat Tekan Komponen Struktur Gedung X

No.	Komponen Struktur	Rata-rata Core f_c' (MPa)
1.	Pelat	22,5
2.	Kolom	22,5
3.	Balok	22,5

Sumber: Telah diolah kembali dari Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil pengujian kekuatan terhadap core beton proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia

Berdasarkan hasil uji brinell yang dilakukan pada komponen pelat, kolom, dan balok Gedung X, didapatkan nilai kekuatan tarik rata-rata baja tulangan yang ada di dalamnya sebagai berikut.

Tabel 3.5 Properti Baja Tulangan Komponen Struktur Gedung X

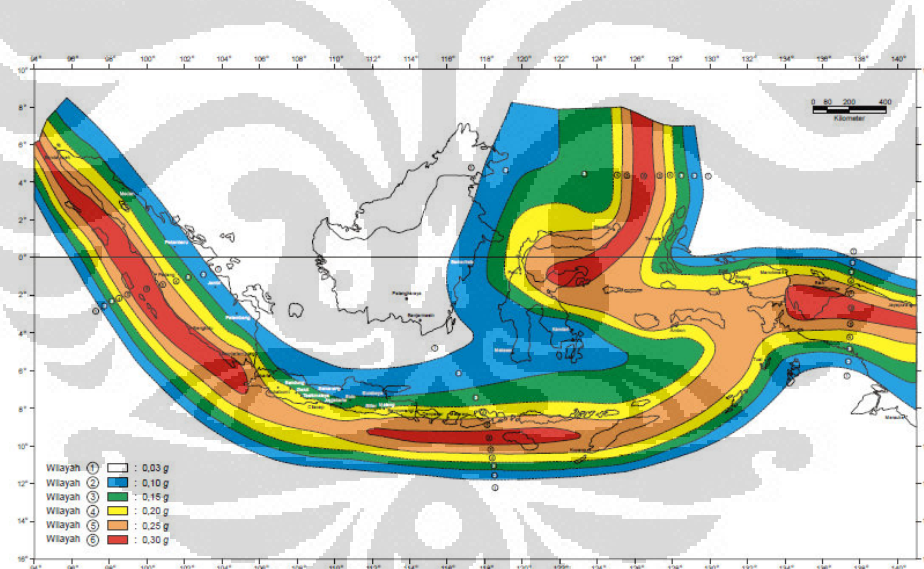
No.	Jenis	Diameter	f_y (MPa)
	Balok:		
1.	Baja Tulangan Longitudinal	ϕ -22	300
2.	Baja Tulangan Geser	ϕ -10	240
	Kolom:		
1.	Baja Tulangan Longitudinal	ϕ -22	300

No.	Jenis	Diameter	f_y (MPa)
2.	Baja Tulangan Geser	ϕ -10	240
	Pelat:		
1.	Baja Tulangan Longitudinal	ϕ -10	240

Sumber: Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil uji brinell proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia

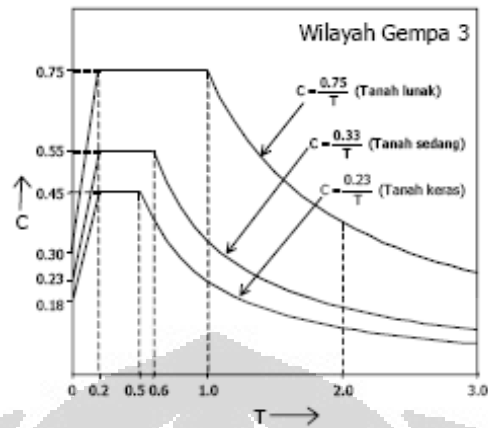
3.3.6 Wilayah Kegempaan

Gedung X berada di Jakarta, yaitu pada Wilayah Gempa 3 yang memiliki percepatan puncak batuan dasar sebesar 0,15g sesuai dengan Peta Wilayah Gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002 dan berdiri di atas tanah lunak dengan percepatan muka tanah sebesar 0,3g sehingga analisis struktur ini akan menggunakan spektrum respons gempa rencana seperti ditunjukkan dalam gambar di bawah ini.



Gambar 3.2 Peta Wilayah Kegempaan Indonesia sesuai SNI 03-1726-2002 dengan Periode Ulang 500 Tahun

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional



Gambar 3.3 Spektrum Respon Wilayah Gempa 3

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

3.3.7 Tingkat Kinerja Bangunan (*Level of Performance*)

Berdasarkan FEMA 310, terdapat dua jenis tingkat kinerja (*level of performance*) bangunan yang harus dipilih oleh perancang bangunan dalam mengevaluasi ketahanan gempa bangunan tersebut, yaitu *Life Safety* dan *Immediate Occupancy*. *Life Safety* (LS) adalah *level of performance* bangunan jika diestimasikan bahwa setelah bangunan tersebut dikenai beban gempa nominal akibat gempa rencana, bangunan dapat mengalami kerusakan komponen struktural namun masih terdapat batasan terhadap keruntuhan parsial maupun total sesuai dengan kriteria penerimaan yang terdapat dalam peraturan. *Immediate Occupancy* (IO) adalah *level of performance* bangunan jika diestimasikan bahwa setelah bangunan tersebut dikenai beban gempa, bangunan tersebut masih aman untuk segera ditempati dan tetap mempertahankan kekuatan dan kekakuan struktur bangunan seperti sebelum gempa terjadi sesuai dengan kriteria penerimaan dalam yang terdapat dalam peraturan. Dalam penelitian ini, Gedung X diasumsikan memiliki tingkat kinerja *Life Safety* karena gedung ini hanya berfungsi sebagai gedung perkantoran yang tidak membutuhkan penempatan segera setelah bencana gempa bumi terjadi.

3.4 Peraturan dan Ketentuan yang Digunakan

Evaluasi pemeriksaan kekuatan dan perbaikan struktur bangunan Gedung X terhadap pembebanan gempa maupun gravitasi yang direncanakan berdasarkan atas peraturan dan pedoman sebagai berikut.

- a. FEMA 310, *A Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard*.
- b. FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- c. FEMA 547, *Techniques for the Seismic Rehabilitation of the Seismic Buildings*.
- d. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Bangunan Gedung, SKBI-1.3.53.1987/UDC:624.042, Departemen Pekerjaan Umum.
- e. Standar Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002, Badan Standarisasi Nasional.
- f. Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2002, Badan Standarisasi Nasional.

3.5 Perencanaan Pembebanan dan Kriteria Penerimaan

Perencanaan pembebanan sebagai masukan (*input*) dalam analisis struktur ketika evaluasi dilaksanakan terdiri dari beban vertikal (gravitasi) dan beban lateral (angin dan gempa). Namun demikian, pembebanan akibat angin dapat diabaikan karena beban gempa umumnya lebih dominan untuk bangunan dengan struktur beton bertulang.

3.5.1 Beban Gempa Nominal

Berdasarkan konfigurasi bangunan, diketahui bahwa bangunan ini termasuk ke dalam kategori bangunan beraturan sehingga analisis untuk mendapatkan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 dapat dilakukan dengan analisis statik ekuivalen, namun demikian hasil yang lebih akurat akan didapatkan dari analisis dinamis sehingga analisis yang akan dilakukan adalah analisis linear dinamis ragam spektrum respons. Dalam menghitung beban gempa nominal (gaya geser dasar) Gedung X menggunakan

metode dinamis ragam spektrum respons perlu diperhatikan ketentuan-ketentuan berikut.

a. Faktor Keutamaan (I)

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 untuk berbagai kategori gedung dan bangunan yang telah ditampilkan pada Bab 2 Dasar Teori, gedung X dikategorikan sebagai gedung umum untuk perkantoran sehingga faktor keutamaan $I = I_1 \times I_2 = 1,0$. Namun demikian, dalam tabel tersebut disebutkan bahwa untuk semua struktur bangunan gedung yang izin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya SNI 03-1726-2002 seperti Gedung X, faktor keutamaannya dapat dikalikan 80%. Sehingga faktor keutamaan Gedung X diambil sebesar 0,8(1,0).

b. 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 tersebut, namun karena pada saat pembangunan gedung ini belum ada peraturan pendetailan untuk perencanaan ketahanan gempa maka sistem struktur Gedung X diasumsikan sebagai sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) dengan faktor reduksi gempa $(R) = 3,5$.

c. Kekakuan Struktur

Untuk memperhitungkan respon non-linier struktur beton bertulang dalam keadaan batas tepat sebelum runtuh (*ultimate limit states*), digunakan penampang retak (*cracked*) dalam analisis struktur. Mengacu pada Standar Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2002, maka untuk portal beton bertulang terbuka kekakuan direduksi dengan faktor reduksi sebagai berikut :

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

Keterangan : I_g adalah inersia penampang *gross*

d. Periode Alami Fundamental

Periode alami fundamental akan diperhitungkan berdasarkan analisis getar bebas tiga dimensi dengan bantuan program ETABS v9.6.0 yang dihitung berdasarkan persamaan nilai eigen yang telah dijelaskan sebelumnya pada Bab 2 Dasar Teori. Periode alami fundamental pada masing-masing arah akan ditentukan melalui besarnya partisipasi massa yang bergerak secara dominan pada waktu getar pertama tersebut.

3.5.2 Beban Gravitasi

a. Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

Beban mati tambahan 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 3.6 Beban Mati Tambahan Rencana Gedung X

Lokasi	Komponen	Volume	Berat (kg/m ²)
Lantai	Keramik	24 kg/m ² x 1	24
	Spesi	21 kg/m ² x 4	84
	<i>Ceiling</i>		5
	Penggantung		7
	<i>Ducting</i>		20
TOTAL			150
Tangga	Keramik	24 kg/m ² x 1,5	36
	Spesi	21 kg/m ² x 3	64
TOTAL			100
Atap	TOTAL		30

Sumber: Telah diolah kembali dari Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU

Tabel 3.7 Beban Mati Tambahan dari Dinding

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

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

Sumber: Telah diolah kembali dari Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU

b. 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 hidup yang terdapat pada Gedung X adalah sebagai berikut.

Tabel 3.8 Beban Hidup Gedung X

Penggunaan	Beban Hidup (kg/m ²)	Keterangan
Kantor	250	
Ruang Rapat	400	
Ruang Pertemuan	400	
Toilet/ <i>Pantry</i>	250	
Dapur	250	
Bordes, Tangga, Gang	300	

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU

c. 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 3.9 Koefisien Reduksi Beban Hidup

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 Room	1,0	0,9
Dapur	0,6	0,3

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU

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

Tabel 3.10 Koefisien Reduksi Beban Hidup

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: Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU

3.5.3 Kombinasi Pembebanan Rencana

a. Kasus Beban Statis

Dikelompokkan menjadi empat kasus pembebanan:

Tabel 3.11 Kasus Pembebanan Beban Statis sebagai Input Analisis

Kasus Pembebanan	Tipe Pembebanan	Notasi	Faktor Berat Sendiri
DEAD	Beban Mati	DL	1
SDEAD	Beban Mati Tambahan	DL	0
CLADDING	Beban Mati Tambahan	DL	0
LIVE	Beban Hidup Tereduksi	LL	0

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

b. Kasus Beban Dinamis (Eksitasi Gempa)

Dikelompokkan menjadi dua kasus pembebanan:

Tabel 3.12 Kasus Pembebanan Beban Dinamis sebagai Input Analisis

	SPEC 1	SPEC 2
Arah	Sumbu X	Sumbu Y
Rasio Redaman	0,05	0,05
Kombinasi Ragam	CQC (<i>Complete Quadratic Combination</i>)	CQC (<i>Complete Quadratic Combination</i>)
Fungsi Spektrum Respons	Sesuai SNI 03-1726-2002 untuk Wilayah 3 Tanah Lunak	Sesuai SNI 03-1726-2002 untuk Wilayah 3 Tanah Lunak
Faktor Skala	0,8(1,0)x9,81/3,5	0,8(1,0)x9,81/3,5

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Pemeriksaan kekuatan struktur akan dilakukan dengan meninjau kombinasi pembebanan sebagai berikut

Tabel 3.13 Kombinasi Pembebanan sebagai Input Analisis

Kombinasi Beban	DL	LL	SPEC1	SPEC2
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	1,0 x 0,3
4	1,2	1,0	1,0 x 0,3	1,0
5	0,9	0,0	1,0	1,0x0,3
6	0,9	0,0	1,0 x 0,3	1,0

Sumber: Tim Penyusun. (2009). *Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002) dilengkapi penjelasan (S-2002)*. Surabaya: ITS Press

c. Koefisien Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan (ϕ) diterapkan pada kekuatan nominal untuk mendapatkan kekuatan rencana yang dimiliki oleh sebuah elemen beton bertulang. Karena dimensi dan sifat fisik bahan yang diperlukan ditentukan melalui pengukuran dan pengujian seperti yang dilakukan terhadap struktur eksisting Gedung X maka faktor reduksi kekuatan yang berlaku pada Pasal 22 SNI 03-2847-2002 dapat diperbesar tetapi tidak melebihi nilai berikut.

- ϕ = 0,9 untuk lentur tanpa aksial
- ϕ = 0,9 untuk tarik aksial dan tarik aksial dengan lentur
- ϕ = 0,85 untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat
- ϕ = 0,8 untuk aksial, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan sengkang biasa
- ϕ = 0,8 untuk geser dan torsi
- ϕ = 0,65 untuk peninjauan gempa
- ϕ = 0,75 untuk tumpuan beton

Saat melakukan perbaikan struktur eksisting akibat adanya defisiensi yang ditemukan dari hasil evaluasi, perancangan dan pemeriksaan struktur hasil

perbaikan tersebut menggunakan faktor reduksi kekuatan yang sama dengan perancangan bangunan gedung beton bertulang baru yang berlaku pada Pasal 11.3 SNI 03-2847-2002 sebagai berikut.

- ϕ = 0,8 untuk lentur tanpa aksial
- ϕ = 0,8 untuk tarik aksial dan tarik aksial dengan lentur
- ϕ = 0,7 untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat
- ϕ = 0,65 untuk aksial, aksial tekan dan lentur, dengan tulangan sengkang biasa
- ϕ = 0,75 untuk geser dan torsi
- ϕ = 0,55 untuk peninjauan gempa
- ϕ = 0,65 untuk tumpuan beton

3.5.4 Kriteria Penerimaan

Kriteria penerimaan hasil analisis struktur komponen Gedung X dalam proses evaluasi berdasarkan pada ketentuan yang terdapat dalam SNI 03-2847-2002. Seperti yang telah dijelaskan bahwa Gedung X dibangun pada tahun 1965 berdasarkan Peraturan Beton Indonesia (PBI) tahun 1955 dan pada saat itu belum ada peraturan perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung di Indonesia sehingga belum ada peraturan pendetailan untuk perencanaan tahan gempa. Dengan demikian, gedung ini dianggap sebagai sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB). Berikut adalah kriteria penerimaan pemeriksaan kekuatan struktur Gedung X yang dianggap sebagai SRPMB.

Tabel 3.14 Kriteria Penerimaan SRPMB

Jenis pemeriksaan	Persyaratan
Desain lentur balok	Kombinasi NLD = 6 $\rho \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y}$; $\rho \geq \frac{1,4}{f_y}$
Momen balok minimum	Tidak ada syarat
Desain geser balok	Kombinasi NLD = 6
Strength Ratio	Kombinasi NLD = 6

Jenis pemeriksaan	Persyaratan
Column Check	$\frac{P}{P_{\max}} + \frac{M}{M_{\max}} < 1$
Column Check (syarat)	Kombinasi NLD = 18 $1\% < \rho < 8\%$
Column Shear	Kombinasi NLD = 6
Design Joint	Tidak ada syarat
Beam/Column Capacity Ratio	Tidak ada syarat

Sumber: Telah diolah kembali dari Tim Penyusun. (2009). *Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002) dilengkapi penjelasan (S-2002)*. Surabaya: ITS Press

3.6 Metodologi Evaluasi Gedung X sesuai Kerangka FEMA 310

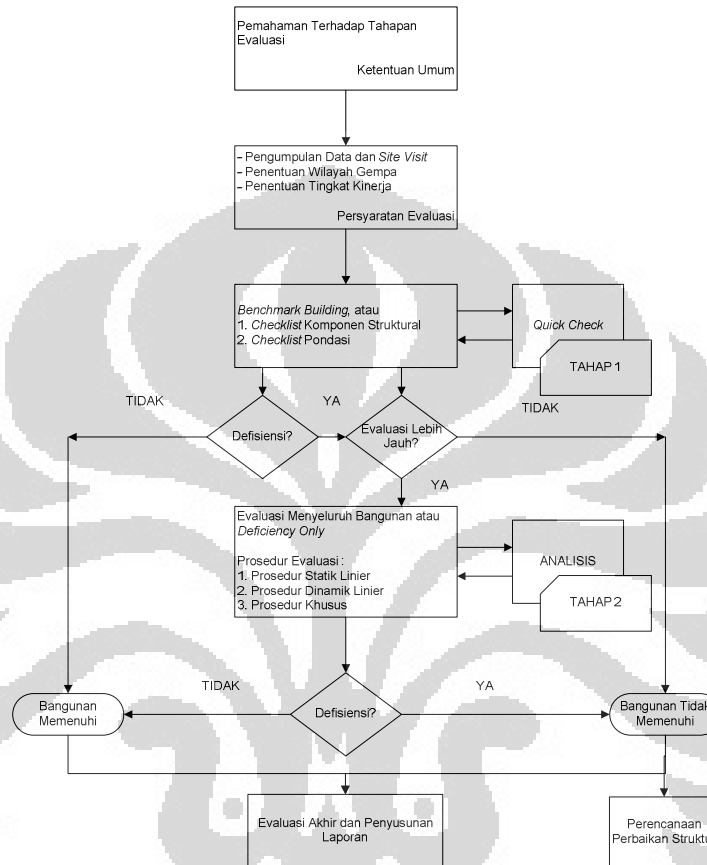
Setelah persyaratan untuk melakukan evaluasi sesuai kerangka FEMA 310 berdasarkan SNI 03-1726-2002 terpenuhi, evaluasi dapat dijalankan sesuai dengan kerangka yang telah dijelaskan pada Subbab 2.7 Kerangka Evaluasi Ketahanan Gempa Bangunan Eksisting, yaitu proses evaluasi yang terdiri dari tiga tahap

- a. fase *screening* (tahap 1),
- b. fase evaluasi (tahap 2), dan
- c. fase evaluasi detail (tahap 3)

Namun demikian, proses evaluasi struktur eksisting Gedung X untuk mengetahui apakah gedung X memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup seperti yang telah dipersyaratkan dalam SNI 03-1726-2002 langsung dilakukan pada fase evaluasi tahap dua karena evaluasi tahap 1 (fase *screening*) hanya perlu dilakukan pada struktur yang baru saja terkena gempa untuk mengetahui apakah komponen maupun sambungan pada struktur tersebut memenuhi (*comply*) atau tidak memenuhi (*non-comply*) terhadap pernyataan yang diberikan sesuai dengan form evaluasi yang digunakan.

Evaluasi tahap 3 juga tidak dilakukan karena evaluasi ini hanya dibatasi pada analisis linear (evaluasi tahap 2), sedangkan evaluasi tahap 3 dilakukan secara non-linear. Hal tersebut diperbolehkan karena evaluasi ini dilakukan untuk membandingkan kondisi eksisting dengan ketentuan/standar evaluasi bangunan

eksisting (*prescriptive standard*) bukan berdasarkan *Performance Based Evaluation* seperti yang telah dipaparkan pada Subbab 3.2 Penetapan Tujuan Evaluasi.



Gambar 3.4 Bagan Evaluasi Gedung X sesuai Kerangka FEMA 310

Sumber: Telah diolah kembali dari Federal Emergency Management Agency. 1998. *FEMA-310 Handbook for The Seismic Evaluations of Building*

3.7 Penetapan Tujuan Perbaikan Gedung X

Sebelum metode perbaikan struktur Gedung X dipilih, terlebih dahulu harus ditetapkan tujuan diadakannya perbaikan tersebut. Menurut FEMA 356, Tujuan perbaikan suatu struktur eksisting terdiri dari *basic*, *enhanced*, dan *limited objective*. Pemilihan tujuan perbaikan ini berdasarkan pemilihan target tingkat kinerja bangunan yang didefinisikan dalam Bab 1.5 FEMA 356 dan pemilihan tingkat bahaya gempa yang didefinisikan dalam Bab 1.6 FEMA 356.

Menurut Bab 1.5 FEMA 365, tingkat kinerja bangunan yang diinginkan setelah diperbaiki terdiri dari *Operational Performance Level*, *Immediate Occupancy Performance Level*, *Life Safety Performance Level*, dan *Collapse Prevention Performance Level*. Sedangkan tingkat bahaya gempa adalah peluang dilampauinya suatu beban gempa dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun. Menurut Pasal 3.1.2.1 SNI 03-1726-2002 tentang beban gempa nominal secara umum, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama dalam struktur gedung yang kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 . Gempa Rencana itu sendiri didefinisikan sebagai gempa yang menyebabkan terjadinya beban gempa nominal tersebut dengan peluang dilampauinya dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% sehingga gempa rencana ini memiliki periode ulang 500 tahun.

Sesuai dengan Subbab 3.1.7, tingkat kinerja gedung yang diinginkan sebelum maupun setelah diperbaiki adalah *Life Safety Performance Level*. Sehingga berdasarkan matriks penetapan tujuan perbaikan gedung sesuai FEMA 356 dengan tingkat bahaya gempa yang probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun dan tingkat kinerja *Life Safety*, tujuan perbaikan Gedung X adalah cukup dengan *limited objective* (tujuan terbatas). Perbaikan dengan tujuan terbatas ini adalah perbaikan yang menyediakan kinerja bangunan di bawah kinerja yang ditetapkan untuk *Basic Safety Objective* dan harus dicapai menggunakan perbaikan yang dikurangi (*reduced rehabilitation*) atau perbaikan parsial yang menjamin beberapa hal, yaitu

- a. Usaha perbaikan tidak menghasilkan pengurangan tingkat kinerja bangunan eksisting
- b. Usaha perbaikan tidak menciptakan ketidakberaturan baru atau memperparah ketidakberaturan yang sudah ada
- c. Usaha rehabilitasi tidak menghasilkan peningkatan gaya gempa pada komponen manapun yang mengalami defisiensi dalam kapasitas menahan gaya gempa tersebut
- d. Seluruh elemen baru atau elemen yang diperbaiki harus didetailkan dan disambung ke struktur eksisting sesuai dengan standar

		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 = any of a, e, i, h, f, j, or n = Enhanced Objectives
 - o or p alone or in a pair = Limited Objective
 - k alone or p alone = Limited Objectives

Gambar 3.5 Pemilihan Tujuan Perbaikan Berdasarkan Tingkat Kinerja yang Diinginkan dan Tingkat Bahaya Kegempaan

Sumber: Telah diolah kembali dari Federal Emergency Management Agency, 2000. *FEMA-356 Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*

Perbaikan Gedung X dengan tujuan terbatas ini akan menggunakan perbaikan yang dikurangi, yaitu perbaikan yang dilakukan pada seluruh sistem struktur bangunan, tetapi menggunakan tingkat bahaya gempa atau tingkat kinerja bangunan yang lebih rendah daripada *Basic Safety Objective*. Tujuan perbaikan gedung secara terbatas menggunakan perbaikan yang dikurangi dapat dicapai dengan prosedur metode perbaikan yang disimplifikasi sesuai dengan yang tertera pada Bab 10 FEMA 356. Prosedur Metode perbaikan yang disimplifikasi ini akan diuraikan pada Subbab 3.10 Metodologi Pemilihan Metode Perbaikan.

3.8 Defisiensi Umum pada Gedung Beton Bertulang Portal Terbuka

Sebelum melakukan perbaikan terhadap suatu bangunan eksisting berdasarkan defisiensi yang ditemukan dari hasil evaluasi. Perlu diketahui defisiensi yang umum terjadi pada jenis bangunan eksisting yang dievaluasi tersebut. Gedung X yang merupakan gedung jenis *concrete moment frames* (C1) menurut FEMA 547 memiliki defisiensi yang umum ditemukan antara lain

a. Detail Komponen

Defisiensi utama bangunan jenis ini, terutama bangunan yang dibangun sebelum SNI 03-2847-2002 diterbitkan, adalah ketidakcukupan detail komponen. Persyaratan saat ini untuk portal yang daktail mencakup perancangan kapasitas untuk meyakinkan pelelehan lentur pada kolom maupun balok sehingga bangunan jenis ini yang dibangun beberapa puluh tahun yang lalu cenderung memiliki daktilitas yang tidak cukup.

b. Kekuatan Global

Meskipun kekurangan daktilitas komponen merupakan defisiensi utama pada bangunan jenis ini, namun kekurangan pada kekuatan nominal komponen dapat berkontribusi terhadap kinerja bangunan. Hal ini biasa terjadi pada bangunan gedung tua karena kurang lengkapnya persyaratan perancangan ketahanan gempa atau perancangan sesuai standar lama dengan persyaratan kekuatan yang kurang.

c. Kekakuan Global

Kekurangan pada kekakuan struktur secara global menyebabkan kegagalan berupa nilai drift yang berlebihan pada komponen yang tidak didetail dengan baik.

d. Konfigurasi

Permasalahan konfigurasi yang paling umum terjadi pada bangunan jenis ini adalah permasalahan konfigurasi secara vertikal berupa *soft story* maupun *weak story* yang terjadi akibat tinggi antar lantai yang tidak sama terutama lantai dasar.

e. Diafragma

Defisiensi paling umum pada diafragma gedung ini adalah kurangnya elemen kolektor yang cukup untuk menyalurkan beban gempa ke sistem penahan beban lateral kemudian diteruskan ke tanah.

Dengan mengetahui defisiensi yang umum bagi bangunan jenis ini, dapat ditentukan teknologi perbaikan yang tepat terhadap defisiensi yang terjadi.

3.9 Teknologi Perbaikan

Berikut adalah teknologi perbaikan yang dapat dipilih sesuai dengan defisiensi yang ditemukan.



Tabel 3.15 Defisiensi Seismik dan Teknik Rehabilitasi yang Potensial untuk Bangunan Gedung X

Defisiensi		Teknik Rehabilitasi					Penghilangan Komponen yang Dipilih
Kategori	Bentuk	Penambahan Elemen Baru	Peningkatan Elemen Eksisting	Menambah Sambungan Antar Elemen	Pengurangan <i>Demand</i>		
Kekuatan Global	Ketidakcukupan jumlah rangka atau rangka lemah	- Dinding geser beton atau bata <i>Bracing</i> baja - Rangka beton atau baja pemikul momen - Rangka baja pemikul momen	- Peningkatan ukuran balok atau kolom - Pelapisan serat komposit pada kolom	-	- Pengurangan jumlah lantai - Isolasi seismik - <i>Damping</i> atau peredam tambahan		
Kekakuan Global	Ketidakcukupan jumlah rangka atau rangka dengan kekakuan yang tidak memadai	- Dinding geser beton atau bata <i>Bracing</i> baja - Rangka beton atau baja pemikul momen	- Peningkatan ukuran balok atau kolom - Penyelubungan kolom dengan beton atau baja - Pendetailan seluruh elemen untuk memenuhi geser	-	<i>Damping</i> atau peredam tambahan	Penghilangan komponen yang menghasilkan kolom pendek	
Konfigurasi	<i>Soft story</i> atau tingkat	Penambahan kekuatan					

Defisiensi		Teknik Rehabilitasi				Penghilangan Komponen yang Dipilih
Kategori	Bentuk	Penambahan Elemen Baru	Peningkatan Elemen Eksisting	Menambah Sambungan Antar Elemen	Pengurangan <i>Demand</i>	
	lunak	atau kekakuan pada tingkat 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"> - Melepas <i>incidental walls</i> - Mengganti <i>incidental walls</i> dengan dinding elemen lateral 			Penghilangan <i>incidental walls</i>
Pendetailan	Kurangnya pendetailan		Pemilihan peningkatan		Isolasi seismik	

Defisiensi		Teknik Rehabilitasi				Penghilangan Komponen yang Dipilih
Kategori	Bentuk	Penambahan Elemen Baru	Peningkatan Elemen Eksisting	Menambah Sambungan Antar Elemen	Pengurangan <i>Demand</i>	
Komponen	daktuil (umum)		pada <i>joint</i>			
	Kurangnya pendetailan daktuil (kolom-kuat dengan balok-lemah)		Penyelubungan kolom			
	Kurangnya pendetailan daktuil (kekuatan geser pada kolom atau balok tidak memadai)		- Pelapisan serat komposit - Penyelubungan dengan beton atau baja			
	Kurangnya pendetailan daktuil (kolom-kuat dengan balok-lemah)		- Pelapisan serat komposit - Penyelubungan dengan beton atau baja			

Sumber: Telah diolah kembali dari Federal Emergency Management Agency, 2006. *FEMA-547 Techniques for The Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*

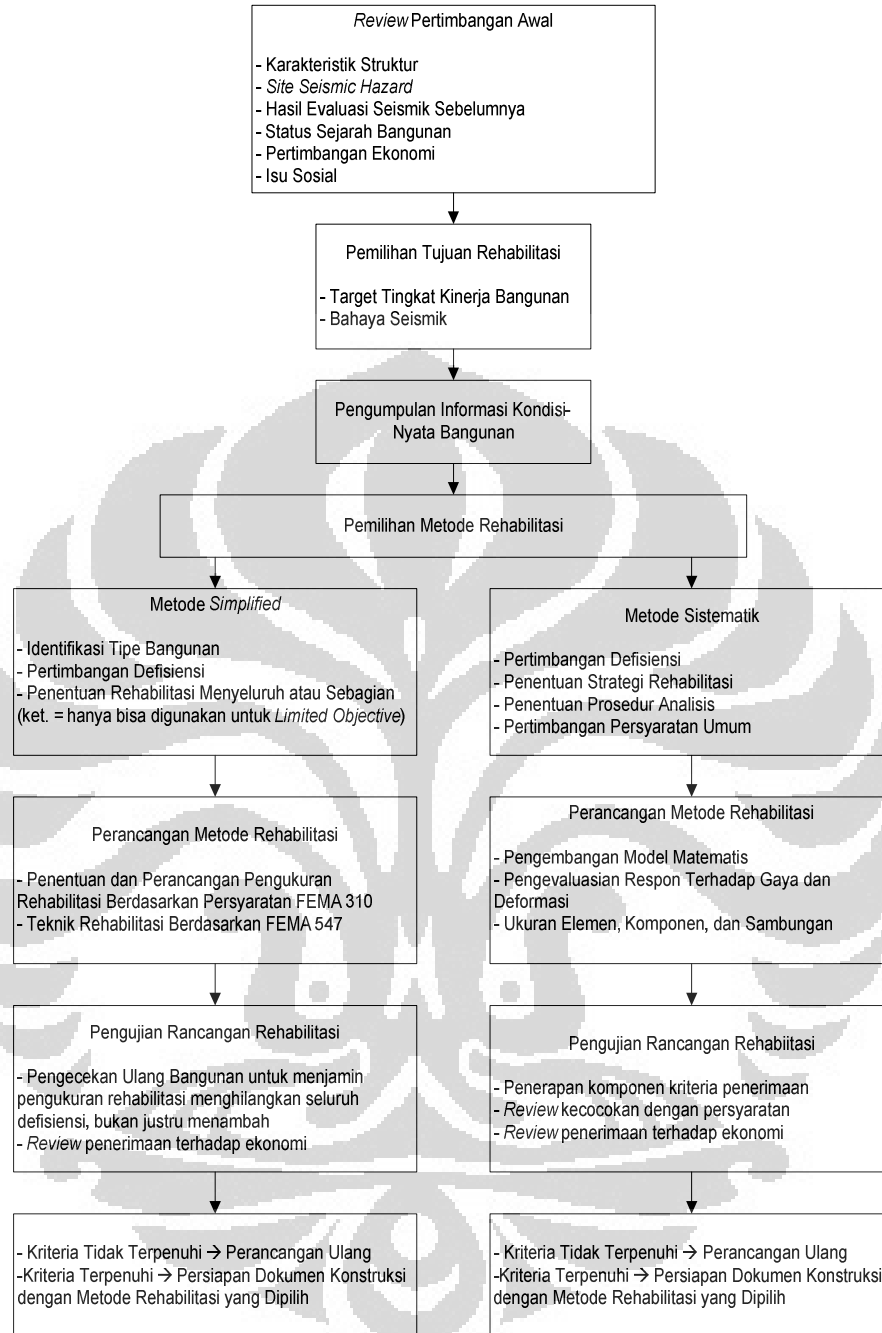
3.10 Metodologi Pemilihan Metode Perbaikan Gedung X sesuai Kerangka FEMA 356

Setelah tujuan perbaikan ditetapkan dan hasil evaluasi bangunan eksisting selesai dilakukan sehingga ditemukan defisiensi yang mengurangi tingkat kinerja bangunan eksisting, dilakukan pemilihan metode perbaikan. Berdasarkan tujuan perbaikan bangunan Gedung X, yaitu *limited objective*, metode perbaikan yang dapat dipilih adalah metode perbaikan yang disimplifikasi (*simplified method*).

Metode perbaikan yang disimplifikasi dapat dijalankan dengan prosedur sebagai berikut

- a. Usaha perbaikan harus dikembangkan sesuai dengan Bab 10.3 FEMA 356 atau pilihan usaha perbaikan untuk mengatasi defisiensi pada bangunan beton bertulang portal terbuka sesuai FEMA 547
- b. Perancangan Perbaikan sesuai teknik yang terdapat pada usaha perbaikan yang dipilih dikembangkan
- c. Evaluasi sesuai evaluasi tahap dua kerangka evaluasi bangunan eksisting FEMA 310 dijalankan pada bangunan yang telah diperbaiki
- d. Pemeriksaan hasil evaluasi pada gedung yang telah diperbaiki untuk mengetahui apakah perbaikan menggunakan teknologi tersebut telah menghilangkan defisiensi yang ditemukan dari evaluasi tanpa menimbulkan defisiensi baru.

Berikut adalah kerangka lengkap metodologi pelaksanaan perbaikan pada bangunan eksisting yang telah dievaluasi dan ditentukan defisiensinya.



Gambar 3.6 Bagan Proses Pemilihan Metode Perbaikan Struktur akibat Defisiensi Hasil Evaluasi FEMA 310 sesuai dengan FEMA 356

Sumber: Telah diolah kembali dari Federal Emergency Management Agency. 2000. *FEMA-356 Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*

BAB 4

EVALUASI DAN PERBAIKAN STRUKTUR GEDUNG X

4.1 Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X

4.1.1 Pemodelan Struktur

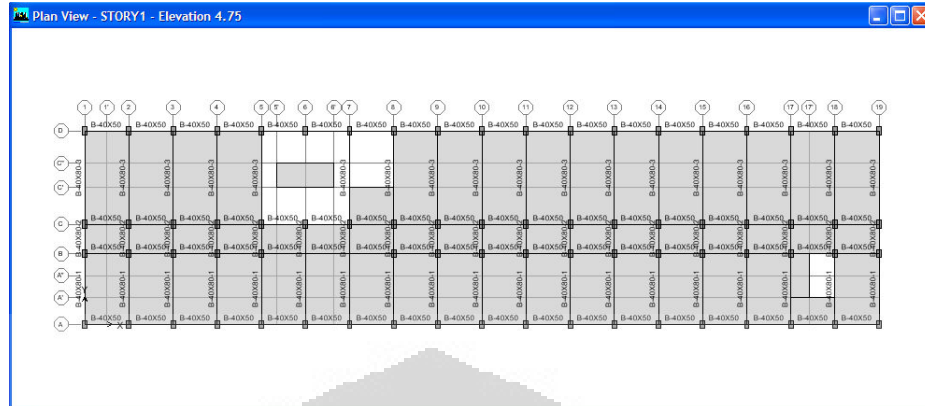
Struktur eksisting Gedung X akan dievaluasi sesuai dengan kerangka fase evaluasi (tahap 2) yang diberikan dalam FEMA 310 untuk memenuhi SNI 03-1726-2002. Proses evaluasi ini akan dibantu dengan program komputer ETABS v9.6.0. Dalam melaksanakan evaluasi tersebut, hal pertama yang perlu dilakukan adalah membuat model struktur gedung tersebut berdasarkan deskripsi umum, deskripsi sistem struktur, jenis bangunan, dan data kekuatan komponen gedung yang telah diuraikan dalam Subbab 3.3 Persyaratan Evaluasi Gedung X.

Prosedur lengkap pemodelan struktur Gedung X ini dapat dilihat secara jelas dalam lampiran. Dalam melakukan pemodelan gedung ini, material, penampang komponen struktur, lantai diafragma, pembebanan, kombinasi pembebanan, dan sumber perhitungan massa bangunan perlu didefinisikan melalui menu yang disediakan. Berikut adalah hasil pemodelan X dalam program ETABS v9.6.0.



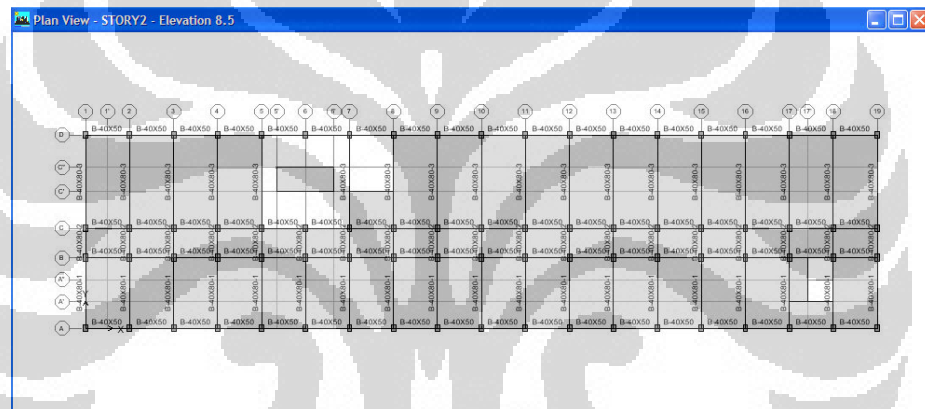
Gambar 4.1 Pemodelan Denah Lantai Dasar (*Base*) yang terdiri dari *Tie Beam*

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



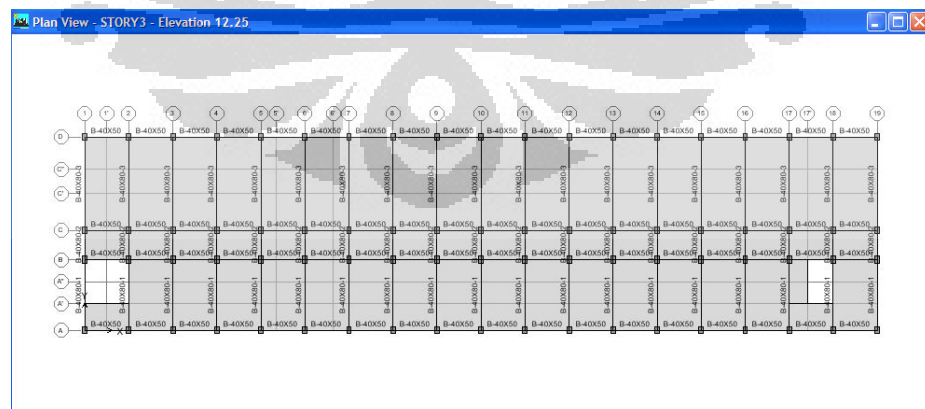
Gambar 4.2 Pemodelan Denah Lantai 1 (STORY 1)

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.3 Pemodelan Denah Lantai 2 (STORY 2)

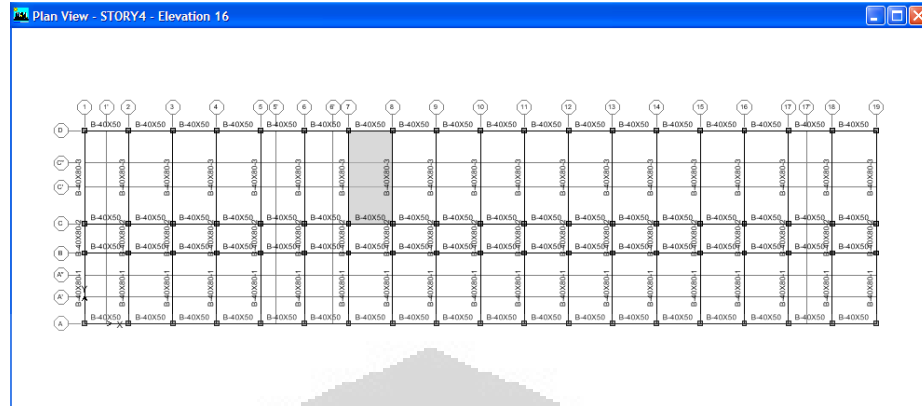
Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.4 Pemodelan Denah Lantai 3 (STORY 3)

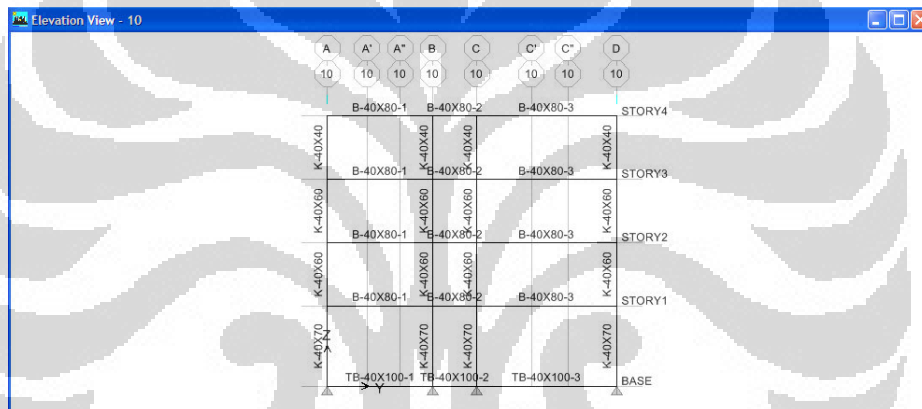
Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Universitas Indonesia



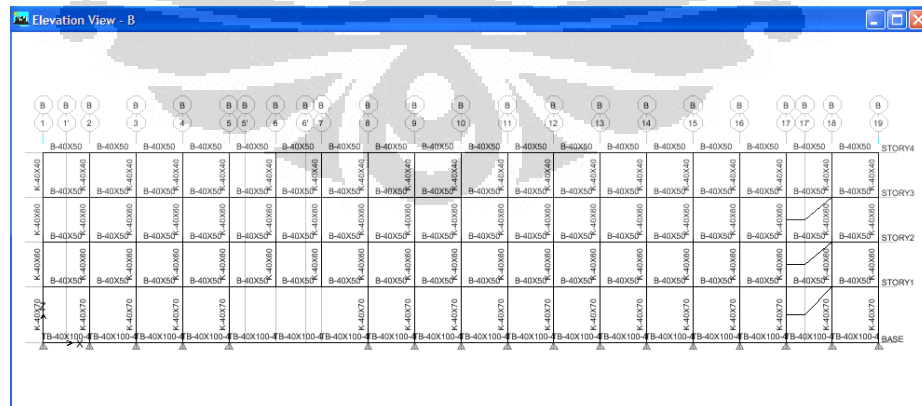
Gambar 4.5 Pemodelan Denah Lantai Atap (STORY 4)

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.6 Pemodelan Potongan Gedung X pada Frame-10

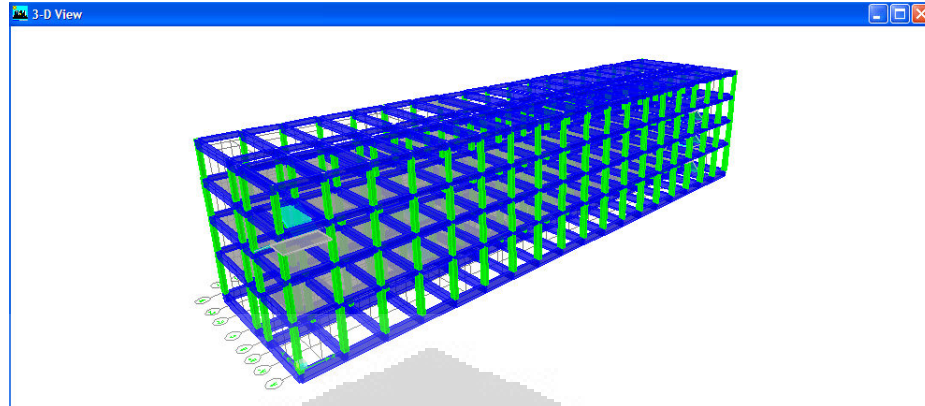
Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.7 Pemodelan Potongan Gedung X pada Frame-B

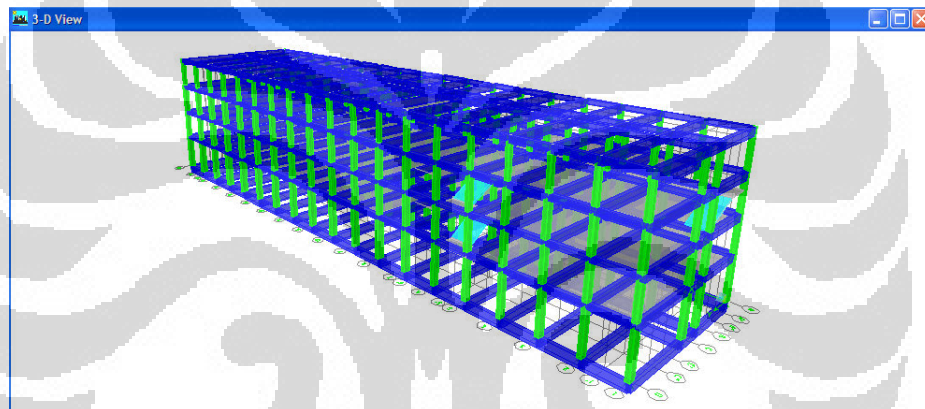
Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Universitas Indonesia



Gambar 4.8 Pemodelan Gedung X secara 3 dimensi dari Arah Depan

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.9 Pemodelan Gedung X secara 3 Dimensi dari Arah Belakang

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

4.1.2 Pembebanan Model Struktur

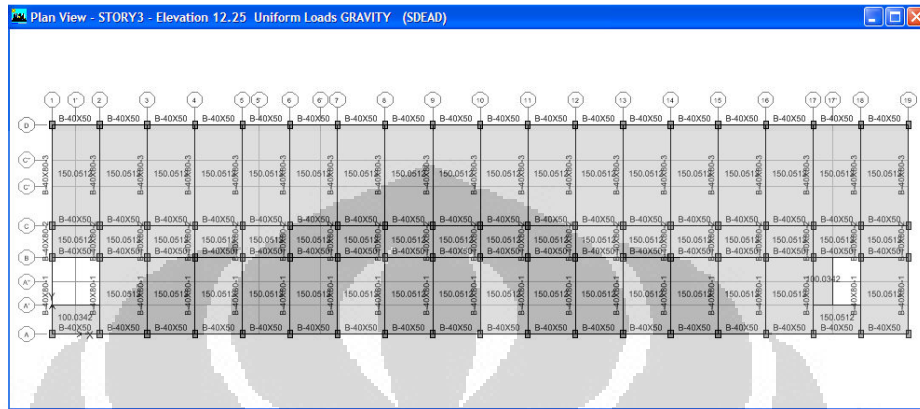
Setelah struktur Gedung X dimodelkan dalam program ETABS v9.6.0, model struktur tersebut dibebani sesuai dengan pembebanan rencana yang telah diuraikan dalam Subbab 3.5 Perencanaan Pembebanan dan Kriteria Penerimaan. Berikut ini adalah beberapa kasus pembebanan struktur Gedung X.

a. Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

- Beban Mati Tambahan pada Lantai

Beban mati tambahan pada lantai, tangga, dan bordes Gedung X sesuai Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987 yang telah didefinisikan pada Subbab

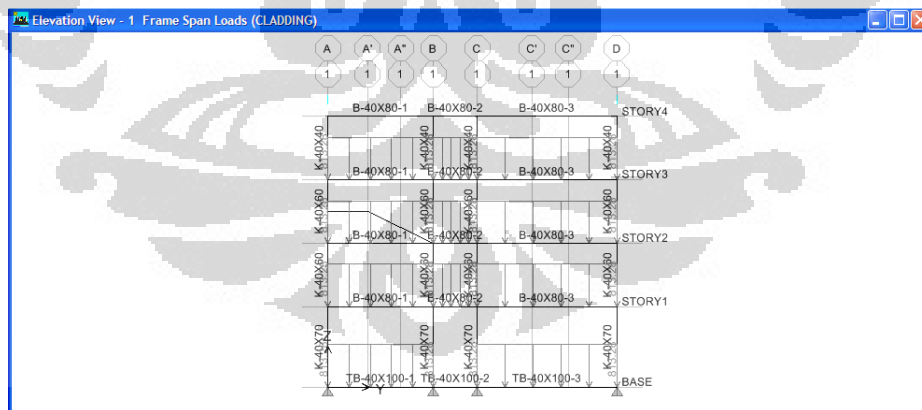
3.5.2 Beban Gravitasi dikenakan pada lantai, tangga, dan bordes model gedung yang telah dibuat dalam program komputer ETABS v9.6.0.



Gambar 4.10 Beban Mati Tambahan pada Lantai 3 (STORY 3) Gedung X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

- Beban Mati Tambahan dari Dinding
Beban mati tambahan akibat dinding yang telah didefinisikan pada Subbab 3.5.2 Beban Gravitasi dikenakan pada balok-balok tempat dinding tersebut membentang.

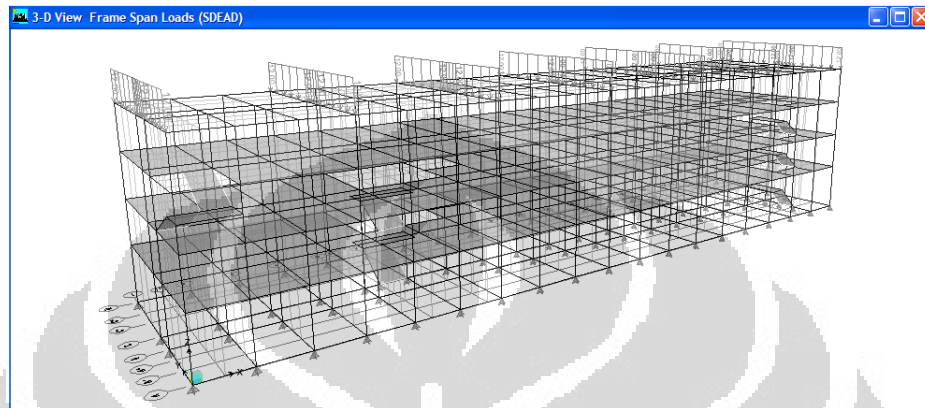


Gambar 4.11 Beban Mati Tambahan dari Dinding pada Balok di Potongan Gedung X pada Frame-1

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

- **Beban Mati Tambahan dari Atap**

Beban mati tambahan akibat atap baja yang telah didefinisikan pada Subbab 3.5.2 Beban Gravitasi dikenakan pada balok-balok tempat atap tersebut membentang.

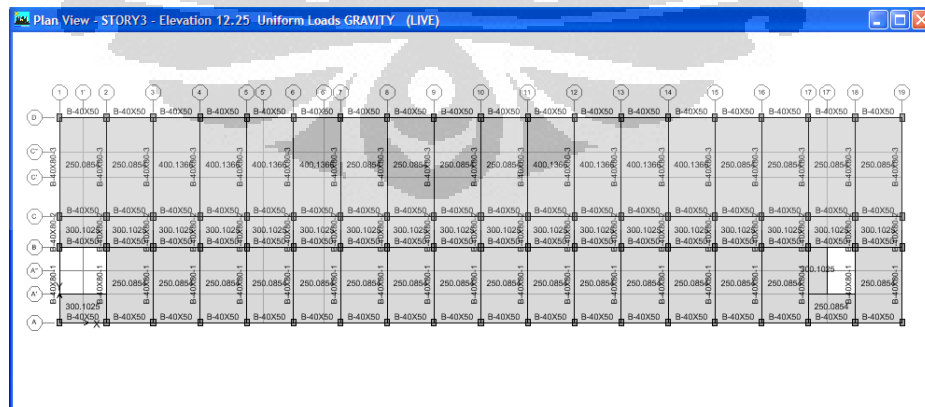


Gambar 4.12 Beban Mati Tambahan dari Atap

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

b. Beban Hidup

Beban hidup pada lantai bangunan sesuai penggunaan fungsi ruangan pada lantai tersebut yang mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987 yang telah didefinisikan pada Subbab 3.5.2 Beban Gravitasi dikenakan pada lantai, tangga, dan bordes model gedung yang telah dibuat dalam program komputer ETABS v9.6.0.



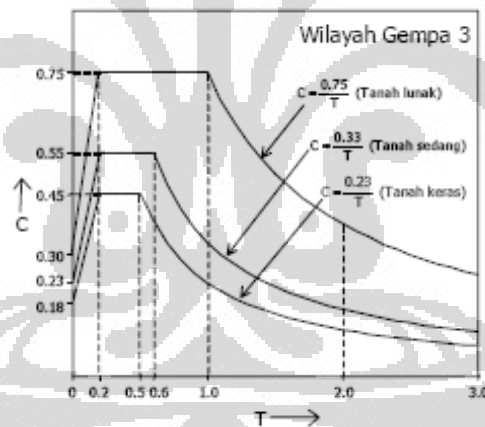
Gambar 4.13 Beban Hidup pada Lantai 3 (STORY 3) Gedung X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Universitas Indonesia

4.1.3 Analisis Struktur

Struktur Gedung X sebenarnya memenuhi persyaratan Pasal 4.2 SNI 03-1726-2002 sebagai struktur gedung beraturan, namun struktur gedung tersebut akan dianalisis secara linear dinamis menggunakan analisis dinamis ragam spektrum respons untuk mendapatkan respon struktur yang lebih tepat. Untuk melakukan analisis ragam spektrum respons, perlu didefinisikan fungsi spektrum respons yang digunakan untuk mendapatkan beban gempa nominal akibat gempa rencana yang bekerja. Seperti yang telah dijelaskan pada Subbab 3.3.6 Wilayah Kegempaan bahwa Gedung X terletak di Jakarta, yaitu pada Wilayah Gempa 3 sesuai dengan Peta Wilayah Gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002 dan berdasarkan Subbab 3.3.4 Data Geoteknik Gedung X, tanah pada lokasi Gedung X termasuk ke dalam kelas tanah lunak maka fungsi spektrum respons yang digunakan adalah fungsi spektrum respons untuk Wilayah 3 Tanah Lunak sesuai dengan SNI 03-1726-2002.



Gambar 4.14 Grafik Fungsi Spektrum Respons untuk Mendapatkan Faktor Respons Gempa sesuai Waktu Getar Alami Fundamental Gedung X

Sumber: Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Dalam melaksanakan analisis dinamis ragam spektrum respons yang merupakan suatu bentuk analisis linear dinamis sesuai dengan Pasal 7.1.3 SNI 03-1726-2002, nilai akhir respons dinamik (gaya geser dasar) struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam

suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 80 % nilai respons ragam yang pertama. Dengan respons ragam yang pertama merupakan gaya geser dasar gedung yang dihitung berdasarkan analisis statik ekuivalen. Dengan demikian, perlu dilakukan analisis statik ekuivalen terlebih dahulu pada masing-masing arah sumbu utama bangunan gedung X.

a. Analisis Statik Ekuivalen Struktur

Seperti yang telah diuraikan di atas, analisis statik ekuivalen Gedung X dilakukan pada masing-masing kedua sumbu utama bangunan untuk mendapatkan nilai gaya geser dasar ragam yang pertama gedung ini (V_1) yang dihitung dengan persamaan

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (4.1)$$

Dengan:

V_1 = gaya geser dasar ragam yang pertama

C_1 = faktor respons gempa yang didapat dari spektrum respons gempa rencana yang digunakan untuk waktu getar alami fundamental gedung T_1

I = faktor keutamaan gedung

R = faktor reduksi gempa

W_t = massa total bangunan termasuk beban hidup yang sesuai

Berdasarkan Subbab 3.5.1 Beban Gempa Nominal Gedung X, ditetapkan bahwa nilai faktor keutamaan gedung (I) Gedung X sebesar 0,8(1,0) dan nilai faktor reduksi beban gempa (R) sebesar 3,5. Waktu getar alami fundamental Gedung X diperoleh dari analisis program ETABS v9.6.0 (analisis getar bebas tiga dimensi) seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 4.1 Periode Natural dan Partisipasi Massa Tiap Ragam Gedung X

Ragam	Periode (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.78995	92.6927	0.0001	92.6927	0.0001	0.0126

Universitas Indonesia

Ragam	Periode (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
2	0.575153	0.0005	64.596	92.6933	64.5961	26.8376
3	0.515929	0.0034	26.5245	92.6966	91.1206	91.2926
4	0.256558	5.8839	0	98.5805	91.1206	91.2983
5	0.191464	0.0001	4.9533	98.5806	96.074	92.4708
6	0.181382	0.0007	1.3234	98.5813	97.3974	97.495
7	0.155587	0.4617	0.048	99.043	97.4454	97.4968
8	0.154588	0.3364	0.0541	99.3794	97.4995	97.5227
9	0.147126	0.0048	0.0006	99.3842	97.5	97.5515
10	0.143127	0.0135	0.0149	99.3978	97.5149	97.5618
11	0.132889	0.0037	0.1644	99.4015	97.6793	97.5618
12	0.129808	0.0028	1.0449	99.4043	98.7242	97.707

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Sehingga didapatkan waktu getar alami fundamental arah X (T_{1x}) sebesar 0,78995 detik dan waktu getar alami fundamental arah Y (T_{1y}) sebesar 0,575153 detik. Kedua nilai waktu getar alami fundamental masing-masing arah sumbu utama bangunan tersebut dijadikan absis fungsi spektrum respons yang digunakan, yaitu Spektrum Respons Wilayah 3 Tanah Lunak pada SNI 03-1726-2002 sehingga diperoleh nilai C_{1x} sebesar 0,75g dan nilai C_{1y} sebesar 0,75g dengan $g = 9,81 \text{ m/detik}^2$.

Massa total bangunan gedung X juga diperoleh dari analisis program ETABS v9.6.0 dengan menggunakan sumber perhitungan massa berdasarkan beban gravitasi yang telah didefinisikan dengan formula

$$W_t = 1,0DL + 0,3LL \quad (4.2)$$

Dengan

W_t = massa total bangunan

DL = berat sendiri komponen struktur + berat mati tambahan pada komponen struktur (SDL) + berat dinding (CLADDING)

LL = beban hidup

Universitas Indonesia

Massa total bangunan diperoleh berdasarkan *Assembled Point Masses* hasil analisis program ETABS v.9.6.0 yang dihitung dari selisih massa total dengan massa *base* (dasar) pada kedua arah sumbu utama bangunan. Dengan demikian diperoleh massa total Gedung X pada arah X (W_{tx}) sebesar 5.138,404 ton dan massa total Gedung X pada arah Y (W_{ty}) sebesar 5.138,404 ton.

Tabel 4.2 Massa Gedung X

STORY	Point	UX (ton)	UY (ton)
STORY4	All	420.7847	420.7847
STORY3	All	1563.163	1563.163
STORY2	All	1569.086	1569.086
STORY1	All	1585.37	1585.37
BASE	All	1013.671	1013.671
Total	All	6152.075	6152.075

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Sehingga gaya geser dasar ragam pertama Gedung X adalah

$$V_{1x} = \frac{C_{1x}I}{R} W_{tx} = \frac{(0,75,9,81,0,8)}{3,5} (5138,404) = 8.641,327 \text{ kN} \quad (4.3)$$

$$V_{1y} = \frac{C_{1y}I}{R} W_{ty} = \frac{(0,75,9,81,0,8)}{3,5} (5138,404) = 8.641,327 \text{ kN} \quad (4.4)$$

b. Analisis Dinamis Ragam Spektrum Respons Struktur

Setelah dilakukan analisis statik ekuivalen untuk memperoleh gaya geser ragam yang pertama pada Gedung X, dilakukan analisis dinamis ragam spektrum respons untuk memperoleh respons struktur terhadap pembebanan gempa nominal akibat gempa rencana. Untuk melakukan analisis ragam spektrum respons pada program ETABS v9.6.0 perlu didefinisikan terlebih dahulu eksitasi gempa (percepatan tanah) yang bekerja pada kedua arah sumbu utama bangunan. Eksitasi gempa pada masing-masing arah diperoleh

Universitas Indonesia

dari fungsi Spektrum Respons Wilayah 3 Tanah Lunak yang nilai ordinatnya dikalikan dengan faktor skala gI/R dengan $g = 9,81 \text{ m/detik}^2$, $I = 0,8(1,0)$, dan $R = 3,5$. Penjumlahan respons ragam yang ditinjau dalam analisis ini menggunakan kombinasi CQC (*Complete Quadratic Combination*) pada seluruh ragam yang ditinjau meskipun partisipasi massa 90% telah tercapai pada ragam yang pertama untuk arah X dan ragam yang ketiga pada arah Y.

Dalam mendefinisikan eksitasi gempa pada masing-masing arah perlu juga dihitung suatu eksentrisitas rencana seperti yang telah dijelaskan pada Subbab 2.5.2 Perencanaan Umum Struktur Gedung.

Tabel 4.3 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X

XCCM	YCCM	XCR	YCR
25.344	12.774	25.879	11.475
35.218	8.593	37.336	8.443
35.444	8.347	37.542	8.673
35.624	8.259	37.532	8.735

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Dengan

XCCM = Absis Pusat Massa

YCCM = Ordinat Pusat Massa

XCR = Absis Pusat Kekakuan

YCR = Ordinat Pusat Kekakuan

Tabel 4.4 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X

e_x	e_y	$0.3b_x$	e_{dx}	e_{dx}	$0.3b_y$	e_{dy}	e_{dy}
0.535	-1.299	21.06	4.3125	-2.975	5.13	-1.0935	-2.154
2.118	-0.15	21.06	6.687	-1.392	5.13	0.63	-1.005
2.098	0.326	21.06	6.657	-1.412	5.13	1.344	-0.529
1.908	0.476	21.06	6.372	-1.602	5.13	1.569	-0.379

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Dengan

e_x = eksentrisitas teoritis gempa arah Y = XCR – XCCM

e_y = eksentrisitas teoritis gempa arah X = YCR – YCCM

b_x = lebar bangunan terbesar tegak lurus gempa arah Y = 70,2 m

b_y = lebar bangunan terbesar tegak lurus gempa arah X = 17,1 m

e_{dx} = eksentrisitas rencana gempa arah Y

e_{dy} = eksentrisitas rencana gempa arah X

Karena nilai $0 \leq e_x \leq 0,3b_x$ dan $0 \leq e_y \leq 0,3b_y$ maka digunakan rumus:

$e_{dx} = 1,5e_x + 0,05b_x$ atau $e_{dx} = e_x - 0,05b_x$, pilih yang paling berpengaruh untuk gempa arah Y

$e_{dy} = 1,5e_y + 0,05b_y$ atau $e_{dy} = e_y - 0,05b_y$, pilih yang paling berpengaruh untuk gempa arah X

Setelah analisis menggunakan program ETABS v9.6.0 dijalankan, diperoleh nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons seluruh ragam yang ditinjau pada masing-masing arah sumbu utama bangunan sebesar

Tabel 4.5 Respons Dinamik Gedung X Akibat Eksitasi Gempa Arah X dan Y

Eksitasi Gempa	Ragam	Arah	F1 (kN)	F2 (kN)
SPEC1	1	U1	8034.8	9.33
SPEC1	2	U1	0.05	16.17
SPEC1	3	U1	0.29	-25.91
SPEC1	4	U1	510.03	0.76
SPEC1	5	U1	0.01	-1.96
SPEC1	6	U1	0.06	2.49
SPEC1	7	U1	34.69	-11.18
SPEC1	8	U1	25.19	10.1
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	-3.71
SPEC1	All	All	8054.6	25.49

Eksitasi Gempa	Ragam	Arah	F1 (kN)	F2 (kN)
SPEC2	1	U2	9.33	0.01
SPEC2	2	U2	16.17	5599.32
SPEC2	3	U2	-25.91	2299.2
SPEC2	4	U2	0.76	0
SPEC2	5	U2	-1.96	418.37
SPEC2	6	U2	2.49	108.31
SPEC2	7	U2	-11.18	3.6
SPEC2	8	U2	10.1	4.05
SPEC2	9	U2	0.12	0.04
SPEC2	10	U2	-1.02	1.07
SPEC2	11	U2	1.71	11.38
SPEC2	12	U2	-3.71	71.5
SPEC2	All	All	25.49	6982.42

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Sehingga gaya geser dasar hasil analisis dinamis ragam spektrum respon Gedung X adalah

$$V_x = 8.054,6 \text{ kN}$$

$$V_y = 6.982,42 \text{ kN}$$

Nilai ini kemudian dibandingkan dengan $0,8V_1$ pada masing-masing arah sumbu utama bangunan sesuai dengan Pasal 7.1.3 SNI 03-1726-2002. Apabila nilai respons dinamik lebih kecil daripada $0,8V_1$ maka nilai tersebut perlu dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

$$0,8V_{1x} = 6.913,062 \text{ kN}$$

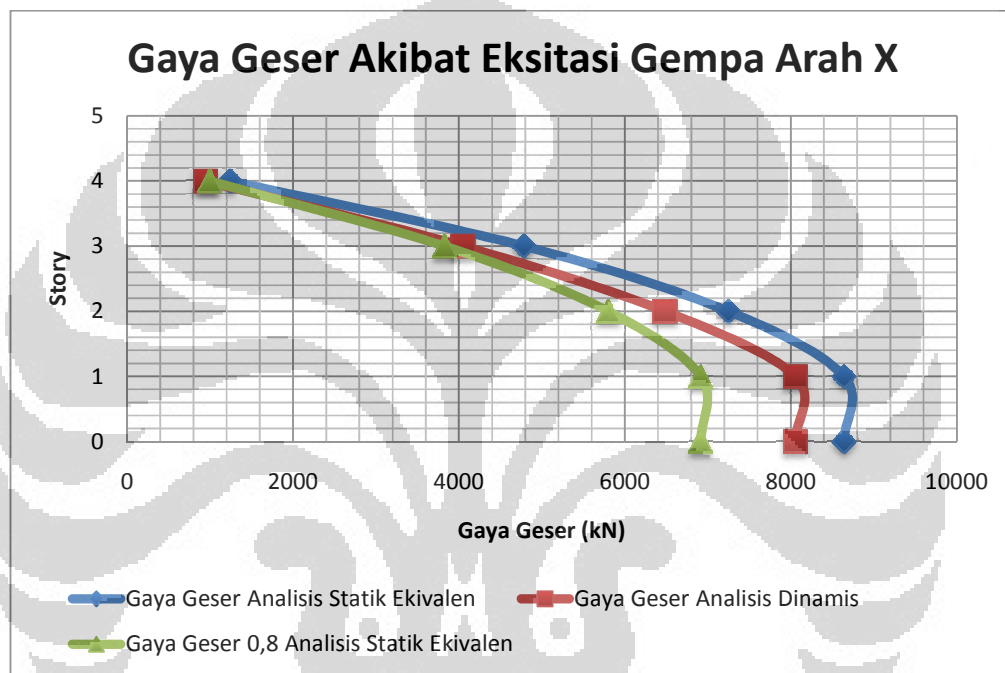
$$0,8V_{1y} = 6.913,062 \text{ kN}$$

Terlihat bahwa baik V_x maupun $V_y > 0,8V_1$ sehingga nilai baik nilai V_x maupun V_y tidak perlu dikalikan suatu faktor skala, yaitu $0,8V_1/V_y$. Sehingga nilai gaya geser dasar yang diperoleh dari analisis dinamis ragam spektrum respons menjadi gaya geser dasar (beban gempa nominal) gedung

X akibat gempa rencana untuk memeriksa kekakuan (drift) dan kekuatan struktur gedung eksisting.

c. Hasil Analisis Struktur

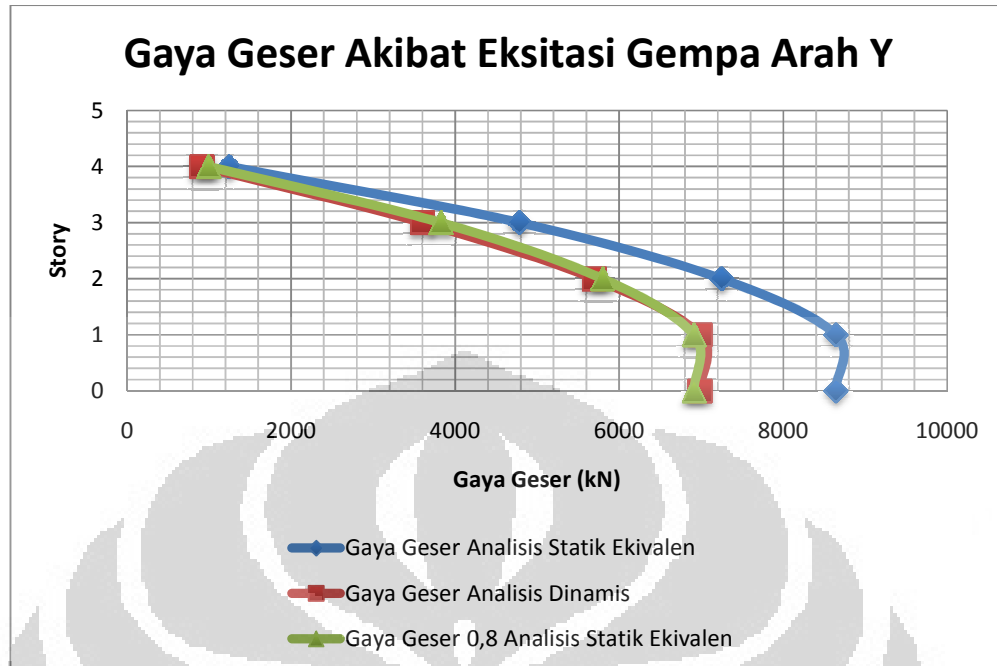
Berikut adalah grafik hasil analisis struktur secara statik ekuivalen dan linear dinamis ragam spektrum respons pada kedua arah sumbu utama bangunan Gedung X.



Gambar 4.15 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Terlihat dari Gambar 4.15 dan 4.16 bahwa nilai gaya geser dasar yang didapatkan melalui analisis dinamis ragam spektrum respons telah lebih besar dari 80% gaya geser dasar analisis statik ekuivalen gedung tersebut. Hal ini juga menunjukkan bahwa pemodelan yang telah dilakukan untuk analisis struktur ini secara dinamis sudah cukup valid.



Gambar 4.16 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat

Eksitasi Gempa Arah Y

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

4.1.4 Pemeriksaan Kekakuan Struktur

Seperti yang diuraikan dalam SNI 03-1726-2002, kinerja struktur gedung dapat dinilai melalui kekakuannya yang dilihat dari drift (simpangan antartingkat akibat pengaruh gempa rencana) baik pada kondisi batas layan maupun kondisi batas ultimate. Berikut adalah perhitungan drift batas layan dan batas ultimate

$$\text{drift}_{\text{layan}} = \frac{0,03}{R} h \leq 30 \text{ mm} \quad (4.5)$$

$$\text{drift}_{\text{layan}} = \frac{0,03}{3,5} (3750) = 32,14 \text{ mm} \quad (4.6)$$

Sehingga digunakan drift batas layan sebesar 30 mm (0,03 m)

$$\text{drift}_{\text{ultimate}} = 0,02h \quad (4.7)$$

untuk lantai 2 – atap

$$\text{drift}_{\text{ultimate}} = 0,02(3,75) = 0,075 \text{ m} \quad (4.8)$$

untuk lantai 1

$$\text{drift}_{\text{ultimate}} = 0,02(4,75) = 0,095 \text{ m} \quad (4.9)$$

Berikut adalah perhitungan pemeriksaan drift pada masing-masing arah sumbu utama bangunan beserta perhitungan kekakuan tiap lantai

Tabel 4.6 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah X

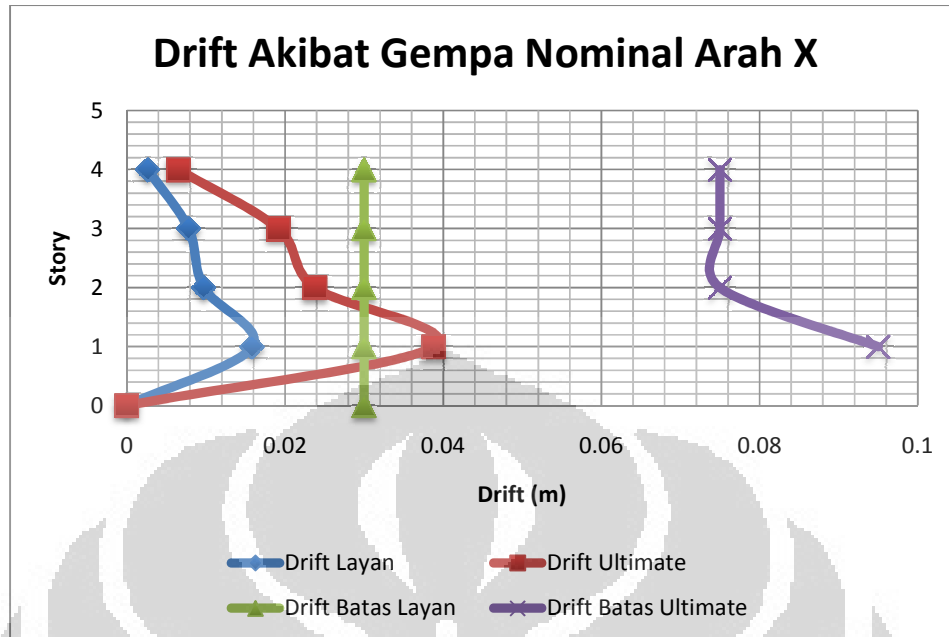
Story	Drift X (m)	Gaya Geser X (kN)	k_x (kN)	batas layan (m)	cek batas layan	Drift X ultimate (m)	batas ultimate (m)	cek batas ultimate
STORY 4	0.002659	944.96	355415.1	0.03	OK	0.006514	0.075	OK
STORY 3	0.007811	4049.03	518358.8	0.03	OK	0.019138	0.075	OK
STORY 2	0.009701	6485.41	668512.8	0.03	OK	0.023768	0.075	OK
STORY 1	0.015841	8054.6	508457.4	0.03	OK	0.038811	0.095	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.7 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah Y

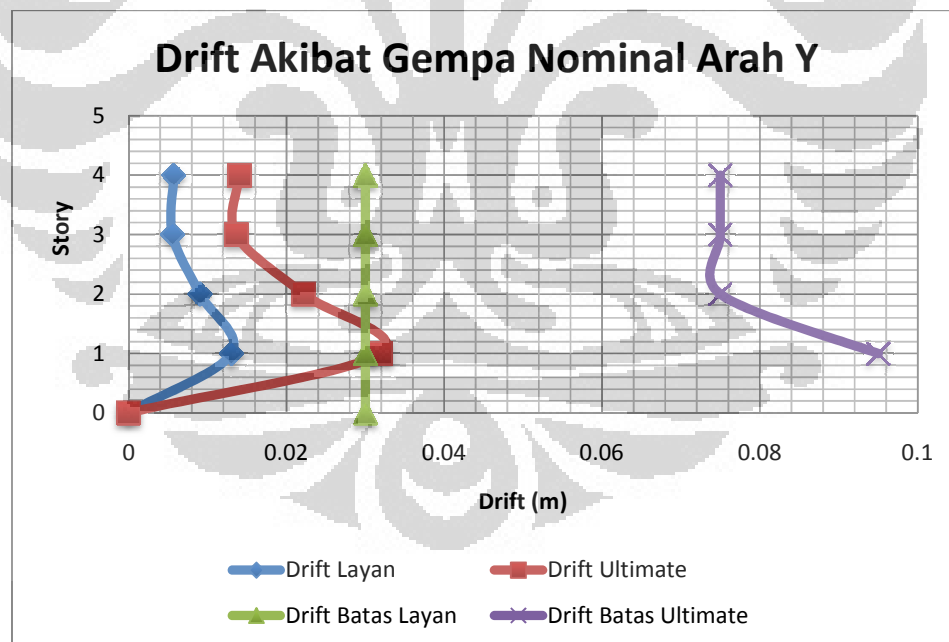
Story	Drift Y (m)	Gaya Geser Y (kN)	k_y (kN)	batas layan (m)	cek batas layan	Drift Y ultimate (m)	batas ultimate (m)	cek batas ultimate
STORY 4	0.005714	914.45	160036.8	0.03	OK	0.013999	0.075	OK
STORY 3	0.005565	3600.72	647029.6	0.03	OK	0.013634	0.075	OK
STORY 2	0.009045	5697.12	629864	0.03	OK	0.02216	0.075	OK
STORY 1	0.013029	6982.42	535903.4	0.03	OK	0.031922	0.095	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti



Gambar 4.17 Perbandingan Drift Akibat Gempa Nominal Arah X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti



Gambar 4.18 Perbandingan Drift Akibat Gempa Arah Y

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Berdasarkan kedua tabel dan grafik di atas, terlihat bahwa struktur eksisting Gedung X masih memiliki kekakuan yang cukup ketika dibebani beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002. Hal tersebut ditunjukkan dengan tidak adanya nilai drift (simpangan antartingkat) baik pada keadaan batas layan maupun ultimate yang melewati batas sesuai ketentuan dalam Pasal 8.1 dan 8.2 SNI 03-1726-2002 yang telah dihitung sebelumnya. Sehingga pemilihan metode perbaikan struktur Gedung X ini nantinya tidak akan didasari oleh defisiensi dalam kekakuan struktur karena tidak ditemukannya defisiensi tersebut.

4.1.5 Pemeriksaan Kekuatan Struktur

Setelah struktur eksisting dianalisis untuk mengetahui beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 dan kekakuan diperiksa melalui pemeriksaan nilai drift akibat gempa nominal pada kedua arah utama bangunan, kekuatan struktur eksisting yang telah direduksi sesuai faktor reduksi kekuatan Pasal 22 SNI 03-2847-2002 untuk evaluasi struktur eksisting akibat enam kombinasi beban yang telah dipaparkan dalam Subbab 3.5.3 Kombinasi Pembebanan Rencana perlu diperiksa dengan parameter seperti di bawah ini dan dibandingkan dengan kriteria penerimaan yang juga telah dipaparkan pada Subbab 3.5.4 Kriteria Penerimaan.

a. Pemeriksaan *Strength Ratio* Kolom

Strength ratio pada kolom diperoleh dari nilai *P-M-M ratio* kolom yang dikeluarkan oleh program ETABS v9.6.0 pada model Gedung X yang telah dianalisis secara linear dinamis dan diperiksa dengan memperhatikan faktor reduksi kekuatan dan kombinasi pembebanan rencana. *P-M-M ratio* ini menunjukkan interaksi hubungan gaya aksial (*P*) dan momen (*M*) yang terjadi pada kolom tersebut pada saat kegagalan terjadi yang ditampilkan dalam suatu persamaan yang disebut persamaan interaksi sebagai berikut.

$$\frac{P}{P_{\max}} + \frac{M}{M_{\max}} = 1 \quad (4.10)$$

Dengan

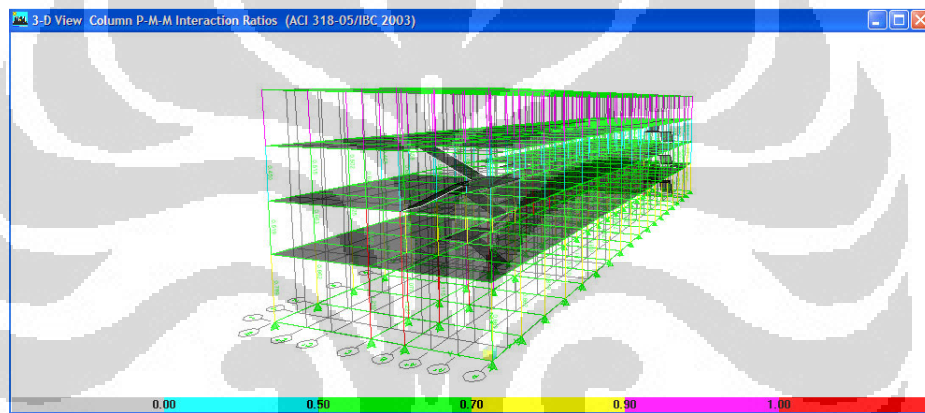
P = Gaya aksial yang terjadi

M = Momen lentur yang terjadi

P_{\max} = gaya aksial maksimum yang mampu ditahan kolom

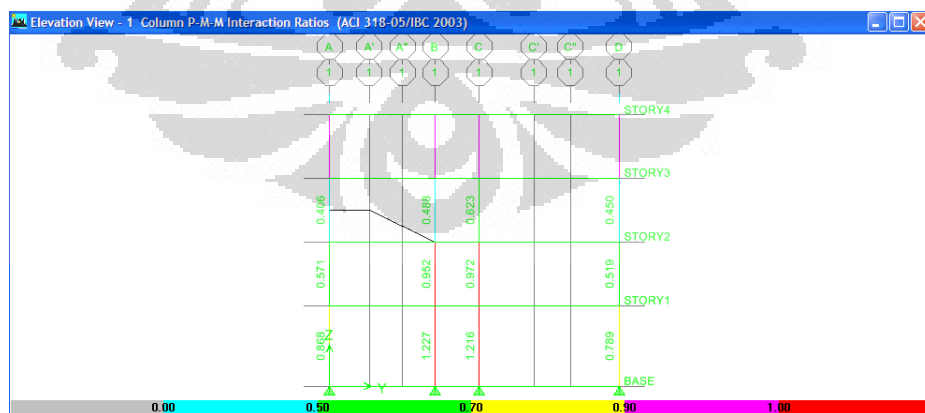
M_{\max} = momen lentur maksimum yang mampu ditahan kolom

Apabila P - M - M ratio untuk suatu kolom pada struktur eksisting Gedung X sama dengan atau lebih besar dari satu maka kolom tersebut memiliki defisiensi dalam kekuatan (kapasitas) untuk menahan beban kombinasi gravitasi dengan beban nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 sehingga kolom tersebut mengalami *overstress*.



Gambar 4.19 Kolom-kolom yang Berwarna Merah Mengalami *Overstress*

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.20 Kolom-kolom yang Mengalami *Overstress* pada Potongan Frame-1

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

Berikut adalah nilai *strength ratio* kolom-kolom pada Gedung X yang hampir sama dengan atau lebih dari satu sehingga diperkirakan tidak akan mampu menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal.

Tabel 4.8 *Strength Ratio* Kolom-Kolom yang Memiliki Kekurangan Kapasitas

Frame	Letak	STORY	<i>P-M-M Ratio</i>
1	B-1	1	1.227
	B-1	2	0.952
	C-1	1	1.216
	C-1	2	0.972
2	B-2	1	1.115
	C-2	1	1.076
3	B-3	1	1.024
	C-3	1	0.997
5	C-5	1	1.053
6	B-6	2	1.29
7	B-7	2	1.25
	C-7	1	1.149
	C-7	2	1.156
17	B-17	1	1.057

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Pada lantai dasar terdapat 9 kolom yang tidak mampu menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal dari 74 kolom yang ada sedangkan pada lantai satu terdapat 5 kolom yang tidak mampu menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal dari 76 kolom yang ada. Namun demikian, nilai *P-M-M ratio* terbesar terdapat pada kolom di lantai satu yang terletak pada Frame B-6, yaitu sebesar 1,29. Dengan demikian, Gedung X memiliki defisiensi dalam kekuatannya untuk menahan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 yang ditunjukkan dengan adanya kolom-kolom pada lantai dasar dan dua yang mengalami *overstress*.

b. Pemeriksaan Tulangan Geser pada Kolom

Pemeriksaan tulangan geser pada kolom dilakukan dengan membandingkan spasi tulangan geser yang terpasang pada kolom berdasarkan data penyelidikan Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia terhadap Gedung X dengan spasi tulangan geser yang dibutuhkan akibat gaya dalam lintang yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal yang telah dipaparkan pada Subbab 3.5.3 Kombinasi Pembebanan Rencana. Berikut adalah data tulangan geser yang terpasang pada kolom.

Tabel 4.9 Data Tulangan Geser Terpasang pada Kolom Gedung X

Jenis Kolom	Diameter Sengkang (mm)	Spasi antar Sengkang (mm)
K 40 X 70	10	125
K 40 X 60	10	125

Sumber: Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil covermeter test proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia

Spasi tulangan geser yang terpasang pada masing-masing jenis kolom dibandingkan dengan spasi tulangan geser yang diperlukan akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal. Namun demikian, spasi tulangan geser yang diperlukan tersebut diperiksa pada struktur yang telah diperbaiki dengan metode yang nanti akan dipilih karena perbaikan pada struktur dengan metode apapun pasti akan mengubah besarnya gaya gempa nominal akibat gempa rencana pada bangunan ini sehingga gaya dalam yang dihasilkannya pun akan berbeda dan membutuhkan spasi tulangan geser pada kolom yang berbeda.

c. Pemeriksaan Tulangan Lentur pada Balok

Pemeriksaan tulangan lentur pada balok dilakukan dengan membandingkan tulangan lentur yang telah terpasang pada masing-masing balok berdasarkan data penyelidikan Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia terhadap Gedung X dengan tulangan lentur yang diperlukan akibat gaya dalam momen yang dihasilkan oleh enam kombinasi

beban gravitasi dan gempa nominal yang telah dipaparkan pada Subbab 3.5.3 Kombinasi Pembebanan Rencana.

Namun demikian, data yang dimiliki hanyalah tulangan lapangan yang terpasang pada masing-masing balok sehingga tulangan tumpuan harus diestimasi terlebih dahulu menggunakan program ETABS v9.6.0 berdasarkan tulangan yang diperlukan akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh kombinasi beban gravitasi saja (1,4DL dan 1,2DL + 1,6LL) dengan memperhatikan luas tulangan minimum yang diperlukan untuk merancang balok pada sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB).

Berikut adalah perhitungan kebutuhan tulangan minimum pada masing-masing jenis balok yang dihitung dengan formula

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \geq \frac{1,4}{f_y} bd \quad (4.11)$$

Tabel 4.10 Perhitungan Tulangan Minimum Masing-Masing Jenis Balok

Jenis Balok	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	b (mm)	d (mm)	A_{smin} (mm ²)	A_{smin} (mm ²)	$A_{smin} (govern)$ (mm ²)
B 40 X 80-1	22.5	300	400	739	1168.462	1379.467	1379.467
B 40 X 80-2	22.5	300	400	739	1168.462	1379.467	1379.467
B 40 X 80-3	22.5	300	400	739	1168.462	1379.467	1379.467
B 40 X 50	22.5	300	400	439	694.1199	819.4667	819.4667

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Berikut adalah data tulangan lentur yang terpasang pada lapangan masing-masing jenis balok.

Tabel 4.11 Tulangan Lapangan Terpasang pada Masing-Masing Jenis Balok

Jenis Balok	Luas Tulangan (mm ²)	Jumlah Tulangan
B 40 X 80-1	1899.7	5D22
B 40 X 80-2	1899.7	5D22
B 40 X 80-3	1899.7	5D22

Universitas Indonesia

Jenis Balok	Luas Tulangan (mm²)	Jumlah Tulangan
B 40 X 50	1899.7	5D22

Sumber: Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil covermeter test proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia

Berikut adalah data estimasi tulangan lentur yang terpasang pada tumpuan masing-masing jenis balok akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh kombinasi beban gravitasi (1,4DL dan 1,2DL + 1,6LL) dengan memperhatikan tulangan minimum untuk sisi atas karena sisi tersebut adalah tempat momen negatif terjadi, sedangkan pada sisi bawah jumlah tulangan diestimasi berdasarkan prinsip minimal tiga tulangan dari lapangan yang menerus ke tumpuan.

Tabel 4.12 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-1

B40X80-1	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm²)	1.359	533	936	1.189
Jumlah tulangan yang diperlukan	3,576881	1,402853	2,463547	3,129441
Jumlah tulangan yang dipasang	4	3	4	4
A_{spasang} (mm²)	1.519,76	1.139,82	1.519,76	1.519,76

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.13 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-2

B40X80-2	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm²)	775	1.371	1.776	0
Jumlah tulangan yang diperlukan	2,039796	3,608464	4,674422	0
Jumlah tulangan	4	4	5	3

Universitas Indonesia

B40X80-2	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
yang dipasang				
A_{spasang} (mm²)	1.519,76	1.519,76	1.899,7	1.139,82

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.14 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X80-3

B40X80-3	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm²)	1.760	766	1.359	1.068
Jumlah tulangan yang diperlukan	4,63231	2,016108	3,576881	2,81097
Jumlah tulangan yang dipasang	5	3	4	3
A_{spasang} (mm²)	1.899,7	1.139,82	1.519,76	1.139,82

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.15 Tulangan Tumpuan Terpasang pada Balok B40X50

B40X50	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm²)	953	421	807	537
Jumlah tulangan yang dipasang	3	3	3	3
A_{spasang} (mm²)	1.139,82	1.139,82	1.519,76	1.139,82

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Luas tulangan yang terpasang pada tumpuan maupun lapangan masing-masing jenis balok itu pun dibandingkan dengan luas tulangan lentur yang diperlukan akibat gaya dalam momen yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal. Namun demikian, luas tulangan yang diperlukan tersebut diperiksa pada struktur yang telah diperbaiki dengan

Universitas Indonesia

metode yang nanti akan dipilih karena perbaikan pada struktur dengan metode apapun pasti akan mengubah besarnya gaya gempa nominal akibat gempa rencana pada bangunan ini sehingga gaya dalam yang dihasilkannya pun akan berbeda dan membutuhkan luas tulangan lentur yang berbeda.

d. Pemeriksaan Tulangan Geser pada Balok

Tulangan geser yang terpasang pada masing-masing jenis balok juga diperoleh dari data penyelidikan Laboratorium Struktur dan Material Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia terhadap Gedung X. Pemeriksaan dilakukan dengan membandingkan spasi tulangan geser yang terpasang tersebut dengan spasi tulangan geser yang dibutuhkan yang dihasilkan oleh gaya dalam lintang akibat enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal.

Namun demikian, kebutuhan tulangan geser tersebut diperiksa pada struktur yang telah diperbaiki dengan metode yang nanti akan dipilih seperti halnya pada tulangan lentur karena perbaikan pada struktur dengan metode apapun pasti akan mengubah besarnya gaya gempa nominal akibat gempa rencana pada bangunan ini sehingga gaya dalam lintang yang dihasilkannya pun akan berbeda dan membutuhkan tulangan geser yang berbeda. Berikut adalah data tulangan geser terpasang pada masing-masing jenis balok.

Tabel 4.16 Tulangan Geser Terpasang pada Balok Gedung X

Jenis Balok	Diameter Sengkang (mm)	Spasi antar Sengkang (mm)
B 40 X 80-1	10	125
B 40 X 80-2	10	125
B 40 X 80-3	10	125
B 40 X 50	10	125

Sumber: Hasil Covermeter Test Proyek Gedung X 2010. Laboratorium Struktur & Material
Fakultas Teknik Universitas Indonesia

e. Pemeriksaan Daya Dukung Pondasi

Pemeriksaan akan dilakukan pada daya dukung ultimate dan ijin pondasi yang menerima beban paling maksimum untuk masing-masing pondasi

interior dan pondasi eksterior. Investigasi geoteknik berupa test pit dilaksanakan pada dua titik untuk mengetahui dimensi pelat pondasi eksterior dan susunan lapisan tanah yang ada di sekitarnya. Berikut adalah hasil investigasi geoteknik untuk pondasi eksterior.

Tabel 4.17 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X Hasil Investigasi Geoteknik

No.	Properti	Nilai
1	Lebar Pondasi Arah X (B)	2 m
2	Panjang Pondasi Arah Y (L)	2,25 m
3	Kedalaman Pondasi (D)	1 m
4	Kohesi Tanah (C_u)	45 kN/m ²
5	Sudut Geser Tanah (ϕ)	10°
6	Berat Isi Tanah (γ)	17 kN/m ³

Sumber: Prakoso, Widjojo. (April 2010). *Laporan penyelidikan tanah proyek gedung X*.

Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia

Karena data yang didapatkan tersebut merupakan data untuk pondasi eksterior, maka untuk perhitungan tegangan yang terjadi pada pondasi interior dimensi pelat akan diestimasi terlebih dahulu berdasarkan reaksi perletakan pada kondisi kerja dan daya dukung ijin netto yang sama dengan pondasi eksterior.

- Perhitungan Tegangan Pondasi Eksterior

Perhitungan tegangan pondasi eksterior pada kondisi eksisting diperoleh dari laporan investigasi geoteknik yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Indonesia. Berdasarkan data properti tanah dan pondasi yang diperoleh dari hasil tes pit, dapat diestimasi daya dukung ultimate dan daya dukung ijin tanah yang ada di bawah pondasi.

Perhitungan daya dukung ultimate akan dilakukan sesuai dengan Teori Meyerhof untuk pondasi dangkal. Pertama, dilakukan perhitungan faktor-faktor yang diperlukan dalam menghitung daya dukung ultimate menurut teori Meyerhof sebagai berikut.

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2} \right) = 1,42 \quad (4.12)$$

$$s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2(1,42) \left(\frac{2}{2,25} \right) = 1,252444 \quad (4.13)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,1(1,42) \left(\frac{2}{2,25} \right) = 1,126222 \quad (4.14)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,2(\sqrt{1,42}) \left(\frac{2}{2,25} \right) = 1,119164 \quad (4.15)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{B}{L} = 1 + 0,1(\sqrt{1,42}) \left(\frac{2}{2,25} \right) \quad (4.16)$$

$$d_q = d_\gamma = 1,059582 \quad (4.17)$$

Berdasarkan Tabel 2.16 Faktor-Faktor Daya Dukung untuk Berbagai Sudut Geser Tanah Juga diperoleh faktor-faktor daya dukung untuk teori Meyerhof dengan nilai $\phi = 10^\circ$.

Tabel 4.18 Faktor-faktor Daya Dukung Teori Meyerhof Tanah Gedung X

No.	Faktor-Faktor Daya Dukung	Nilai
1	N_c	8,34
2	N_q	2,5
3	N_γ	0,4

Sumber: Telah diolah kembali dari Bowles. (1997). *Foundation analysis dan design* (5th ed). Mc Graw-Hill

Selanjutnya faktor-faktor tersebut disubstitusi ke persamaan daya dukung ultimate menurut teori Meyerhof. Karena tidak ada tanah di atas pelat pondasi, tebal pelat pondasi sebesar 1 m langsung di bawah permukaan tanah sehingga faktor $\gamma D N_q s_q d_q i_q$ tidak menyumbang daya dukung ultimate.

$$Q_u = 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c \quad (4.18)$$

Dari persamaan tersebut didapatkan nilai Q_u sebesar 534,169 kN/m².

Perhitungan daya dukung ijin diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimate hasil perhitungan tersebut dengan faktor keamanan yang disarankan oleh Vesic untuk bangunan perkantoran biasa dengan investigasi geoteknik yang terbatas sesuai tabel 2.17, yaitu sebesar 3.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} = \frac{534,169}{3} = 178,0563 \text{ kN/m}^2 \quad (4.19)$$

Berdasarkan hasil investigasi yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Indonesia, tegangan tanah di bawah pondasi akibat beban tidak terfaktor gravitasi (DL+LL) adalah sebagai berikut. Data tegangan ini dibandingkan dengan daya dukung ijin yang telah dihitung untuk mengetahui apakah kondisi eksisting pondasi eksterior masih mampu menahan beban kerja yang terjadi atau tidak.

Tabel 4.19 Pemeriksaan Tegangan Pondasi Eksterior Gedung X

Pondasi Eksterior	
Beban per lantai (kN/m ²)	12,3
<i>Tributary Area</i> Pondasi (m ²)	4 x 3,125
Jumlah Lantai	4
Beban per Pondasi (kN)	615
Tegangan (kN/m ²)	137
Daya Dukung Ijin (kN/m ²)	178,0563
Keterangan	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Setelah dibandingkan, nilai tegangan yang terjadi pada pondasi eksterior akibat beban yang bekerja tidak melebihi daya dukung ijin sehingga dapat disimpulkan bahwa pondasi eksisting struktur

ini masih dapat menahan beban pada kondisi eksisting. Namun demikian, setelah diadakan perbaikan struktur akibat adanya defisiensi kekuatan pada struktur perlu dilakukan evaluasi daya dukung tanah kembali pada pondasi karena beban gempa akan memperbesar reaksi perletakan horizontal yang menyebabkan daya dukung ultimate tanah berkurang dan perbaikan pada struktur dapat menyebabkan peningkatan massa bangunan yang menyebabkan reaksi perletakan vertikal juga bertambah.

- Perhitungan Tegangan Pondasi Interior

Untuk menghitung tegangan yang terjadi pada pondasi interior Gedung X, perlu dilakukan estimasi ukuran pondasi interior terlebih dahulu karena penyelidikan yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Indonesia tidak mendapatkan ukuran pondasi interior. Estimasi ukuran pondasi ini akan berdasarkan daya dukung ijin yang sama dengan pondasi eksterior karena tanah yang berada di bawah pondasi diasumsikan memiliki properti yang sama dan reaksi perletakan akibat beban tidak terfaktor paling maksimum pada pondasi interior.

Berikut adalah data reaksi perletakan akibat beban tidak terfaktor gravitasi (DL+LL) maksimum pada pondasi interior yang diperoleh dari pemodelan menggunakan program ETABS v9.6.0.

Tabel 4.20 Reaksi Perletakan akibat Beban Tidak Terfaktor Gravitasi Maksimum pada Pondasi Interior

Reaksi Perletakan		Letak
Dead (kN)	1052.07	73
SDL (kN)	158.95	73
Cladding (kN)	135.09	73
LL (kN)	381.12	73
FZ (kN)	1727.23	73

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari Program ETABS v9.6.0

Berdasarkan data pada tabel di atas serta daya dukung ijin tanah yang telah dihitung sebelumnya, estimasi ukuran pondasi interior dihitung sebagai berikut

$$Q_{\text{netto}} = Q_a - Q_{\text{bs pondasi+surchage}} \quad (4.20)$$

$$Q_{\text{netto}} = 178,0563 \text{ kN/m}^2 - (24 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m})$$

$$Q_{\text{netto}} = 154,0563 \text{ kN/m}^2$$

$$FZ = \frac{Q_{\text{netto}}}{A} \quad (4.21)$$

$$A = \frac{Q_{\text{netto}}}{FZ} = \frac{154,0563 \text{ kN/m}^2}{1.727,23 \text{ kN}} = 11,21168 \text{ m}^2$$

Untuk nilai $A = 11,21168 \text{ m}^2$, dapat diestimasi ukuran panjang dan lebar pondasi yang paling optimal adalah

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L = 3,7 \text{ m} \cong 4 \text{ m}$$

Dengan ukuran pondasi yang didapatkan ini, diperoleh nilai tegangan tanah di bawah pondasi adalah

$$\sigma = \frac{FZ}{A} = \frac{1.727,23 \text{ kN}}{(3 \text{ m} \times 4 \text{ m})} = 143,9358 \text{ kN/m}^2 \quad (4.22)$$

Namun demikian, sama seperti pada pondasi eksterior perlu dilakukan evaluasi daya dukung tanah kembali pada pondasi karena beban gempa akan memperbesar reaksi perletakan horizontal yang menyebabkan daya dukung ultimate tanah berkurang dan perbaikan pada struktur dapat menyebabkan peningkatan massa bangunan yang menyebabkan reaksi perletakan vertikal juga bertambah.

4.1.6 Hasil Evaluasi Struktur Eksisting Gedung X

Berdasarkan proses evaluasi yang telah dilakukan terhadap struktur eksisting Gedung X dihasilkan beberapa kesimpulan sebagai berikut

- a. Struktur eksisting Gedung X masih memiliki kekakuan yang cukup ketika dibebani beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 sehingga pemilihan metode perbaikan struktur ini nantinya tidak akan didasari oleh defisiensi dalam kekakuan struktur karena tidak ditemukannya defisiensi tersebut.
- b. Struktur eksisting Gedung X mengalami defisiensi kekuatan struktur dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 yang ditunjukkan oleh ketidakmampuan beberapa kolom pada lantai dasar dan lantai satu dalam menahan beban tersebut sehingga kolom-kolom itu mengalami *overstress*.
- c. Diperkirakan tulangan lentur dan geser yang terpasang pada balok juga tidak mampu menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002, namun demikian perbandingan antara tulangan terpasang dengan tulangan yang dibutuhkan baik lentur maupun geser pada balok akan dilakukan setelah metode perbaikan gedung X dipilih.
- d. Daya dukung tanah di bawah pondasi Gedung X masih dapat menahan tegangan yang terjadi akibat beban gravitasi tak terfaktor maksimum, namun demikian perlu dilakukan evaluasi kembali terhadap daya dukung ini setelah struktur atas Gedung X diperbaiki akibat adanya defisiensi pada kekuatannya.

Diperlukan metode perbaikan yang tepat sesuai kerangka pemilihan metode perbaikan dalam FEMA 356, saran perbaikan dalam FEMA 547, dan analisis pengambilan keputusan metode perbaikan yang telah diuraikan pada Bab 2 Dasar Teori untuk Gedung X sehingga gedung tersebut memiliki kekakuan, kekuatan, dan daktilitas yang cukup dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal.

4.2 Perbaikan Struktur Gedung X

4.2.1 Pemilihan Metode Perbaikan

Berdasarkan prosedur perbaikan yang disimplifikasi yang telah diuraikan pada Subbab 3.10 Metodologi Pemilihan Metode Perbaikan, pemilihan usaha perbaikan struktur eksisting dikembangkan berdasarkan kepada pilihan-pilihan yang diberikan untuk memitigasi defisiensi yang telah ditemukan dari evaluasi struktur eksisting Gedung X. Hasil evaluasi struktur gedung X menunjukkan bahwa gedung tersebut mengalami defisiensi pada kekuatan struktur dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 yang ditunjukkan dengan nilai *strength ratio* pada beberapa kolom lantai dasar dan satu yang menunjukkan kolom-kolom tersebut mengalami *overstress*. Dengan demikian, metode perbaikan struktur eksisting Gedung X yang dapat dipilih untuk memitigasi defisiensi hal tersebut dapat diambil dari beberapa teknologi perbaikan yang disarankan untuk memitigasi defisiensi kekuatan global (*global strength*) pada bangunan gedung beton bertulang portal terbuka seperti yang ditunjukkan dalam Subbab 3.9 Teknologi Perbaikan.

Berdasarkan tabel 3.15 pilihan teknologi perbaikan untuk memitigasi defisiensi pada kekuatan global bangunan gedung beton bertulang portal terbuka, usaha yang dapat dilakukan untuk menambah kekuatan struktur antara lain

- a. Menambahkan elemen baru,
- b. Meningkatkan kinerja elemen eksisting, atau
- c. Mengurangi *demand* beban gempa nominal

Sebelum memilih jenis metode yang paling tepat dan optimal untuk memperbaiki struktur yang mengalami defisiensi dalam kekuatannya, perlu dipertimbangkan beberapa hal seperti yang telah disebutkan dalam Subbab 2.7.3 Strategi untuk Mengembangkan Skema Perbaikan. Sistem pendukung yang disebut *Multi Criteria Decision Making* (MCDM) akan sangat berguna dalam memilih usaha perbaikan yang paling optimal dari berbagai teknologi perbaikan bangunan yang tersedia dengan pertimbangan berbagai kriteria (Caterino et al, 2008).

Dalam penelitian ini, fokus usaha perbaikan yang akan dipilih untuk memitigasi defisiensi pada kekuatan struktur adalah dengan meningkatkan kinerja

elemen eksisting karena berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Caterino et al (2008) dengan menggunakan salah satu metode *Multi Criteria Decision Making* (MCDM), yaitu VIKOR (*VlseKriterijumska Optimizacija I Kompromisno Resenje*) dan juga beberapa metode lainnya yang mempertimbangkan berbagai kriteria (strategi), baik teknis maupun non-teknis sesuai Subbab 2.7.3 Strategi untuk Mengembangkan Skema Perbaikan dengan studi kasus pada gedung yang memiliki karakteristik yang mirip dengan Gedung X diperoleh bahwa metode yang paling optimal dalam memperbaiki struktur gedung tersebut adalah metode *confinement* menggunakan GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) pada kolom dan *Concrete Jacketing* pada beberapa kolom. Perbaikan pada kolom menggunakan metode *concrete jacketing* bukan dengan GFRP karena FRP tidak menambah kekuatan untuk menahan gaya aksial sehingga perkuatan dengan metode ini tidak akan mampu menahan interaksi P-M-M yang bernilai lebih dari satu.

Tabel 4.21 Perbandingan Karakteristik Gedung yang Digunakan Caterino et al. (2008) dalam Memilih Metode Perbaikan dengan Gedung X

Indikator	Gedung di Pomigliano d'Arco (Naples, Italia)	Gedung X di Jakarta
Material	Beton Bertulang	Beton Bertulang
Masa Perancangan	Sebelum peraturan konstruksi tahan gempa di Eropa Selatan diterbitkan	Sebelum peraturan konstruksi tahan gempa di Indonesia diterbitkan
Jumlah Lantai	3	4
Tinggi antar Lantai (m)	3	3,75
Percepatan Tanah Puncak	0,25g	0,3g

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Dengan demikian, berdasarkan penelitian tersebut dan juga pertimbangan keuntungan yang diberikan serta memperhatikan konsekuensi akibat kerugian yang ditimbulkan seperti yang telah diuraikan pada Subbab 2.10 Teknik-teknik Perbaikan Bangunan dengan Metode Peningkatan Kinerja Elemen Eksisting

teknik perbaikan yang dipilih untuk meningkatkan kinerja elemen eksisting Gedung X adalah dengan

- a. menyelubungkan kolom Gedung X menggunakan lapisan beton bertulang (*concrete jacketing*)
- b. Melapisi balok Gedung X menggunakan serat komposit/*fiber reinforced polymer* (FRP).

4.2.2 Perancangan Metode Perbaikan

a. Peningkatan Kinerja Kolom Eksisting

▪ Pemilihan Parameter Rancangan

Dalam melakukan penyulubungan kolom-kolom eksisting dengan beton bertulang perlu diperhatikan beberapa hal seperti yang telah diuraikan pada Subbab 2.10.1 *Concrete Jacketing*, antara lain mutu beton yang digunakan untuk menyelubungi kolom eksisting paling tidak sama dengan atau bahkan lebih dari mutu beton kolom eksisting, ketebalan minimum lapisan beton bertulang baru sebesar 10 cm untuk beton yang dicor di tempat, tulangan yang terpasang pada lapisan beton bertulang baru hanya dapat ditempatkan pada sisi kolom yang tidak bertabrakan dengan balok pada sambungan, pengkasaran permukaan kolom eksisting dapat meningkatkan ikatan antara beton baru dengan kolom eksisting, diameter tulangan minimum untuk tulangan geser tidak kurang dari 10 mm dengan kait 135°, dowel (*shear connector*) didistribusikan secara merata sekitar permukaan antara kolom eksisting dan lapisan beton baru untuk menghindari konsentrasi pada lokasi tertentu, dan perilaku monolitik kedua beton tersebut harus terjamin menggunakan *bonding agent* atau *shear connctor*.

Pada penelitian ini tidak akan dibahas mengenai bagaimana menjamin perilaku monolit antara kolom eksisting dan lapisan beon bertulang baru karena perilaku tersebut diasumsikan akan terjadi apabila metode konstruksi yang dilakukan untuk perbaikan ini sesuai dengan yang telah disarankan dalam Subbab 2.9.1 *Concrete Jacketing* sehingga properti yang akan diperhatikan

Universitas Indonesia

dalam penelitian ini adalah pengaruh ketebalan dan mutu lapisan beton *jacketing*, jumlah tulangan longitudinal yang digunakan dan dapat dipasang pada lapisan *jacketing*, spasi tulangan geser yang digunakan, dan jumlah kolom yang diperbaiki untuk menghasilkan struktur Gedung X yang memiliki kekuatan, kekakuan, serta daktilitas yang cukup terhadap beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002. Dengan demikian pengaruh pengkasaran permukaan beton kolom eksisting, *bonding agent* yang digunakan, serta *shear connector* tidak diperhatikan.

Percobaan perbaikan ini akan dimulai dengan penggunaan properti di atas untuk persyaratan yang paling minimum kemudian secara bertahap ditingkatkan. Apabila pada suatu tahap telah ditemukan bahwa kekuatan, kekakuan, dan daktilitas gedung X telah cukup maka perbaikan gedung ini akan dilaksanakan dengan metode *concrete jacketing* sesuai properti pada tahapan tersebut. Berdasarkan hal-hal tersebut, percobaan pertama rancangan perbaikan kolom eksisting menggunakan teknologi *concrete jacketing* menggunakan properti seperti yang ditunjukkan oleh tabel di bawah ini.

Tabel 4.22 Properti *Concrete Jacketing* untuk Perbaikan Gedung X

No.	Properti <i>Concrete Jacketing</i>	Nilai
1	Mutu beton/ F_c (MPa)	22,5
2	Tebal (cm)	10
3	Diameter Tulangan Longitudinal (mm)	22
4	Mutu Tulangan Longitudinal/ f_y (MPa)	300
5	Diameter Tulangan Geser (mm)	10
6	Mutu Tulangan Geser/ f_{ys} (MPa)	240

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Dengan menggunakan properti di atas, perancangan *concrete jacketing* pada kolom ini dilakukan dalam beberapa tahap hingga didapatkan bahwa perbaikan ini telah menghilangkan seluruh

defisiensi yang ada dan tidak menyebabkan defisiensi baru. Berikut adalah tahapan perbaikan menggunakan *concrete jacketing* pada kolom gedung X.

Tabel 4.23 Pemeriksaan Tahapan Perbaikan Menggunakan Concrete Jacketing terhadap Kekuatan yang Dihasilkan

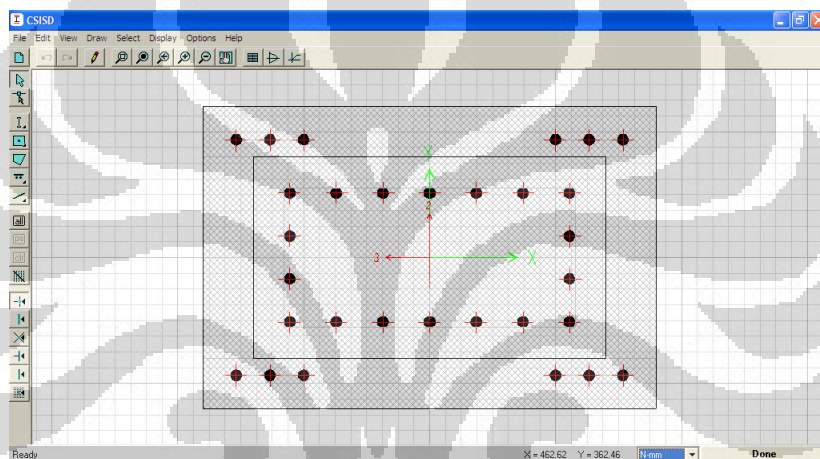
No.	Tahapan Perbaikan	Hasil (<i>P-M-M Ratio</i>)
1	<i>Concrete Jacketing</i> hanya pada kolom-kolom yang mengalami defisiensi kekuatan	TIDAK OK
2	<i>Concrete Jacketing</i> pada seluruh kolom lantai dasar dan kolom-kolom yang mengalami defisiensi pada STORY 1	TIDAK OK
3	<i>Concrete Jacketing</i> pada seluruh kolom lantai dasar dan STORY 1	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Dengan demikian Bab ini hanya akan menampilkan analisis dan pemeriksaan pada perbaikan menggunakan *concrete jacketing* yang tidak hanya akan dilakukan pada kolom-kolom yang kapasitasnya kurang dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002, tetapi juga akan dilakukan pada seluruh kolom di lantai dasar dan STORY 1 Gedung X. Hal yang menyebabkan hasil perbaikan ini lebih baik dari percobaan sebelumnya antara lain tidak terjadi variasi kekakuan pada kolom-kolom dalam satu lantai yang menyebabkan beberapa kolom akan mengalami kegagalan akibat kolom pendek karena menerima gaya gempa yang lebih besar dibandingkan dengan kolom lain sehingga distribusi kekuan merata pada keseluruhan struktur dan memberikan kelebihan dari segi estetika/aspek arsitektural bangunan. Dengan demikian, ukuran kolom pada lantai dasar Gedung X secara monolitik adalah 60 cm x 90 cm dan ukuran seluruh kolom pada STORY 1 adalah 60 cm x 80 cm.

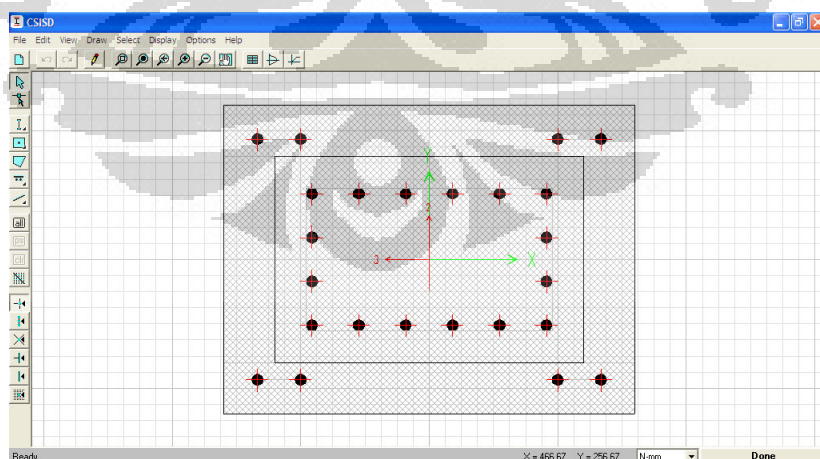
▪ Pemodelan Rancangan

Seperi pada evaluasi bangunan eksisting, pemodelan perbaikan Gedung X dengan metode peningkatan kinerja kolom menggunakan *concrete jacketing* akan dibantu oleh program komputer ETABS v9.6.0. Properti penampang kolom perlu didefinisikan kembali menggunakan menu *section designer* untuk merancang kolom eksisting yang diselubungi oleh lapisan beton bertulang yang baru. Berikut adalah gambar pemodelan rancangan perbaikan kolom menggunakan *concrete jacketing*.



Gambar 4.21 Penampang Kolom Lantai Dasar yang Diselubungi Beton Bertulang

Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0



Gambar 4.22 Penampang Kolom STORY 1 yang Diselubungi Beton Bertulang

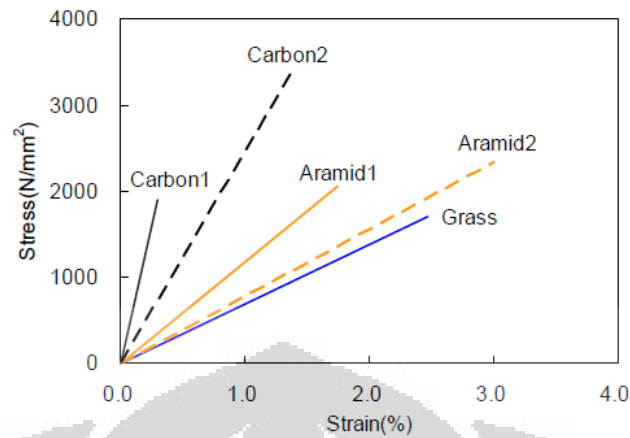
Sumber: Hasil Olahan Peneliti dari program ETABS v9.6.0

b. Peningkatan Kinerja Balok Eksisting

▪ Pemilihan Parameter Rancangan

Peningkatan kekuatan elemen struktur menggunakan serat komposit (*fiber reinforced polymer*) cukup berkembang pesat dewasa ini. Meskipun terdapat beberapa keuntungan seperti yang telah disebutkan sebelumnya sehingga teknik ini dipilih dalam meningkatkan kekuatan balok untuk menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal, terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan. Di pasaran terdapat beberapa produk serat komposit dengan spesifikasinya masing-masing. Dalam melakukan pemilihan produk serat komposit yang tepat untuk melakukan perbaikan elemen struktur perlu memperhatikan kondisi lingkungan bangunan (alkalinitas, keasaman, ekspansi termal, konduktivitas elektrik), pertimbangan pembebanan, *durability*, dan proteksi pada permukaan beton. Selain itu, pemilihan material dasar produk serat komposit yang dipilih juga penting untuk menjamin daktilitas yang dihasilkan oleh serat tersebut.

Secara umum, terdapat serat komposit yang terbuat dari karbon, aramid, glass, dan polyester. Berdasarkan kurva tegangan-regangan yang ditunjukkan oleh gambar di bawah, serat yang terbuat dari bahan glass lebih daktil dibandingkan dengan serat yang terbuat dari bahan karbon sehingga rancangan perbaikan balok pada Gedung X akan menggunakan serat komposit yang berbahan dasar glass karena perbaikan kekuatan seismik gedung harus memperhatikan daktilitas yang dihasilkan untuk disipasi energi yang lebih besar.



Gambar 4.23 Kurva Hubungan Tegangan-Regangan Berbagai Jenis Bahan Dasar Serat Komposit (FRP)

Sumber: Shinozaki, H., Aravinthan, T., Pandey, G. R., Matsuyoshi, H. (2007). *Advancements in retrofitting reinforced concrete structures in Japan using FRP sheets*

Sebelum melakukan perancangan menggunakan serat komposit, perlu juga dipertimbangkan mengenai kekuatan eksisting yang dimiliki oleh substrat beton yang akan dilapisi, yaitu sistem serat komposit ini hanya boleh digunakan pada substrat beton yang memiliki kuat tekan (f'_c) minimal 17 MPa. Dengan demikian, teknik ini dapat dilakukan pada balok Gedung X karena balok-balok tersebut memiliki kekuatan rata-rata sebesar 22,5 MPa.

Perancangan peningkatan kinerja elemen balok menggunakan serat komposit ini akan dilakukan menggunakan serat komposit berbahan dasar glass yang diproduksi oleh Sika dengan nama SikaWrap Hex 100G yang ditempel menggunakan Sikadur Hex 300 Epoxy.

Tabel 4.24 Properti GFRP Sika Wrap Hex 100G

No.	Properti	Sika Wrap Hex 100G	Sika Wrap Hex 100G dengan Sikadur Hex 300 Epoxy
1	Ketebalan per lapisan, t_f , (mm)	0,359	1,016

No.	Properti	Sika Wrap Hex 100G	Sika Wrap Hex 100G dengan Sikadur Hex 300 Epoxy
2	Kuat Tarik Ultimate, f_{fu}^* (MPa)	2.276	531
3	Regangan Putus, E_{fu} (%)	4	2,12
4	Modulus Elastisitas, E_f (MPa)	72.413	23.607
5	Jenis Bahan	<i>unidirectional e-glass fiber</i>	<i>unidirectional e-glass fiber</i>
6	Lebar Produk, mm	1.270	1.270
7	Berat, kg/m^2	913	913

Sumber: *SikaWrap Hex 100G*. (Edition 6-23-2010). Product Data Sheet Identification No. 332-15F.

Perhitungan perancangan kebutuhan serat komposit ini akan dilakukan setelah pemeriksaan kekuatan lentur dan geser pada balok dilakukan sehingga dapat diketahui kekurangan kekuatan lentur dan balok yang akan ditanggung oleh serat komposit (FRP) dan pada balok lantai mana saja perbaikan menggunakan serat komposit ini akan dilakukan.

4.2.3 Analisis Struktur Hasil Perbaikan

Setelah pemodelan rancangan perbaikan Gedung X menggunakan teknik *concrete jacketing* pada kolom lantai dasar dan lantai 1 dibuat tanpa mengubah pembebanan gravitasi akibat beban mati tambahan dan beban hidup pada Gedung X, analisis harus dilakukan kembali untuk menentukan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 pada gedung ini karena perubahan pada penampang kolom akibat *concrete jacketing* menyebabkan perubahan inersia, kekakuan, dan massa bangunan yang menyebabkan perubahan periode getar alami fundamental struktur tersebut sehingga besarnya gaya geser dasar yang ditimbulkannya pun akan berubah.

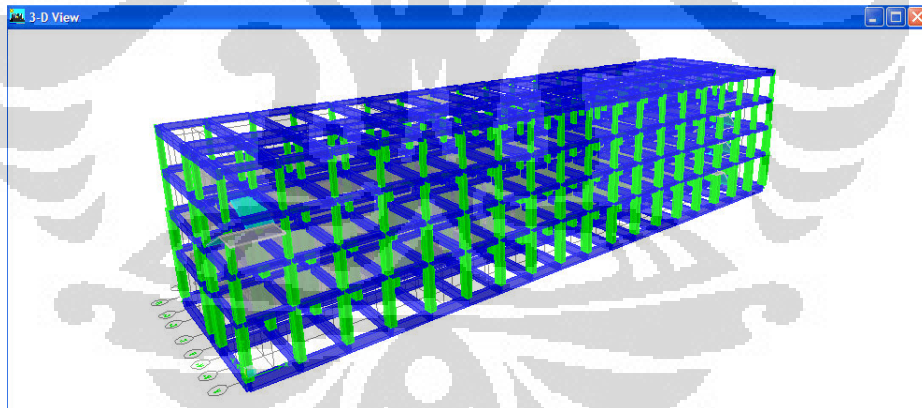
Perubahan pada besarnya beban gempa nominal ini pun akan menyebabkan perubahan kebutuhan tulangan pada balok dalam menahan gaya

Universitas Indonesia

dalam akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal yang akan dibandingkan dengan tulangan yang terpasang pada masing-masing jenis balok. Dalam analisis menggunakan bantuan program komputer ETABS v9.6.0 ini, perbaikan kolom menggunakan *concrete jacketing* akan diperiksa apakah kapasitas kolom tersebut cukup dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal, sedangkan besarnya kebutuhan perbaikan menggunakan serat komposit (FRP) pada balok untuk meningkatkan kinerja balok dalam menahan gaya dalam yang terjadi akan dianalisis secara manual.

a. Analisis Statik Ekuivalen

Analisis statik ekuivalen Gedung X kembali dilakukan pada masing-masing kedua sumbu utama bangunan untuk mendapatkan nilai gaya geser dasar ragam yang pertama gedung ini (V_1). Pada Gedung yang telah diperbaiki ini ditetapkan bahwa nilai faktor keutamaan gedung (I) Gedung X tetap sebesar 0,8(1,0) dan nilai faktor reduksi beban gempa (R) sebesar 3,5. Waktu getar alami fundamental Gedung X diperoleh dari analisis program ETABS v9.6.0 (analisis getar bebas tiga dimensi) seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.25.



Gambar 4.24 Pemodelan Gedung X setelah Perbaikan

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Tabel 4.25 Periode dan Partisipasi Massa Tiap Ragam Gedung X yang telah Diperbaiki

Ragam	Periode (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.559346	83.099	0.0011	83.099	0.0011	0.0049
2	0.430294	0.0085	64.0283	83.1075	64.0293	20.8483
3	0.394763	0.0082	20.6224	83.1156	84.6517	84.76
4	0.210764	12.4919	0	95.6076	84.6517	84.7705
5	0.17076	0.0002	7.6847	95.6078	92.3364	86.2016
6	0.163797	0.0035	1.6144	95.6113	93.9508	94.204
7	0.153948	0.0034	0.4737	95.6147	94.4245	94.3282
8	0.146882	0.0118	0.0004	95.6265	94.4249	94.4105
9	0.143305	0.0719	0.025	95.6984	94.4498	94.4569
10	0.136059	1.0537	0.0023	96.7522	94.4521	94.4632
11	0.13216	0.0612	0.0368	96.8134	94.4889	94.4642
12	0.128229	0.0502	0.0085	96.8636	94.4973	94.5153

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Sehingga didapatkan waktu getar alami fundamental arah X (T_{1x}) sebesar 0,559346 detik dan waktu getar alami fundamental arah Y (T_{1y}) sebesar 0,430294 detik. Kedua nilai waktu getar alami fundamental masing-masing arah sumbu utama bangunan tersebut dijadikan absis fungsi spektrum respons yang digunakan, yaitu Spektrum Respons Wilayah 3 Tanah Lunak pada SNI 03-1726-2002 sehingga diperoleh nilai C_{1x} sebesar 0,75g dan nilai C_{1y} sebesar 0,75g dengan $g = 9,81 \text{ m/detik}^2$.

Massa total bangunan diperoleh berdasarkan *Assembled Point Masses* hasil analisis program ETABS v.9.6.0 yang dihitung dari selisih massa total dengan massa *base* (dasar) pada kedua arah sumbu utama bangunan. Dengan demikian diperoleh massa total Gedung X pada arah X (W_{tx}) sebesar 5.381,746 ton dan massa total Gedung X pada arah Y (W_{ty}) sebesar 5.381,746 ton.

Tabel 4.26 Massa Gedung X yang telah Diperbaiki

STORY	Point	UX (ton)	UY (ton)
STORY4	All	420,7847	420,7847
STORY3	All	1.563,163	1.563,163
STORY2	All	1.635,664	1.635.664
STORY1	All	1.762,134	1.762,134
BASE	All	1.123,358	1.123,358
Total	All	6.505,104	6.505,104

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Sehingga gaya geser dasar ragam pertama Gedung X adalah

$$V_{1x} = \frac{C_{1x}I}{R} W_{tx} = \frac{(0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8)}{3,5} (5.381,746) = 9.050,559 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$V_{1y} = \frac{C_{1y}I}{R} W_{ty} = \frac{(0,75 \cdot 9,81 \cdot 0,8)}{3,5} (5.381,746) = 9.050,559 \text{ kN} \quad (4.24)$$

b. Analisis Dinamis Ragam Spektrum Respon

Setelah dilakukan analisis statik ekuivalen untuk memperoleh gaya geser ragam yang pertama pada Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* pada kolom lantai dasar dan lantai 1, dilakukan analisis dinamis ragam spektrum respons untuk memperoleh respons struktur terhadap pembebanan gempa nominal akibat gempa rencana. Untuk melakukan analisis ragam spektrum respons pada program ETABS v9.6.0 perlu didefinisikan terlebih dahulu eksitasi gempa (percepatan tanah) yang bekerja pada kedua arah sumbu utama bangunan. Eksitasi gempa pada masing-masing arah diperoleh dari fungsi Spektrum Respons Wilayah 3 Tanah Lunak yang nilai ordinatnya dikalikan dengan faktor skala gI/R dengan $g = 9,81 \text{ m/detik}^2$, $I = 0,8$, dan $R = 3,5$. Penjumlahan respons ragam yang ditinjau dalam analisis ini menggunakan kombinasi CQC (*Complete Quadratic Combination*) pada seluruh ragam yang ditinjau meskipun

partisipasi massa 90% telah tercapai pada ragam yang keempat untuk arah X dan ragam yang kelima pada arah Y.

Dalam mendefinisikan eksitasi gempa pada masing-masing arah perlu dihitung suatu eksentrisitas rencana seperti yang telah dijelaskan pada Bab 2 Dasar Teori sesuai dengan SNI 03-1726-2002.

Tabel 4.27 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Gedung X yang telah Diperbaiki

XCCM	YCCM	XCR	YCR
25.344	12.774	25.692	11.513
35.218	8.593	36.845	8.12
35.444	8.336	36.837	8.315
35.623	8.238	36.819	8.304

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Dengan

XCCM = Absis Pusat Massa

YCCM = Ordinat Pusat Massa

XCR = Absis Pusat Kekakuan

YCR = Ordinat Pusat Kekakuan

Tabel 4.28 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Gedung X yang telah Diperbaiki

e_x	e_y	$0.3b_x$	e_{dx}	e_{dx}	$0.3b_y$	e_{dy}	e_{dy}
0.348	-1.261	21.06	4.032	-3.162	5.13	-1.0365	-2.116
1.627	-0.473	21.06	5.9505	-1.883	5.13	0.1455	-1.328
1.393	-0.021	21.06	5.5995	-2.117	5.13	0.8235	-0.876
1.196	0.066	21.06	5.304	-2.314	5.13	0.954	-0.789

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Dengan

e_x = eksentrisitas teoritis gempa arah Y = XCR – XCCM

e_y = eksentrisitas teoritis gempa arah X = YCR – YCCM

b_x = lebar bangunan terbesar tegak lurus gempa arah Y = 70,2 m

b_y = lebar bangunan terbesar tegak lurus gempa arah X = 17,1 m

Universitas Indonesia

e_{dx} = eksentrisitas rencana gempa arah Y

e_{dy} = eksentrisitas rencana gempa arah X

Karena nilai $0 \leq e_x \leq 0,3b_x$ dan $0 \leq e_y \leq 0,3b_y$ maka digunakan rumus:

$e_{dx} = 1,5e_x + 0,05b_x$ atau $e_{dx} = e_x - 0,05b_x$, pilih yang paling berpengaruh untuk gempa arah Y

$e_{dy} = 1,5e_y + 0,05b_y$ atau $e_{dy} = e_y - 0,05b_y$, pilih yang paling berpengaruh untuk gempa arah X

Setelah analisis menggunakan program ETABS v9.6.0 dijalankan, diperoleh nilai gaya geser dasar dinamik spektrum respons seluruh ragam yang ditinjau pada masing-masing arah sumbu utama bangunan sebesar

Tabel 4.29 Respons Dinamik Gedung X Akibat Eksitasi Gempa Arah X dan Y

Spec	Mode	Dir	F1 (kN)	F2 (kN)
SPEC1	1	U1	7543.27	26.83
SPEC1	2	U1	0.77	-66.82
SPEC1	3	U1	0.74	37.25
SPEC1	4	U1	1133.95	1
SPEC1	5	U1	0.01	-2.92
SPEC1	6	U1	0.28	6.1
SPEC1	7	U1	0.27	-3.16
SPEC1	8	U1	0.9	-0.16
SPEC1	9	U1	5.42	3.19
SPEC1	10	U1	77.3	-3.59
SPEC1	11	U1	4.42	3.43
SPEC1	12	U1	3.58	-1.47
SPEC1	All	All	7639.27	58.54
SPEC2	1	U2	26.83	0.1
SPEC2	2	U2	-66.82	5812.13
SPEC2	3	U2	37.25	1871.98
SPEC2	4	U2	1	0
SPEC2	5	U2	-2.92	636.38

Spec	Mode	Dir	F1 (kN)	F2 (kN)
SPEC2	6	U2	6.1	130.63
SPEC2	7	U2	-3.16	37.06
SPEC2	8	U2	-0.16	0.03
SPEC2	9	U2	3.19	1.88
SPEC2	10	U2	-3.59	0.17
SPEC2	11	U2	3.43	2.66
SPEC2	12	U2	-1.47	0.6
SPEC2	All	All	58.54	7104.77

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Sehingga gaya geser dasar hasil analisis dinamis ragam spektrum respon Gedung X adalah

$$V_x = 7.639,27 \text{ kN}$$

$$V_y = 7.104,77 \text{ kN}$$

Nilai ini kemudian dibandingkan dengan $0,8V_1$ pada masing-masing arah sumbu utama bangunan sesuai dengan Pasal 7.1.3 SNI 03-1726-2002. Apabila nilai respons dinamik lebih kecil daripada $0,8V_1$ maka nilai tersebut perlu dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

$$0,8V_{1x} = 7.240,447 \text{ kN}$$

$$0,8V_{1y} = 7.240,447 \text{ kN}$$

Terlihat bahwa nilai gaya geser dasar hasil analisis dinamis ragam spektrum respon pada arah Y (V_y) lebih kecil daripada 80 % gaya geser dasar ragam yang pertama (V_{1y}) sehingga nilai V_y perlu eksitasi gempa arah Y perlu didefinisikan kembali dalam program ETABS v9.6.0 dengan mengalikan hasil respon tersebut dengan suatu faktor skala, yaitu $0,8V_{1y}/V_y$ sebesar 1,019097 sehingga hasil gaya geser pada masing-masing arah setelah eksitasi gempa arah Y diperbesar adalah gaya geser desain (beban gempa nominal) akibat Gempa Rencana yang digunakan untuk memeriksa kekakuan dan kekuatan struktur setelah diperbaiki, yaitu sebesar

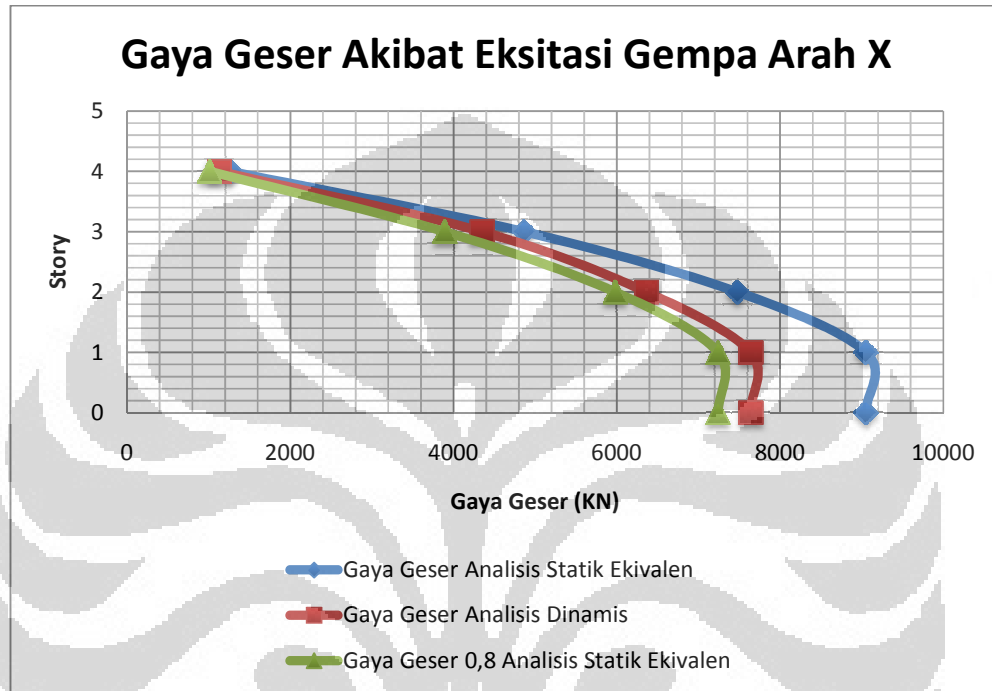
$$V_x = 7.639,32 \text{ kN}$$

$$V_y = 7.240,45 \text{ kN}$$

Universitas Indonesia

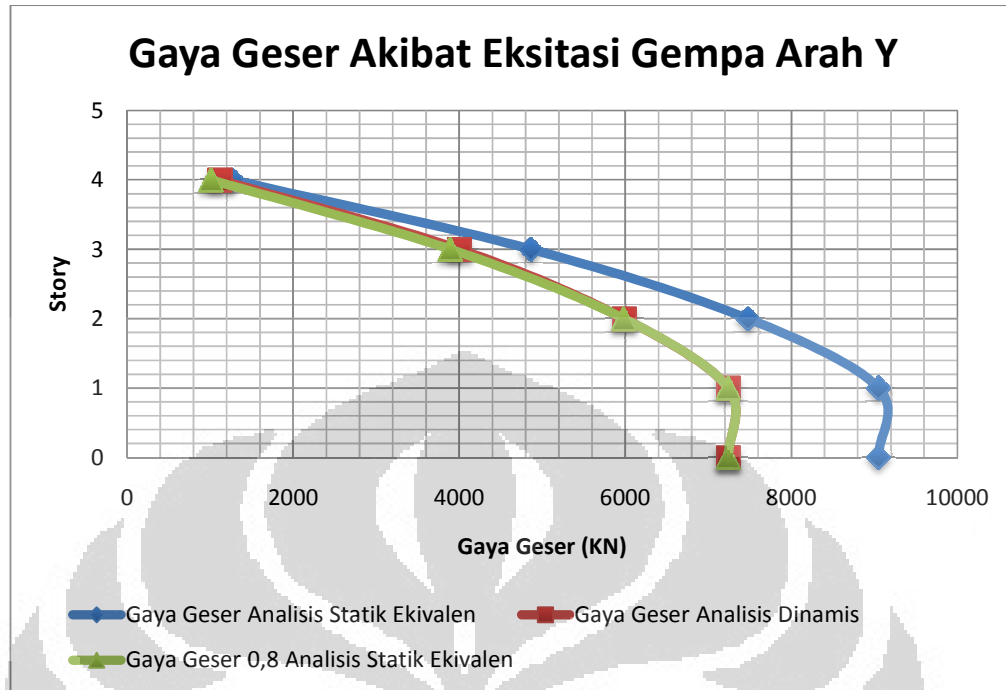
c. Hasil Analisis

Berikut adalah grafik hasil analisis struktur secara statik ekuivalen dan linear dinamis ragam spektrum respons yang telah dikalikan faktor skala pada kedua arah sumbu utama bangunan Gedung X.



Gambar 4.25 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti



Gambar 4.26 Perbandingan Gaya Geser Statik Ekuivalen dan Dinamis akibat Eksitasi Gempa Arah Y

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

4.2.4 Pemeriksaan Kekakuan Struktur Hasil Perbaikan

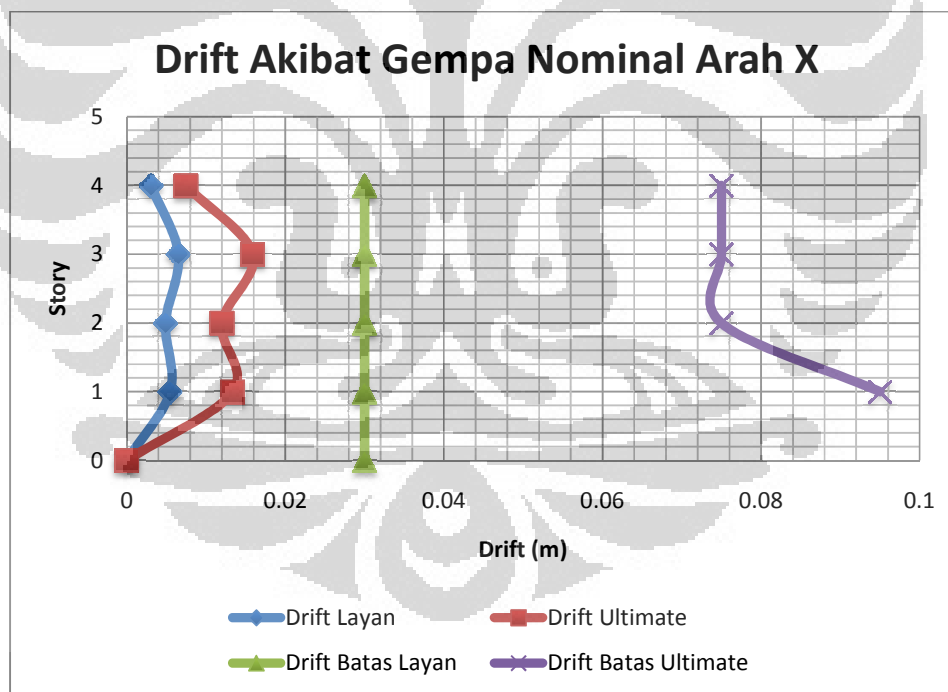
Seperti halnya pada evaluasi struktur eksisting Gedung X, hasil rancangan perbaikan gedung tersebut juga perlu diperiksa apakah memiliki kekakuan yang cukup dalam menahan gaya gempa nominal hasil analisis struktur yang dilihat berdasarkan drift daya layan dan drift ultimate yang dihasilkan. Secara logis diperkirakan bahwa Gedung X yang telah diperbaiki ini pasti tidak akan memiliki defisiensi dalam kekakuannya untuk menahan beban gempa nominal karena sebelum gedung ini diperbaiki, tidak ada drift batas layan maupun ultimate yang melebihi batas yang ditentukan sesuai SNI 03-1726-2002. Perbaikan berupa penyelubangan lapisan beton bertulang pada seluruh kolom lantai dasar dan lantai 1 menambah inersia penampang kolom tersebut sehingga kekakuan lateral lantai tersebut akan bertambah. Dengan demikian, dipastikan tidak ada drift pada kondisi batas layan maupun ultimate yang melebihi batas yang ditentukan pada Gedung X yang telah diperbaiki.

Berikut adalah hasil pemeriksaan drift batas layan dan ultimate pada Gedung X yang telah diperbaiki akibat beban gempa nominal sesuai Gempa Rencana pada kedua arah bangunan.

Tabel 4.30 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa Nominal Arah X

Story	Drift X (m)	Gaya Geser X (kN)	k_x (kN/m)	batas layan (m)	cek batas layan	Drift X ultimate (m)	batas ultimate (m)	cek batas ultimate
4	0.003041	1129.78	371485.4	0.03	OK	0.007451	0.075	OK
3	0.006488	4350.92	670662	0.03	OK	0.015894	0.075	OK
2	0.004894	6363.59	1300350	0.03	0.01199	0.075	OK	
1	0.005463	7639.31	1398501	0.03	OK	0.013383	0.095	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti



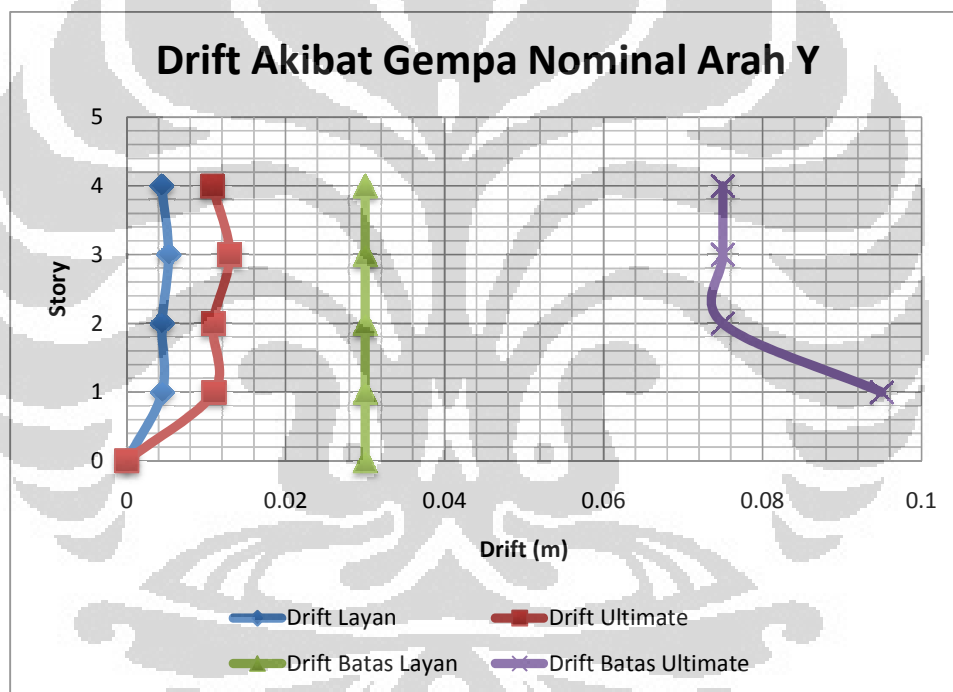
Gambar 4.27 Perbandingan Drift akibat Beban Gempa Nominal Arah X

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.31 Pemeriksaan Drift Batas Layan dan Drift Ultimate akibat Gempa
Nominal Arah Y

Story	Drift Y (m)	Gaya Geser Y (kN)	k_y (kN/m)	batas layan (m)	cek batas layan	Drift Y ultimate (m)	batas ultimate (m)	cek batas ultimate
4	0.0044	1117.5	253977.3	0.03	OK	0.01078	0.075	OK
3	0.00528	4000.63	757695.1	0.03	OK	0.012936	0.075	OK
2	0.00444	5984.81	1347930	0.03	OK	0.010878	0.075	OK
1	0.00447	7240.44	1619785	0.03	0.010952	0.095	OK	

Sumber: Hasil Olahan Peneliti



Gambar 4.28 Perbandingan Drift akibat Beban Gempa Nominal Arah Y

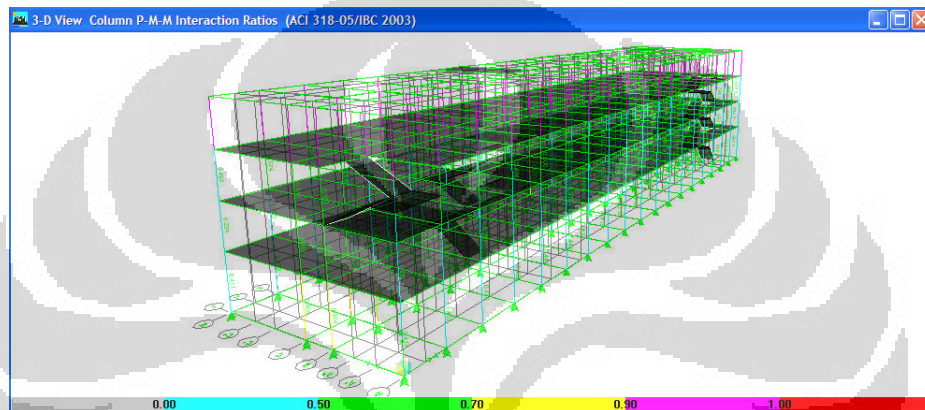
Sumber: Hasil Olahan Peneliti

4.2.5 Pemeriksaan Kekuatan Struktur Hasil Perbaikan

a. Pemeriksaan *Strength Ratio* Kolom

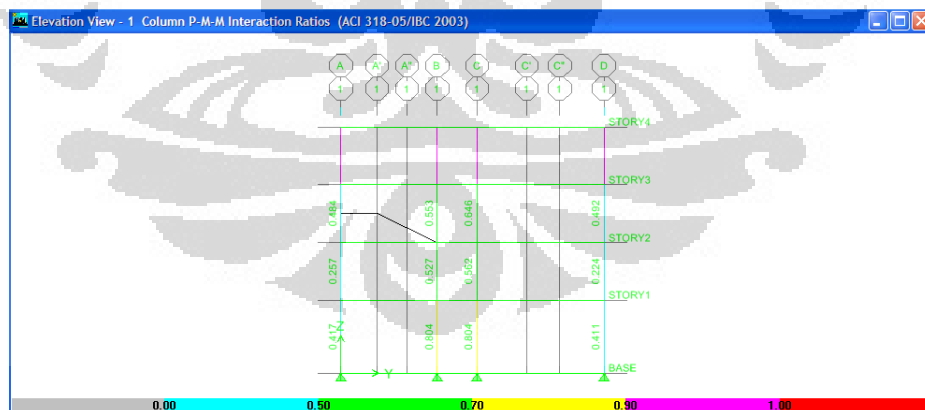
Strength ratio pada kolom diperoleh dari nilai *P-M-M ratio* kolom yang dikeluarkan oleh program ETABS v9.6.0 pada model Gedung X yang telah dianalisis secara linear dinamis dan diperiksa sesuai ketentuan dalam SNI

03-2847-2002. Apabila $P-M-M$ ratio untuk suatu kolom pada struktur eksisting Gedung X sama dengan atau lebih besar dari satu maka Gedung X memiliki defisiensi dalam kekuatan untuk menahan beban kombinasi gravitasi dengan beban nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 sehingga kolom tersebut mengalami *overstress*. Berdasarkan hasil program ETABS v9.6.0 pada Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* tidak ditemukan kolom yang mengalami *overstress*.



Gambar 4.29 Tidak Terdapat Kolom Berwarna Merah (*Overstress*) setelah Diperbaiki

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0



Gambar 4.30 Kapasitas Kolom pada Potongan Frame-1 Gedung X telah Bertambah setelah Diperbaiki

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

b. Pemeriksaan Tulangan Geser pada Kolom

Pemeriksaan dilakukan dengan membandingkan spasi tulangan geser yang terpasang pada kolom dengan spasi tulangan geser yang dibutuhkan yang dihasilkan oleh akibat gaya dalam lintang yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal pada Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* pada kolom-kolom lantai dasar dan lantai 1 baik pada arah mayor (sumbu kuat) maupun arah minor (sumbu lemah) kolom.

Namun demikian, pada saat perbaikan menggunakan *concrete jacketing*, tulangan longitudinal pada lapisan beton bertulang yang ditambahkan akan diikat dengan tulangan geser berupa sengkang dengan spasi setengah dari spasi pada tulangan geser kolom asli (Julio, 2003). Dengan demikian spasi tulangan geser ini akan memberikan efek *confinement* yang lebih baik bagi kolom. Spasi yang digunakan adalah 60 mm.

Tabel 4.32 Pemeriksaan Tulangan Geser Lantai Dasar pada Gedung X yang telah Diperbaiki

K40X70 atau K60X90	Frame 1-16, 18, 19		Frame 17	
	Major	Minor	Major	Minor
A_v/s	0	0,862	1,293	0,862
S_{perlu} (mm)	S_{max}	182,23	121,48	182,23
S_{pasang} (mm)	60	60	60	60
Keterangan	OK	OK	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.33 Pemeriksaan Tulangan Geser Lantai 1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

K40X60 atau K60X80	Frame 1-5, 8-19		Frame 6-7	
	Major	Minor	Major	Minor
A_v/s	0	0,862	1,149	0,862
S_{perlu} (mm)	S_{max}	182,23	136,71	182,23

Universitas Indonesia

K40X60 atau K60X80	Frame 1-5, 8-19		Frame 6-7	
	Major	Minor	Major	Minor
S _{pasang} (mm)	60	60	60	60
Keterangan	OK	OK	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

c. Pemeriksaan Tulangan Lentur pada Balok

Pemeriksaan tulangan lentur pada balok dilakukan dengan membandingkan tulangan lentur yang telah terpasang pada masing-masing balok seperti yang telah dipaparkan sebelumnya dengan tulangan lentur yang diperlukan akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal pada Gedung X dengan kolom lantai dasar dan lantai 1 telah diperbaiki dengan *concrete jacketing*.

Berikut adalah data tulangan lentur yang dibutuhkan pada tumpuan masing-masing jenis balok akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal. Pada masing-masing kolom jumlah tulangan yang diperlukan, ditampilkan juga gaya dalam momen lentur ultimate yang bekerja sehingga dengan memperhatikan jumlah tulangan terpasang pada balok tersebut dapat dihitung momen nominal yang akan disumbangkan oleh serat komposit (FRP) apabila momen lentur yang terjadi melebihi kapasitas momen nominal yang dimiliki oleh tulangan terpasang. Pada lapangan masing-masing balok tidak terdapat defisiensi (kekurangan) kapasitas momen lentur oleh lima tulangan yang terpasang sehingga tidak dilakukan pemeriksaan.

Tabel 4.34 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-1	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A _{sperlu} (mm ²)	2.712	1.864	1.985	1.416
M _u (N.mm)	446.378.924	314.295.270	333.584.959	241.639.801,5

Universitas Indonesia

B40X80-1	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
Kombinasi M_u	COMB 4	COMB 6	COMB 4	COMB 4
$A_{spasang}$ (mm^2)	1519,76	1.139,82	1519,76	1519,76
Keterangan	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.35 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-2 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-2	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm^2)	2.525	2.370	2.664	2.429
M_u (N.mm)	417.888.417	393.910.732	439.166.010	403.109.647
Kombinasi M_u	COMB 4	COMB 4	COMB 4	COMB 6
$A_{spasang}$ (mm^2)	1519,76	1519,76	1899,7	1.139,82
Keterangan	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.36 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X80-3 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-3	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm^2)	2.429	990	2.527	1.118
M_u (N.mm)	403.027.801	129.031.961,5	418.101.163	145.398.738,3
Kombinasi M_u	COMB 4	COMB 6	COMB 4	COMB 6
$A_{spasang}$ (mm^2)	1899,7	1.139,82	1519,76	1.139,82
Keterangan	TIDAK OK	OK	TIDAK OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.37 Pemeriksaan Tulangan Lentur B40X50 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X50	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{sperlu} (mm²)	2.814	2.352	2.837	2.665
M_u (N.mm)	259.257.187	221.789.554	261.020.999	247.398.641
Kombinasi M_u	COMB 3	COMB 5	COMB 3	COMB 5
A_{spasang} (mm²)	1.139,82	1.139,82	1.139,82	1.139,82
M_n (N.mm)	324.071.484	277.236.942	326.276.249	309.248.301
Keterangan	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK	TIDAK OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Bagian balok yang diberi keterangan TIDAK OK akan diperbaiki menggunakan serat komposit (FRP). Namun demikian, jumlah luas tulangan yang diperlukan akibat momen lentur ultimate tersebut diambil dari nilai maksimum yang diperlukan pada masing-masing balok. Dengan demikian, tidak semua lantai pada balok jenis tersebut yang membutuhkan perbaikan karena jumlah luas tulangan yang diperlukan pada jenis balok yang sama untuk lantai-lantai tertentu kurang dari luas tulangan yang telah terpasang. Berikut adalah lantai yang perlu diperbaiki menggunakan serat komposit pada masing-masing jenis balok di setiap as bangunan.

Tabel 4.38 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-1 pada Setiap Frame

Frame	STORY
1	1, 2
2	1, 2
3	1, 2
4	1, 2
5	1, 2

Universitas Indonesia

Frame	STORY
6	1, 2, 3
7	1, 2, 3
8	1, 2
9	1, 2
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1, 2
18	1, 2
19	1

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.39 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-2 pada Setiap Frame

Frame	STORY
1	1, 2
2	1, 2
3	1, 2
4	1, 2
5	1
6	1, 2, 3
7	1, 2
8	1
9	1
10	-
11	-
12	-

Universitas Indonesia

Frame	STORY
13	-
14	-
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.40 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X80-3 pada Setiap Frame

Frame	STORY
1	1, 2
2	1, 2, 3
3	1, 2, 3
4	1, 2
5	1, 2
6	1, 2, 3
7	1, 2, 3
8	1, 2
9	1, 2
10	1, 2
11	1, 2
12	1, 2
13	1, 2
14	1, 2
15	1, 2
16	1, 2
17	1, 2
18	1, 2
19	1, 2

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.41 Lantai yang Perlu Diperbaiki dengan FRP untuk Balok B40X50 pada Setiap Frame

Frame	STORY
A	1
B	1, 2 AS B5-B6 dan AS B7-B8
C	1, 2 AS B5-B6 dan AS B6-B7
D	1

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

d. Pemeriksaan Tulangan Geser pada Balok

Pemeriksaan dilakukan dengan membandingkan spasi tulangan geser yang terpasang tersebut dengan spasi tulangan geser yang dibutuhkan yang dihasilkan oleh akibat gaya dalam lintang yang dihasilkan oleh enam kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal pada Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* pada kolom-kolom lantai dasar dan STORY 1.

Berikut adalah data spasi antar tulangan geser yang dibutuhkan pada tumpuan maupun lapangan masing-masing jenis balok akibat gaya dalam yang dihasilkan oleh kombinasi beban gravitasi dan beban gempa nominal. Pada masing-masing kolom spasi tulangan geser yang diperlukan, ditampilkan juga gaya dalam lintang ultimate yang bekerja sehingga dengan memperhatikan spasi tulangan geser terpasang dapat diestimasi lintang nominal yang disumbangkan oleh serat komposit apabila lintang ultimate yang terjadi melebihi kapasitas lintang nominal yang dimiliki oleh tulangan terpasang dan beton.

Tabel 4.42 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-1 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-1	Frame 1-17,19 STORY 1-4		Frame 18 STORY 1		Frame 18 STORY 2	
	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan
A_v/s	0,575	0,575	1,646	0,853	1,458	0,727
S_{perlu} (mm)	273,0435	273,0435	95,38275	184,0563	107,6818	215,956

Universitas Indonesia

B40X80-1	Frame 1-17,19 STORY 1-4		Frame 18 STORY 1		Frame 18 STORY 2	
	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan
Vu (N)			393.590,3	288.149,5	368.596,9	271.396,4
Kombinasi Vu			COMB 4	COMB 4	COMB 4	COMB 4
S _{pasang} (mm)	125	125	125	125	125	125
Keterangan	OK	OK	TIDAK OK	OK	TIDAK OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.43 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-2 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-2	Frame 1-19 STORY 3-4		Frame 1-19 STORY 1-2	
	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan
Av/s	0,575	0,575	2,457	2,265
S _{perlu} (mm)	273,0435	273,0435	63,89906	69,31567
Vu (N)			501.448,5	475.889
Kombinasi Vu			COMB 4	COMB 6
S _{pasang} (mm)	125	125	125	125
Keterangan	OK	OK	TIDAK OK	TIDAK OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.44 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X80-3 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X80-3	Frame 1-19 STORY 1,2,3	
	Tumpuan	lapangan
Av/s	0,575	0,575

Universitas Indonesia

B40X80-3	Frame 1-19 STORY 1,2,3	
	Tumpuan	lapangan
S_{perlu} (mm)	273,0435	273,0435
V_u (N)		
Kombinasi V_u		
S_{pasang} (mm)	125	125
Keterangan	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.45 Pemeriksaan Tulangan Geser Balok B40X50 pada Gedung X yang telah Diperbaiki

B40X50	Frame A,B,D STORY 1-4		Frame C STORY 1,2	
	Tumpuan	lapangan	Tumpuan	lapangan
Av/s	0,575	0,575	3,366	2,381
S_{perlu} (mm)	273,0435	273,0435	46,6429	65,93868
V_u (N)			369.728,6	291.857,1
Kombinasi V_u			COMB 3	COMB 3
S_{pasang} (mm)	125	125	125	125
Keterangan	OK	OK	TIDAK OK	TIDAK OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Berdasarkan tabel-tabel di atas, setiap balok yang memiliki kekurangan kekuatan geser nominal (TIDAK OK) harus ditambahkan serat komposit. Perhitungan penambahan kekuatan geser nominal akibat penambahan serat komposit akan dijelaskan pada bagian selanjutnya.

4.2.6 Pemeriksaan Penambahan Kekuatan Nominal Balok dengan FRP

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, peningkatan kinerja kekuatan momen lentur dan geser pada elemen balok yang mengalami defisiensi akan dilakukan dengan metode penambahan serat komposit (FRP). Untuk memperbaiki dan menambah kapasitas momen lentur dan geser yang TIDAK OK pada bagian balok yang telah diperiksa sebelumnya, perlu dilakukan perhitungan kebutuhan serat komposit yang akan digunakan.

Dengan pertimbangan daktilitas, serat komposit yang akan digunakan adalah yang berbahan dasar glass sesuai produk SikaWrap Hex 100G. Perhitungan detail perancangan kebutuhan serat komposit ini berdasarkan kekuatan nominal yang harus dikontribusikan oleh serat komposit dapat dilihat pada lampiran.

a. Pemeriksaan Kekuatan Lentur

Berikut adalah pemeriksaan kekuatan lentur akibat serat komposit pada bagian masing-masing jenis balok yang tidak dapat ditanggung oleh tulangan yang terpasang saja.

Tabel 4.46 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X80-1

B40X80-1	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan
$A_{spasang}$ (mm ²)	1.519,76	1.139,82	1.519,76
Jumlah Lapisan FRP (n)	3	4	2
A_f (mm ²)	410,32	256,02	163,75
Properti Material untuk Desain FRP:			
▪ f_{fu} (MPa)	398,25	398,25	398,25
▪ ϵ_{fu}	0,0159	0,0159	0,0159
Batasan Regangan FRP untuk mencegah Debonding:			
▪ $0,9\epsilon_{fu}$	0,01431	0,01431	0,01431

B40X80-1	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan
▪ ϵ_d	0,007250154 (govern)	0,006278818 (govern)	0,008879589 (govern)
ϵ_{fe} pada Ultimate Limit State:			
▪ ϵ_{fe}	0,02	0,023249924	0,02175265
▪ ϵ_d	0,007250154 (govern)	0,006278818 (govern)	0,008879589 (govern)
Tegangan pada FRP:			
▪ f_{fe} (MPa)	171,1543866	148,2240468	209,6204572
Regangan dan Tegangan pada Steel Reinforcement:			
▪ ϵ_s	0,006979835	0,00621787	0,00826038
▪ f_s (Mpa)	1395,966968	1243,573959	1652,07595
▪ f_y (MPa)	300 (govern)	300 (govern)	300 (govern)
ϕM_n (N.mm)	361.054.572,2	316.572.674,2	342.557.642,7
M_u (N.mm)	360.279.548,1	314.295.270	333.584.959
Keterangan ($\phi M_n \geq M_u$)	OK	OK	OK
ρ_{max}	0,02709375	0,02709375	0,02709375
ρ_{eq}	0,007305292	0,006355038	0,006908218
Keterangan ($\rho_{eq} \leq \rho_{max}$)	OK	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.47 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada
B40X80-2

B40X80-2	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
A_{spasang} (mm²)	1.519,76	1.519,76	1.899,7	1.139,82
Jumlah Lapisan FRP (n)	2	1	1	5
A_f (mm²)	812,8	406,4	406,4	2.032
Properti Material untuk Desain FRP:				
▪ f_{fu} (MPa)	398,25	398,25	398,25	398,25
▪ ε_{fu}	0,0159	0,0159	0,0159	0,0159
Batasan Regangan FRP untuk mencegah Debonding:				
▪ 0,9ε_{fu}	0,01431	0,01431	0,01431	0,01431
▪ ε_d	0,008879589 (govern)	0,012557635 (govern)	0,012557635 (govern)	0,005615945 (govern)
ε_{fe} pada Ultimate Limit State:				
▪ ε_{fe}	0,021845084	0,022776427	0,018617387	0,022428298
▪ ε_d	0,008879589 (govern)	0,012557635 (govern)	0,012557635 (govern)	0,005615945 (govern)
Tegangan pada FRP:				
▪ f_{fe} (MPa)	209,6204572	296,4480936	296,4480936	132,5756178
Regangan dan Tegangan pada Steel Reinforcement:				
▪ ε_s	0,008175959	0,012667774	0,012354129	0,005221375
▪ f_s (Mpa)	1635,191763	2533,554847	2470,825723	1044,274907
▪ f_y (MPa)	300	300	300	300

B40X80-2	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
	(govern)	(govern)	(govern)	(govern)
ϕM_n (N.mm)	342.557.642,7	318.256.366,2	378.200.352,1	330.458.557,3
M_u (N.mm)	334.310.733,6	315.128.585,6	357.582.972,4	316.750.703,5
Keterangan ($\phi M_n \geq M_u$)	OK	OK	OK	OK
ρ_{max}	0,02709375	0,02709375	0,02709375	0,02709375
ρ_{eq}	0,006908218	0,006390719	0,007675872	0,00664998
Keterangan ($\rho_{eq} \leq \rho_{max}$)	OK	OK	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.48 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X80-3

B40X80-3	Atas Kiri	Atas Kanan
$A_{spasang}$ (mm ²)	1.899,7	1.519,76
Jumlah Lapisan FRP (n)	1	2
A_f (mm ²)	406,4	812,8
Properti Material untuk Desain FRP:		
▪ f_{fu} (MPa)	398,25	398,25
▪ ϵ_{fu}	0,0159	0,0159
Batasan Regangan FRP untuk mencegah Debonding:		
▪ $0,9\epsilon_{fu}$	0,01431	0,01431
▪ ϵ_d	0,012557635 (govern)	0,008879589 (govern)

B40X80-3	Atas Kiri	Atas Kanan
ϵ_{fe} pada Ultimate Limit State:		
▪ ϵ_{fe}	0,018834677	0,021
▪ ϵ_d	0,012557635 (govern)	0,008879589 (govern)
Tegangan pada FRP:		
▪ f_{fe} (MPa)	296,4480936	209,6204572
Regangan dan Tegangan pada Steel Reinforcement:		
▪ ϵ_s	0,012155942	0,008983869
▪ f_s (Mpa)	2431,188468	1796,773809
▪ f_y (MPa)	300 (govern)	300 (govern)
ϕM_n (N.mm)	378.200.352,1	342.557.642,7
M_u (N.mm)	328.158.090,1	337.456.116,3
Keterangan ($\phi M_n \geq M_u$)	OK	OK
ρ_{max}	0,02709375	0,02709375
ρ_{eq}	0,007675872	0,006908218
Keterangan ($\rho_{eq} \leq \rho_{max}$)	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.49 Pemeriksaan Kekuatan Lentur akibat Penambahan GFRP pada B40X50

B40X50	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
$A_{spasang}$ (mm ²)	1.139,82	1.139,82	1.139,82	1.139,82

B40X50	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
Jumlah Lapisan FRP (n)	8	4	8	6
A_f (mm²)	3.251,2	1.625,6	3.251,2	2.438,4
Properti Material untuk Desain FRP:				
▪ f_{fu} (MPa)	398,25	398,25	398,25	398,25
▪ ϵ_{fu}	0,0159	0,0159	0,0159	0,0159
Batasan Regangan FRP untuk mencegah Debonding:				
▪ $0,9\epsilon_{fu}$	0,01431	0,01431	0,01431	0,01431
▪ ϵ_d	0,004439794 (govern)	0,006278818 (govern)	0,004439794 (govern)	0,005126633 (govern)
ϵ_{fe} pada Ultimate Limit State:				
▪ ϵ_{fe}	0,01100211	0,013448366	0,011137576	0,012161419
▪ ϵ_d	0,004439794 (govern)	0,006278818 (govern)	0,004439794 (govern)	0,005126633 (govern)
Tegangan pada FRP:				
▪ f_{fe} (MPa)	104,8102286	148,2240468	104,8102286	121,0244274
Regangan dan Tegangan pada Steel Reinforcement:				
▪ ϵ_s	0,003994996	0,005587937	0,00388045	0,004475451
▪ f_s (Mpa)	798,9992121	1117,587361	776,089986	895,0901178
▪ f_y (MPa)	300 (govern)	300 (govern)	300 (govern)	300 (govern)
ϕM_n (N.mm)	213.403.594,3	185.351.220	213.403.594,3	200.681.814,3

B40X50	Atas Kiri	Bawah Kiri	Atas Kanan	Bawah Kanan
M_u (N.mm)	207.405.749,6	177.431.643,1	208.816.799,2	197.918.912,7
Keterangan ($\phi M_n \geq M_u$)	OK	OK	OK	OK
ρ_{max}	0,02709375	0,02709375	0,02709375	0,02709375
ρ_{eq}	0,012824519	0,010960551	0,012824519	0,011970892
Keterangan ($\rho_{eq} \leq \rho_{max}$)	OK	OK	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

b. Pemeriksaan Kekuatan Geser

Berikut adalah pemeriksaan kekuatan geser akibat penambahan serat komposit pada bagian masing-masing jenis balok yang tidak dapat ditanggung oleh tulangan yang terpasang saja.

Tabel 4.50 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X80-1

B40X80-1	Frame 18 STORY 1	Frame 18 STORY 2
	Tumpuan	Tumpuan
S_{pasang} (mm)	125	125
V_c (N)	233.692,3191	233.692,3191
V_s (N)	222.764,16	222.764,16
V_f (N) butuh	80.388,86539	41.183,63402
Jumlah Lapisan FRP (n)	1	1
Regangan dan Tegangan pada FRP:		
▪ ϵ_{fe}	0,004480319	0,004480319
▪ ϵ_{fe} batas	0,004 (govern)	0,004 (govern)

Universitas Indonesia

B40X80-1	Frame 18 STORY 1	Frame 18 STORY 2
	Tumpuan	Tumpuan
▪ f_{fc} (MPa)	94,428	94,428
s_f (mm)	178,5449667	348,5128896
$s_{fpasang}$ (mm)	150	300
V_f (N) terpasang	95.686,84863	47.843,42431
ϕV_n (N)	403.342,7253	372.842,5423
V_u (N)	393.590,261	368.596,926
Keterangan ($\phi V_n \geq V_u$)	OK	OK
$V_f + V_s$ (N) (a)	318.451,0086	270.607,5843
$\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}bd$ (b)	925.421,5836	925.421,5836
Keterangan (a) \leq (b)	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.51 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X80-2

B40X80-2	Frame 1 - 19 STORY 1-2	
	Tumpuan	Lapangan
s_{pasang} (mm)	125	125
V_c (N)	233.692,3191	233.692,3191
V_s (N)	222.764,16	222.764,16
V_f (N) butuh	249.578,2787	209.484,8858
Jumlah Lapisan FRP (n)	1	1
Regangan dan Tegangan		

Universitas Indonesia

B40X80-2	Frame 1 - 19 STORY 1-2	
	Tumpuan	Lapangan
pada FRP:		
▪ ϵ_{fe}	0,004480319	0,004480319
▪ ϵ_{fe} batas	0,004 (govern)	0,004 (govern)
▪ f_{fe} (MPa)	94,428	94,428
s_f (mm)	57,50912045	68,51581316
$s_{fpasang}$ (mm)	50	50
V_f (N) terpasang	287.060,5459	287.060,5459
ϕV_n (N)	525.343,4573	525.343,4573
V_u (N)	501.448,512	475.888,974
Keterangan ($\phi V_n \geq V_u$)	OK	OK
$V_f + V_s$ (N) (a)	509.824,7059	509.824,7059
$\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}bd$ (b)	925.421,5836	925.421,5836
Keterangan (a) \leq (b)	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Tabel 4.52 Pemeriksaan Kekuatan Geser akibat Penambahan GFRP pada B40X50

B40X50	Frame C5-C7 STORY 1-2	
	Tumpuan	Lapangan
s_{pasang} (mm)	125	125
V_c (N)	138.823,9893	138.823,9893
V_s (N)	132.332,16	132.332,16
V_f (N) butuh	260.959,2644	138.807,7554
Jumlah Lapisan FRP (n)	1	1

B40X50	Frame C5-C7 STORY 1-2	
	Tumpuan	Lapangan
Regangan dan Tegangan pada FRP:		
▪ ϵ_{fe}	0,003835631 (govern)	0,003835631 (govern)
▪ ϵ_{fe} batas	0,004	0,004
▪ f_{fe} (MPa)	90,54773886	90,54773886
s_f (mm)	25,87796717	48,65070585
$s_{f\text{pasang}}$ (mm)	20	40
V_f (N) terpasang	337.654,7638	168.827,3819
ϕV_n (N)	418.622,0239	310.994,5679
V_u (N)	369.728,643	291.857,056
Keterangan ($\phi V_n \geq V_u$)	OK	OK
$V_f + V_s$ (N) (a)	469.986,9238	301.159,5419
$\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}bd$ (b)	549.742,9976	549.742,9976
Keterangan (a) \leq (b)	OK	OK

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

4.2.7 Pemeriksaan Daya Dukung Pondasi

Pemeriksaan akan dilakukan pada daya dukung ultimate dan ijin pondasi yang menerima beban paling maksimum akibat perbaikan menggunakan metode peningkatan kinerja elemen berupa *concrete jacketing* yang menambah massa bangunan cukup signifikan. Perbedaan massa bangunan sebelum dan sesudah perbaikan sebesar 243,342 ton. Akibat penambahan massa ini ditambah dengan beban gempa yang menyebabkan reaksi perletakan horizontal pada pondasi bertambah yang mengakibatkan penurunan daya dukung pondasi maka pondasi bangunan ini perlu diperiksa untuk memastikan tegangan yang terjadi cukup

dalam menahan keruntuhan geser dan penurunan yang dapat ditoleransi apabila tegangan ini lebih kecil dibandingkan daya dukung ijin. Perhitungan daya dukung ultimate pondasi akan menggunakan teori mayerhof pada pondasi interior dan pondasi eksterior.

Berdasarkan hasil investigasi geoteknik yang dilakukan, ditemukan properti tanah dan pondasi yang berkontribusi dalam menghitung daya dukung adalah seperti yang telah ditentukan sebelumnya.

Tabel 4.53 Properti Tanah dan Pondasi Gedung X

No.	Properti	
1	Lebar Pondasi Arah X (B)	2 m
2	Panjang Pondasi Arah Y (L)	2,25 m
3	Kedalaman Pondasi (D)	1 m
4	Kohesi Tanah (C_u)	45 kN/m ²
5	Sudut Geser Tanah (ϕ)	10°
6	Berat Isi Tanah (γ)	17 kN/m ³

Sumber: Prakoso, Widjojo. (April 2010). *Laporan penyelidikan tanah proyek gedung X*.
Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia

Berdasarkan hasil analisis struktur dengan bantuan program ETABS v9.6.0 diperoleh reaksi perletakan akibat Beban Terfaktor Kombinasi Gravitasi dan Gempa paling ultimate adalah sebagai berikut.

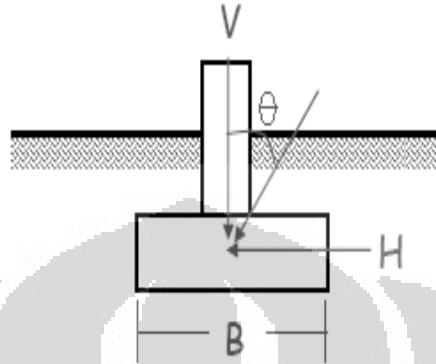
Tabel 4.54 Reaksi Perletakan Maksimum akibat Beban Terfaktor Kombinasi Gravitasi dan Gempa pada Pondasi

Reaksi Perletakan		Point
FZ (kN)	2478.16	73
FY (kN)	705.84	73
FX (kN)	239.94	73

Sumber: Telah diolah kembali dari Program ETABS v9.6.0

Data reaksi perletakan di atas akan digunakan untuk menghitung sudut resultan reaksi perletakan vertikal dan horizontal yang menentukan faktor inklinasi dalam menghitung daya dukung yang dapat mengurangi daya dukung

pondasi. Reaksi perletakan yang diambil adalah reaksi yang sejajar dengan lebar pondasi terkecil (B).



Gambar 4.31 Sudut Resultan Reaksi Perletakan pada Pondasi yang Berpengaruh pada Daya Dukung Ultimate

Sumber: Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal*. Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia

Berdasarkan data tersebut sudut resultan reaksi perletakan terhadap sumbu vertikal adalah

$$\theta = \arctan \left(\frac{FX}{FZ} \right) = \arctan \left(\frac{239,94}{2478,16} \right) = 5,53^\circ \quad (4.25)$$

Karena didapatkan $\theta = 5,53^\circ$ terhadap sumbu vertikal maka faktor inklinasi yang akan mengurangi daya dukung perlu dipertimbangkan karena hal ini mengindikasikan bahwa akibat gempa, reaksi perletakan horizontal bertambah sehingga mengurangi daya dukung pondasi dangkal.

Selanjutnya dilakukan perhitungan faktor-faktor yang diperlukan dalam menghitung daya dukung ultimate menurut teori Meyerhof sebagai berikut.

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2} \right) = 1,42 \quad (4.26)$$

$$s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2(1,42) \left(\frac{2}{2,25} \right) = 1,252444 \quad (4.27)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,1(1,42) \left(\frac{2}{2,25} \right) = 1,126222 \quad (4.28)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p \frac{B}{L}} = 1 + 0,2(\sqrt{1,42}) \left(\frac{2}{2,25}\right) = 1,11916 \quad (4.29)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p \frac{B}{L}} = 1 + 0,1(\sqrt{1,42}) \left(\frac{2}{2,25}\right) \quad (4.30)$$

$$d_q = d_\gamma = 1,059582 \quad (4.31)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{5,53^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0,880887 \quad (4.32)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{5,53^\circ}{10^\circ}\right)^2 = 0,199809 \quad (4.33)$$

Berdasarkan Tabel 2.16 juga diperoleh faktor-faktor daya dukung untuk teori Meyerhof dengan nilai $\phi = 10^\circ$.

Tabel 4.55 Faktor-faktor Daya Dukung Menurut Teori Meyerhof Tanah Gedung
X

No.	Faktor-Faktor Daya Dukung	Nilai
1	N_c	8,34
2	N_q	2,5
3	N_γ	0,4

Sumber: Telah diolah kembali dari Bowles. (1997). *Foundation analysis dan design* (5th ed). Mc Graw-Hill

Selanjutnya faktor-faktor tersebut disubstitusi ke persamaan daya dukung ultimate menurut teori Meyerhof. Karena tidak ada tanah di atas pelat pondasi, tebal pelat pondasi sebesar 1 m langsung di bawah permukaan tanah sehingga faktor $\gamma D N_q s_q d_q i_q$ tidak menyumbang daya dukung ultimate.

$$Q_u = 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + c N_c s_c d_c i_c \quad (4.34)$$

Dari persamaan tersebut didapatkan nilai Q_u sebesar 465,0156 kN/m².

Perhitungan daya dukung ijin diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimate hasil perhitungan tersebut dengan faktor keamanan yang

disarankan oleh Vesic untuk bangunan perkantoran biasa dengan investigasi geoteknik yang terbatas sesuai tabel 2.17, yaitu sebesar 3.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} = \frac{465,0156}{3} = 155 \text{ kN/m}^2 \quad (4.35)$$

Dalam perbandingan antara tegangan yang terjadi dengan daya dukung ijin, apabila tegangan yang terjadi dihitung berdasarkan reaksi perletakan struktur pada pondasi yang paling maksimum dengan memperhatikan beban gempa selain beban gravitasi, maka nilai daya dukung ijin tersebut boleh dinaikkan hingga 1,5 kali nilai awalnya sehingga Q_a yang digunakan sebesar $232,5 \text{ kN/m}^2$.

Berdasarkan hasil analisis struktur dengan bantuan program ETABS v9.6.0 diperoleh reaksi perletakan akibat beban tidak terfaktor kombinasi gravitasi dan gempa untuk pondasi interior dan eksterior adalah sebagai berikut.

Tabel 4.56 Pemeriksaan Daya Dukung Pondasi pada Gedung X setelah Diperbaiki

Reaksi Perletakan	Pondasi Interior		Pondasi Eksterior	
	Nilai	Letak	Nilai	Letak
Dead (kN)	1153,6	73	698,41	58
SDL (kN)	168,22	73	94,67	58
Cladding (kN)	142,82	73	257,74	58
LL tereduksi (kN)	402,74	73	177,69	58
TOTAL (kN)	1867,38	73	1228,51	58
Tegangan (kN/m^2)	155,615	73	273,0022	58
Daya Dukung Ijin (kN/m^2)	232,5	73	232,5	58
Keterangan	OK		TIDAK OK	

Sumber: Hasil Olahan Peneliti

Setelah dibandingkan, nilai tegangan yang terjadi akibat beban yang bekerja pada pondasi eksterior melebihi daya dukung ijin sehingga dapat disimpulkan bahwa pondasi ini juga perlu diperbaiki dengan teknik tertentu sehingga tegangan tanah di bawah pondasi tersebut memenuhi nilai daya dukung ijin. Namun demikian perbaikan tersebut hanya akan dilakukan pada pondasi yang

memiliki nilai tegangan melebihi daya dukung ijin saja, tidak pada seluruh pondasi struktur.

4.2.8 Hasil Perbaikan Struktur Eksisting Gedung X

Berdasarkan proses perbaikan yang telah dilakukan terhadap struktur eksisting Gedung X dengan metode peningkatan kinerja elemen eksisting menggunakan teknik *concrete jacketing* pada kolom dan FRP pada balok dihasilkan beberapa kesimpulan sebagai berikut.

- a. Struktur Gedung X yang telah diperbaiki masih memiliki kekakuan yang cukup bahkan lebih besar daripada kondisi eksisting ketika dibebani beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002.
- b. Struktur Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* pada seluruh kolom lantai dasar dan lantai 1 telah memiliki kapasitas yang cukup dari segi kekuatan dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002. Namun demikian, masih terdapat beberapa bagian balok yang mengalami defisiensi dalam kekuatan lentur dan geser akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal ini.
- c. Balok-balok yang mengalami defisiensi dalam kekuatan lentur dan geser akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal diperbaiki dengan serat komposit (FRP) yang perhitungan kebutuhannya didasarkan pada kekurangan kekuatan yang ada sesuai dengan referensi pada dasar teori sehingga kekuatan yang disumbangkannya telah direncanakan secara cukup untuk menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002.
- d. Perbaikan struktur eksisting menggunakan teknik *concrete jacketing* telah menyebabkan pondasi eksterior Gedung X tidak mampu menahan beban yang terjadi sehingga diperlukan suatu bentuk perbaikan pada pondasi tersebut.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil evaluasi struktur bangunan eksisting, yaitu Gedung X yang terletak di Jakarta untuk memenuhi SNI 03-1726-2002 menggunakan kerangka evaluasi sesuai yang disarankan dalam FEMA 310 dengan analisis linear dinamis ragam spektrum respons didapatkan kesimpulan sebagai berikut.

- a. Struktur eksisting Gedung X masih memiliki kekakuan yang cukup ketika dibebani beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 yang ditunjukkan oleh tidak adanya simpangan antar tingkat (*drift*) baik pada kondisi batas layan maupun ultimate yang melebihi batas yang ditentukan dalam SNI 03-1726-2002.
- b. Struktur eksisting Gedung X mengalami defisiensi kekuatan struktur dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 yang ditunjukkan oleh ketidakmampuan beberapa kolom pada lantai dasar dan lantai satu dalam menahan beban tersebut sehingga kolom-kolom itu mengalami *overstress*.

Dengan demikian hipotesis awal penelitian ini terbukti bahwa Gedung X yang didirikan pada tahun 1964-1965 dan diasumsikan dirancang berdasarkan Peraturan Beton Indonesia (PBI) tahun 1955 karena pada saat itu belum ada peraturan perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung di Indonesia tidak mampu menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Dalam hal ini tujuan penelitian ini juga tercapai, yaitu Gedung X ini tidak aman dan tidak layak dalam memenuhi kinerja bangunan untuk tingkat kinerja *life safety* ketika gempa dengan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 terjadi.

Berdasarkan hal tersebut diperlukan perbaikan terhadap struktur eksisting Gedung X. Perbaikan yang dilakukan dalam penelitian ini adalah menggunakan metode peningkatan kinerja elemen struktur eksisting berupa teknik *concrete jacketing* pada seluruh kolom lantai dasar dan lantai 1 serta pelapisan serat

komposit (FRP) pada balok-balok yang mengalami kekurangan kekuatan nominal dalam lentur dan geser untuk menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana.

Hasil perbaikan struktur eksisting Gedung X menggunakan teknik di atas menghasilkan kesimpulan sebagai berikut.

- a. Struktur Gedung X yang telah diperbaiki masih memiliki kekakuan yang cukup bahkan lebih besar daripada kondisi eksisting ketika dibebani beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002.
- b. Struktur Gedung X yang telah diperbaiki dengan *concrete jacketing* pada seluruh kolom lantai dasar dan lantai 1 telah memiliki kapasitas yang cukup dari segi kekuatan dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002. Namun demikian, masih terdapat beberapa bagian balok yang mengalami defisiensi dalam kekuatan lentur dan geser akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal ini.
- c. Balok-balok yang mengalami defisiensi dalam kekuatan lentur dan geser akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal diperbaiki dengan serat komposit (FRP) yang perhitungannya didasarkan pada kekurangan kekuatan yang ada sesuai dengan referensi pada dasar teori sehingga kekuatan yang disumbangkannya telah direncanakan secara cukup untuk menahan kombinasi beban gravitasi dan gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002.
- d. Perbaikan struktur eksisting menggunakan teknik *concrete jacketing* telah menyebabkan pondasi eksterior Gedung X tidak mampu menahan beban yang terjadi sehingga diperlukan suatu bentuk perbaikan pada pondasi tersebut.

Dengan demikian hipotesis awal yang dinyatakan oleh peneliti bahwa bangunan gedung tersebut diharapkan akan kuat menahan beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai dengan SNI 03-1726-2002 ketika dilakukan perbaikan dengan memberikan perkuatan (*retrofit*) yang sesuai terbukti. Perbaikan struktur bangunan Gedung X menggunakan metode peningkatan kinerja elemen eksisting dengan teknik *concrete jacketing* pada kolom dan pelapisan FRP pada

balok merupakan metode yang tepat untuk memperbaiki dan memperkuat bangunan tersebut.

5.2 Saran

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan dan kesimpulan yang telah dicapai, dapat disarankan beberapa hal sebagai berikut.

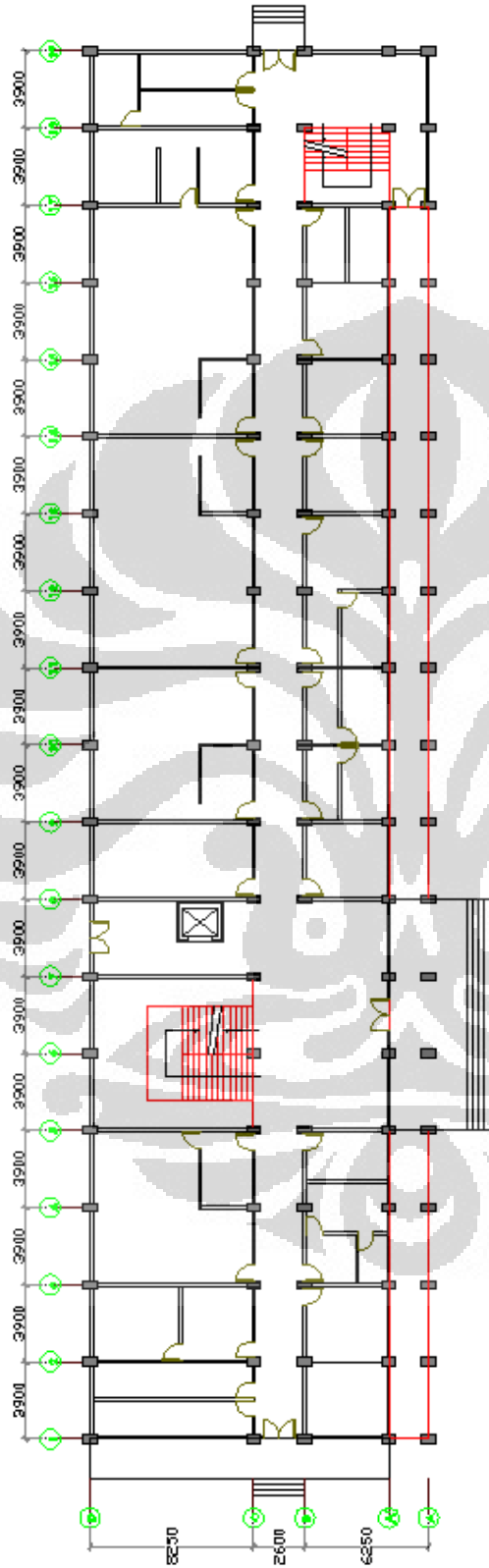
- a. Struktur bangunan eksisting Gedung X perlu diperbaiki dengan metode yang telah diajukan dalam penelitian ini untuk menjamin tingkat kinerja *life safety* pada bangunan tersebut ketika beban gempa nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2002 terjadi.
- b. Penelitian ini dapat dikembangkan dengan melakukan analisis pengambilan keputusan secara mendalam berdasarkan berbagai kriteria teknis dan non-teknis ketika memilih metode perbaikan struktur bangunan.
- c. Perlu diadakan kerangka evaluasi bangunan eksisting terhadap ketahanan gempa dan kerangka pemilihan metode perbaikan bangunan di Indonesia yang dapat diadopsi dari kerangka evaluasi bangunan eksisting dan pemilihan metode perbaikan bangunan yang digunakan di Amerika Serikat, yaitu FEMA 310 dan FEMA 356 sebagai panduan resmi dalam melakukan pemeriksaan kondisi eksisting struktur terhadap ketahanan gempa di Indonesia.

DAFTAR REFERENSI

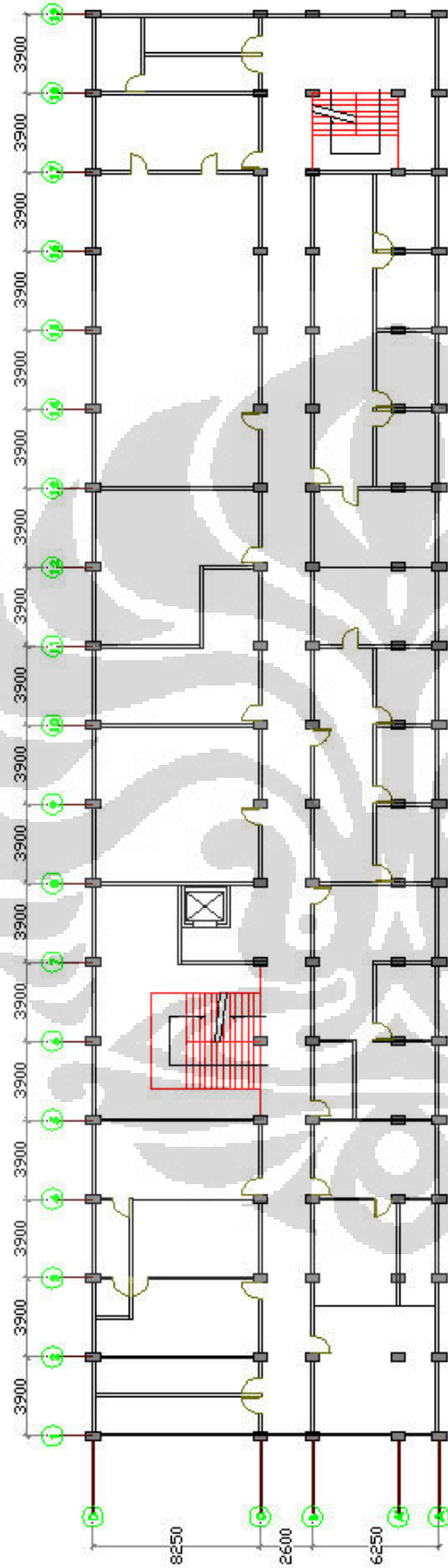
- ACI Committee 440. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.*
- Bahsan, Erly. *Daya dukung pondasi dangkal.* Presentasi Mata Kuliah Mekanika Tanah Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia.
- Bowles. (1997). *Foundation analysis dan design* (5th ed). Mc Graw-Hill.
- Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008, October). *A comparative analysis of decision making methods for the seismic retrofit of RC building.* Paper presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Cernica, J. N. (1995). *Soil mechanics.* John Wiley & Sons, Ltd.
- Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering.* New Jersey: Prentice-Hall.
- Day, Robert W. *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook.* New York: Mc Graw Hill.
- 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.*
- Han Tae Choi. (2008). *Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams.* Thesis presented to the University of Waterloo, Canada.
- Harinaldi. (2005). *Prinsip-prinsip statistik untuk teknik dan sains.* Jakarta: Erlangga.
- Julio, E. S., Branco F., Silva V. D. (2003, February 26th). *Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing* (pp. 29-37). Paper published online: John Wiley & Sons, Ltd.

- MacGregor, James G. (2005). *Reinforced concrete mechanics and design*. Singapore: Prentice-Hall.
- Naeim, Farzad. *The seismic design handbook* (2nd ed).
- Nasersaeed, Hamidreza. (2011). *Evaluation of behavior and seismic retrofitting of RC structures by concrete jacket*. Malaysia: Asian Journal of Applied Sciences.
- Prakoso, Widjojo. (April 2010). *Laporan penyelidikan tanah proyek gedung X*. Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Ragheb, Fathy Wael. (2003). *Strengthening of reinforced concrete beams using innovative ductile composite fiber-reinforced polymer systems*. Dissertation submitted to University of Windsor, Canada.
- Shinozaki, H., Aravinthan, T., Pandey, G. R., Matsuyoshi, H. (2007). *Advancements in retrofitting reinforced concrete structures in Japan using FRP sheets*.
- SikaWrap Hex 100G*. (Edition 6-23-2010). Product Data Sheet Identification No. 332-15F.
- Teran, A. & Ruiz, J. (1992). *Reinforced concrete jacketing of existing structures*. Paper presented at the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, the Netherlands.
- Tim Penyusun. (2001). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Tim Penyusun. (2009). *Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002) dilengkapi penjelasan (S-2002)*. Surabaya: ITS Press.
- Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil covermeter test proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil pengujian kekuatan terhadap core beton proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Tjahjono, Elly. (2010). *Hasil uji brinell proyek gedung X*. Laboratorium Struktur dan Material Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

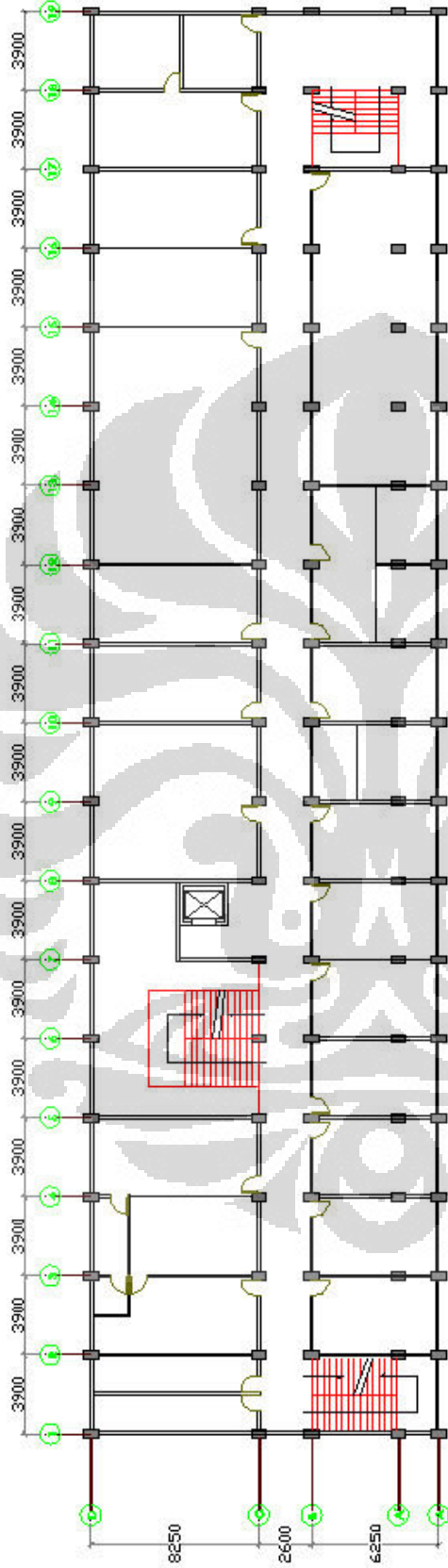
Lampiran 1 Denah Lantai Dasar Gedung X



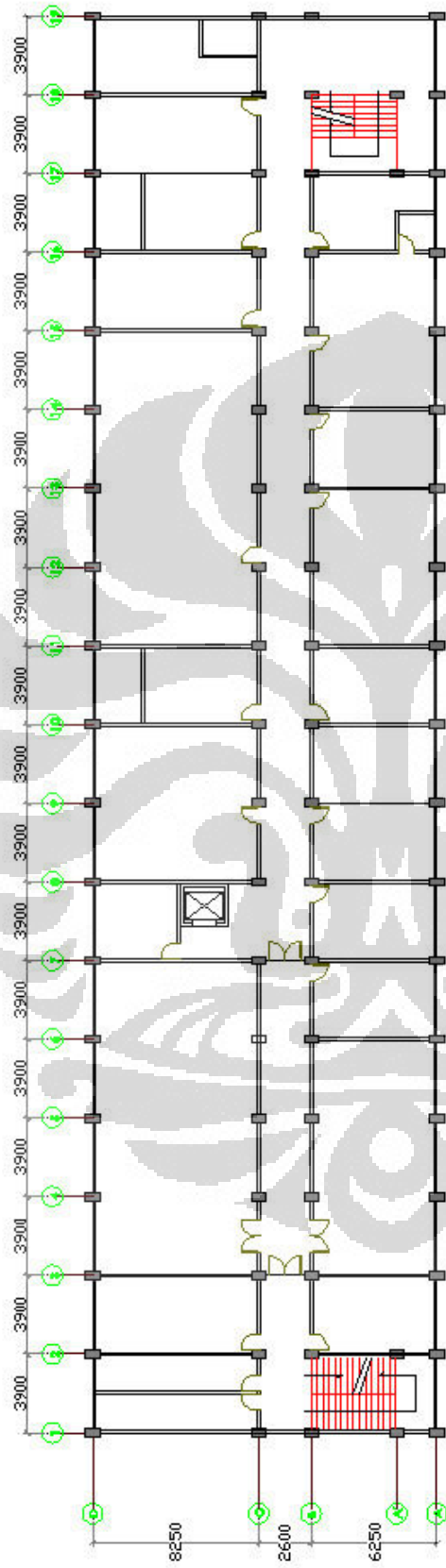
Lampiran 2 Denah Lantai 1 Gedung X



Lampiran 3 Denah Lantai 2 Gedung X



Lampiran 4 Denah Lantai 3 Gedung X



Lampiran 5

Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X

a. Kolom

Diketahui bahwa pengujian kuat tekan komponen kolom dilakukan pada 14 sampel kolom. Untuk mengetahui kuat tekan rata-rata seluruh kolom yang ada di Gedung X sebagai kuat tekan representatif yang akan digunakan dalam evaluasi struktur eksisting gedung tersebut, perlu dilakukan estimasi mean populasi (μ_x) untuk sampel tersebut. Estimasi ini dilakukan dengan teknik estimasi secara statistik untuk estimasi mean populasi (μ_x) pada sampel berukuran kecil ($n < 30$) menggunakan distribusi t karena populasinya tidak dapat dipastikan terdistribusi normal dan deviasi standard populasi juga tidak diketahui.

Hasil Pengujian Kuat Tekan Kolom

No.	Kode	Tegangan Silinder (Kg/cm ²)	Tegangan Kubus 15x15x15 (Kg/cm ²)
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

Lampiran 5

**Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X
(lanjutan)**

Estimasi ini dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- **Hitung Mean Sampel**

Rata-rata sampel yang dihitung adalah rata-rata sampel tegangan kubus dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

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

- **Hitung Standard Deviasi Sampel**

Standard deviasi sampel dihitung dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

$$s = 54,19257$$

- **Hitung nilai α Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi**

Tingkat kepercayaan adalah probabilitas bahwa parameter populasi yang diduga akan termuat dalam interval estimate. Tingkat kepercayaan yang umum digunakan dalam teknik estimasi secara statistik adalah 90%, 95%, dan 99%. Dalam hal ini digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga

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

- **Hitung Derajat Kebebasan (df)**

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

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

Lampiran 5

Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X
(lanjutan)

Estmasi interval mean populasi

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

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

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

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

b. Balok

Diketahui bahwa pengujian kuat tekan komponen balok dilakukan pada 10 sampel balok. Untuk mengetahui kuat tekan rata-rata seluruh balok yang ada di Gedung X sebagai kuat tekan representatif yang akan digunakan dalam evaluasi struktur eksisting gedung tersebut, perlu dilakukan estimasi mean populasi (μ_x) untuk sampel tersebut seperti yang dilakukan pada elemen kolom karena sampel berukuran kecil ($n < 30$).

Hasil Pengujian Kuat Tekan Balok

No.	Kode	Tegangan Silinder (Kg/cm ²)	Tegangan Kubus 15x15x15 (Kg/cm ²)
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

Lampiran 5

Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X
(lanjutan)

Estimasi ini dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- **Hitung Mean Sampel**

Rata-rata sampel yang dihitung adalah rata-rata sampel tegangan kubus dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

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

- **Hitung Standard Deviasi Sampel**

Standard deviasi sampel dihitung dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

$$s = 63,12254$$

- **Hitung nilai α Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi**

Tingkat kepercayaan adalah probabilitas bahwa parameter populasi yang diduga akan termuat dalam interval estimate. Tingkat kepercayaan yang umum digunakan dalam teknik estimasi secara statistik adalah 90%, 95%, dan 99%. Dalam hal ini digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga

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

- **Hitung Derajat Kebebasan (df)**

Dihitung berdasarkan jumlah sampel (n)

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

- **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

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

Lampiran 5

**Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X
(lanjutan)**

Estmasi interval mean populasi

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

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

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

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

c. Pelat

Diketahui bahwa pengujian kuat tekan komponen pelat dilakukan pada 11 sampel pelat. Untuk mengetahui kuat tekan rata-rata seluruh pelat yang ada di Gedung X sebagai kuat tekan representatif yang akan digunakan dalam evaluasi struktur eksisting gedung tersebut, perlu dilakukan estimasi mean populasi (μ_x) untuk sampel tersebut seperti yang dilakukan pada elemen kolom dan balok karena sampel berukuran kecil ($n < 30$).

Hasil Pengujian Kuat Tekan Pelat

No.	Kode	Tegangan Silinder (Kg/cm ²)	Tegangan Kubus 15x15x15 (Kg/cm ²)
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

No.	Kode	Tegangan Silinder (Kg/cm ²)	Tegangan Kubus 15x15x15 (Kg/cm ²)
12	3.3	247	297

*sampel ke-4 rusak

Estimasi ini dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- **Hitung Mean Sampel**

Rata-rata sampel yang dihitung adalah rata-rata sampel tegangan kubus dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

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

- **Hitung Standard Deviasi Sampel**

Standard deviasi sampel dihitung dengan bantuan formula pada program Ms. Excel.

$$s = 70,43785$$

- **Hitung nilai α Berdasarkan Tingkat Kepercayaan Estimasi**

Tingkat kepercayaan adalah probabilitas bahwa parameter populasi yang diduga akan termuat dalam interval estimate. Tingkat kepercayaan yang umum digunakan dalam teknik estimasi secara statistik adalah 90%, 95%, dan 99%. Dalam hal ini digunakan tingkat kepercayaan 90% sehingga

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

- **Hitung Derajat Kebebasan (df)**

Dihitung berdasarkan jumlah sampel (n)

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

- **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

Lampiran 5

Estimasi Kuat Tekan Beton Rata-Rata Elemen Struktur Gedung X
(lanjutan)

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

Estmasi interval mean populasi

$$\begin{aligned} \bar{x} - t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}} &< \mu_x < \bar{x} + t_{0,05,13} \hat{\sigma}_{\bar{x}} \\ 312,0909 - (1,812)(20,52731) &< \mu_x < 312,0909 + (1,812)(20,52731) \\ 274,8954 \text{ kg/cm}^2 &< \mu_x < 349,2864 \text{ kg/cm}^2 \\ \mathbf{22,38281 \text{ MPa}} &< \mu_x < \mathbf{28,43995 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, diambil rata-rata kuat tekan beton seluruh kolom, balok, dan pelat yang representatif untuk evaluasi struktur eksisting Gedung X sebesar **22,5 MPa** yang termasuk ke dalam interval estimate rata-rata populasi ketiga elemen struktur tersebut untuk mempermudah perhitungan.

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0**

a. Mendefinisikan Material

Define → Material Properties → CONC → Modify/Show Material

- Atur properti material seperti di atas dalam satuan KN-m, klik OK

b. Membuat Tulangan yang Diinginkan

Options → Preferences → Reinforcement bar Sizes

Bar ID	Bar Area	Bar Diameter
22MM	3.801E-04	0.022
28d	6.160E-04	0.028
N12	1.130E-04	0.012
N16	2.010E-04	0.016
N20	3.140E-04	0.02
N24	4.520E-04	0.024
N28	6.160E-04	0.028
N32	8.040E-04	0.032
N36	1.020E-03	0.036
22MM	3.801E-04	0.022

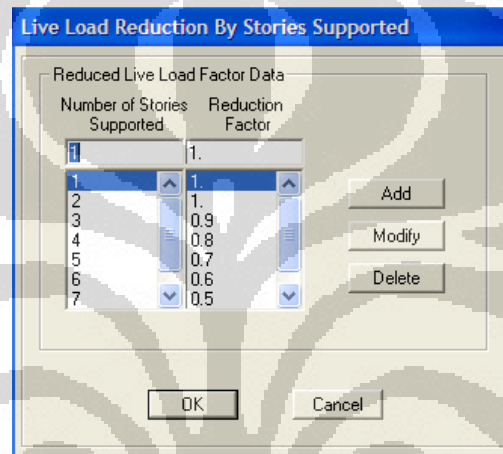
- Buat Bar ID tulangan yang diinginkan, isi Bar Area dan Bar Diameternya yang sesuai

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

c. Mengatur Live Load Reduction Factor pada Beban Aksial

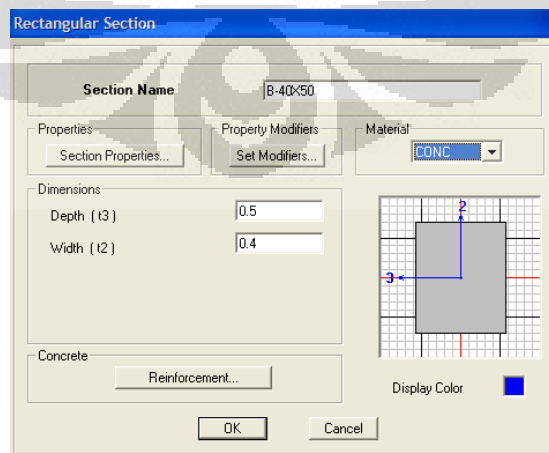
Options → Preferences → Live Load Reduction Factor User Defined By Story Supported



- Modifikasi nilai faktor reduksi sesuai dengan peraturan pembebanan 1987

d. Mendefinisikan Penampang Balok

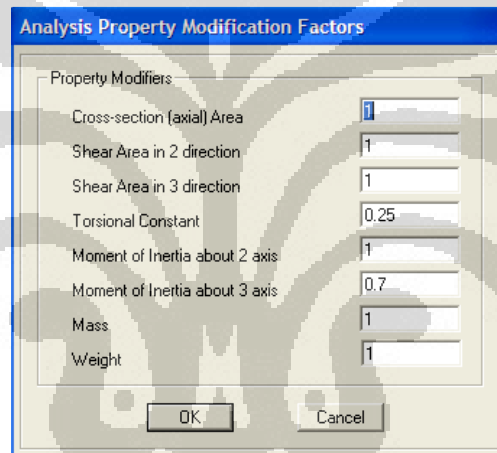
Define → Frame Sections → Add Rectangular



Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

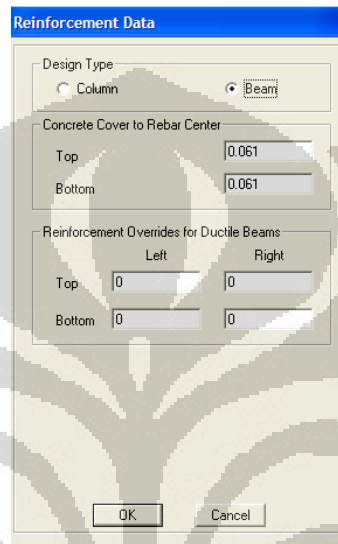
- Masukkan nama penampang pada **Section Name** (Contoh B-40X50)
- Pilih material balok (Contoh: CONC)
- Masukkan dimensi tinggi balok pada Depth (t3) dan lebar balok pada (Width (t2))
- Modifikasi properti penampang dengan Klik Set Modifires...



- Modifikasi Torsional Constant = 0,25 dan Moment of Inertia about 3 axis = 0,7 untuk memperhitungkan inersia penampang saat mengalami keretakan sebelum runtuh pada balok persegi dengan rigid diaphragm, Klik OK
- Atur penulangan balok dengan Klik Reinforcement...

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**



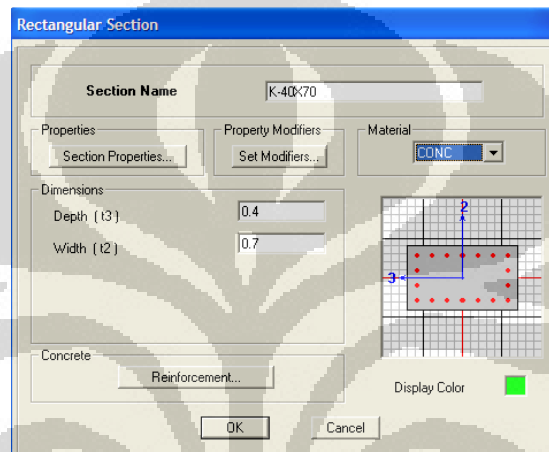
- Pilih Design Type Beam
- Masukkan Concrete Cover to Rebar Center (Selimut beton + dia. Tulangan geser + $\frac{1}{2}$ dia. tulangan longitudinal) = 0,061 baik Top maupun Bottom, Klik OK
- Setelah semua telah selesai, Klik OK
- Lakukan hal yang sama pada Balok B (40 X 80)-1,2,3 dan TB (40 X 100) sesuai dengan property penampangnya masing-masing

Lampiran 6

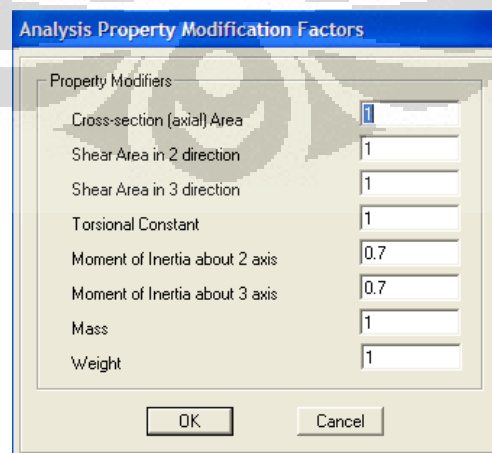
**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

e. Mendefinisikan Penampang Kolom

Define → Frame Sections → Add Rectangular



- Masukkan nama penampang pada **Section Name** (Contoh K-40X70)
- Pilih material kolom (Contoh: CONC)
- Masukkan dimensi tinggi kolom pada Depth (t3) dan lebar balok pada (Width (t2))
- Modifikasi properti penampang dengan Klik Set Modifiresh...



Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

- Modifikasi Moment of Inertia about 2 dan Moment of Inertia about 3 axis = 0,7 untuk memperhitungkan inersia penampang saat mengalami keretakan sebelum runtuh pada kolom, Klik OK
- Atur penulangan kolom dengan Klik Reinforcement...

- Pilih Design Type Column, Configuration of Reinforcement Rectangular, dan Lateral Reinforcement Ties
- Masukkan Concrete Cover to Rebar Center (Selimut beton + dia. Tulangan geser + $\frac{1}{2}$ dia. tulangan longitudinal) = 0,061
- Masukkan Number of Bars in 3-dir = 7 dan Number of Bars in 2-dir = 4
- Pilih Bar Size = 22MM dan Corner Bar Size juga = 22MM
- Pilih Reinforcement to be Checked, Klik OK
- Setelah semua telah selesai, Klik OK
- Lakukan hal yang sama pada Kolom K (40X60) dan K (40X40) sesuai dengan property penampangnya masing-masing

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

f. Mendefinisikan Penampang Pelat, Tangga, dan Bordes

Define → Wall/Slab/Deck Sections → Add New Slab

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name: PELATLANTAI
- Material: CONC
- Thickness:
 - Membrane: 0.15
 - Bending: 0.15
- Type:
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color, OK, Cancel

- Masukkan nama penampang pada **Section Name** (Contoh PELATLANTAI)
- Pilih material kolom (Contoh: CONC)
- Masukkan tebal pelat Membrane = 0,15 dan Bending = 0,15
- Pilih Type Pelat sebagai Shell
- Modifikasi properti penampang dengan Klik Set Modifiers...

The screenshot shows the 'Analysis Stiffness Modification Factors' dialog box with the following settings:

Stiffness Modifiers	Value
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	0.5
Bending m22 Modifier	0.5
Bending m12 Modifier	0.5
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Buttons: OK, Cancel

Lampiran 6

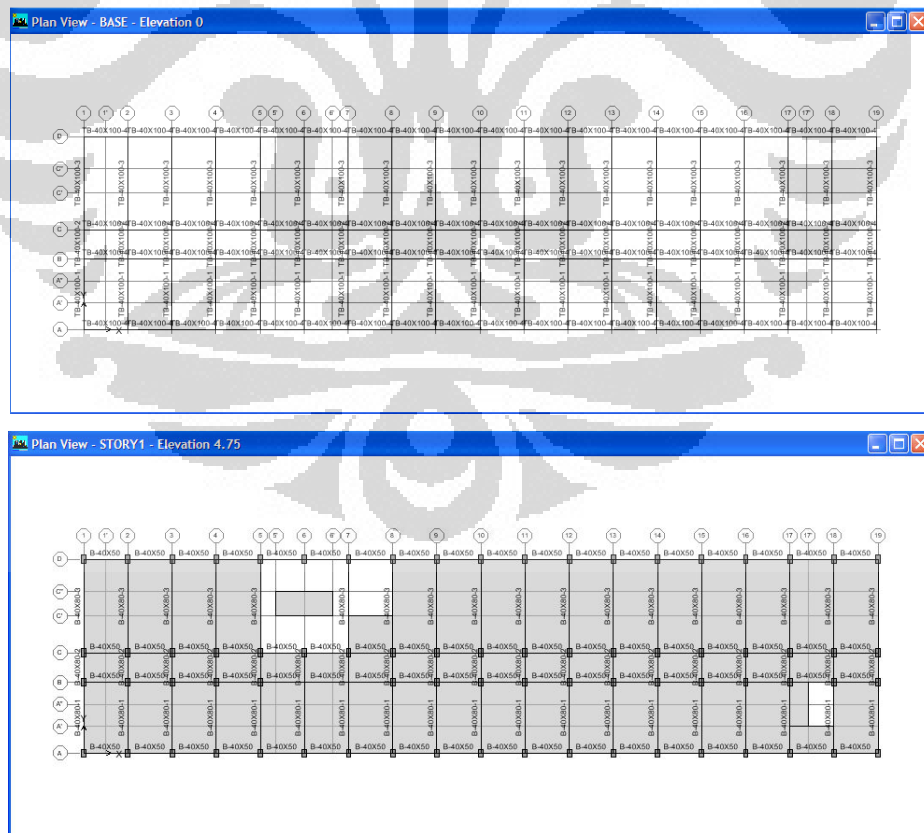
Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)

- Modifikasi Bending m11, m22, dan m12 Modifier menjadi 0,5 untuk memperhitungkan inersia penampang saat mengalami keretakan sebelum runtuh pada pelat, Klik OK
- Setelah semua selesai, Klik OK

g. Mendefinisikan Lantai Diafragma

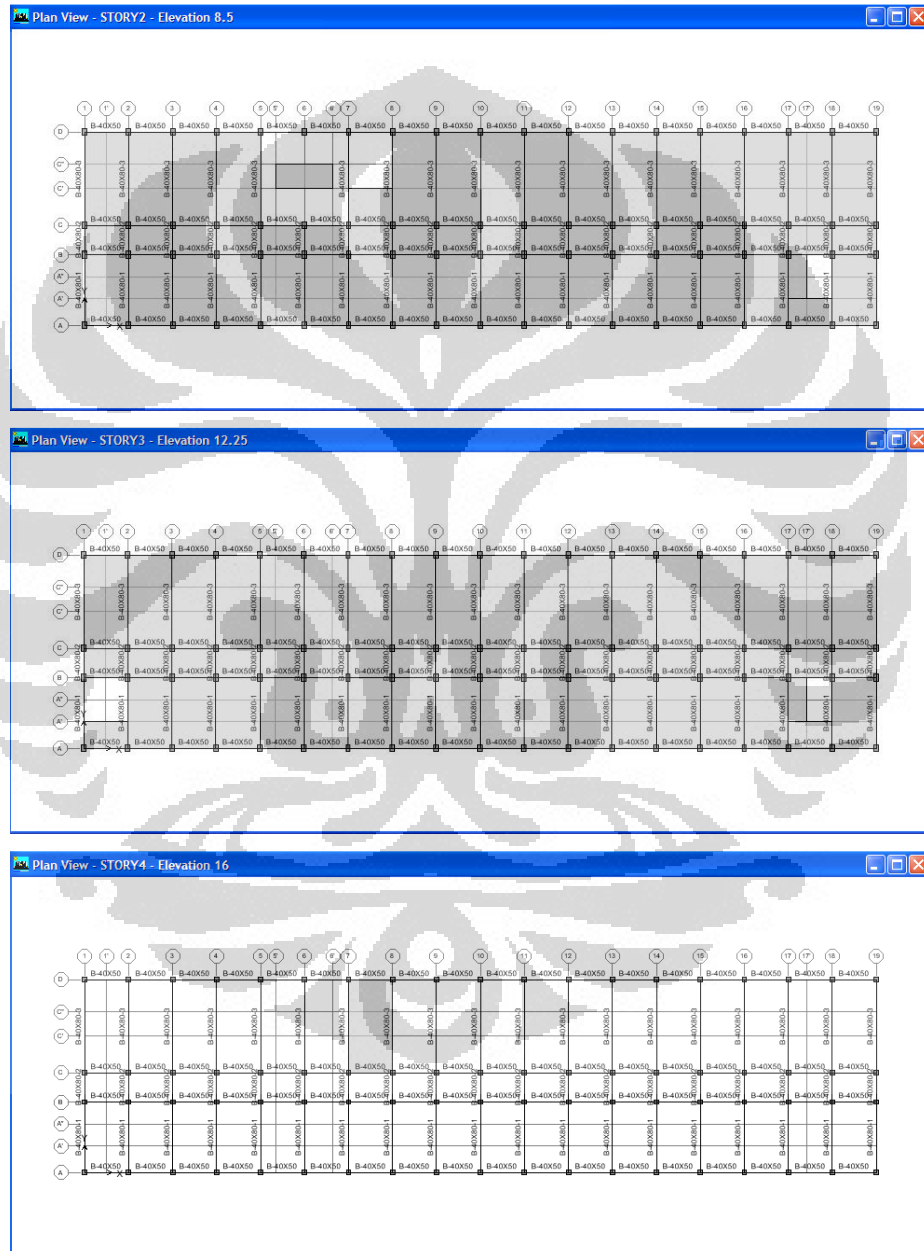
Define → Diaphragms → Pilih Diaphragm D1 → Modify/Show Diaphragm
 → Pilih Rigidity sebagai Rigid → Klik OK

h. Buat Model Bangunan tersebut (Portal, Pelat, Tangga, dan Bordes)



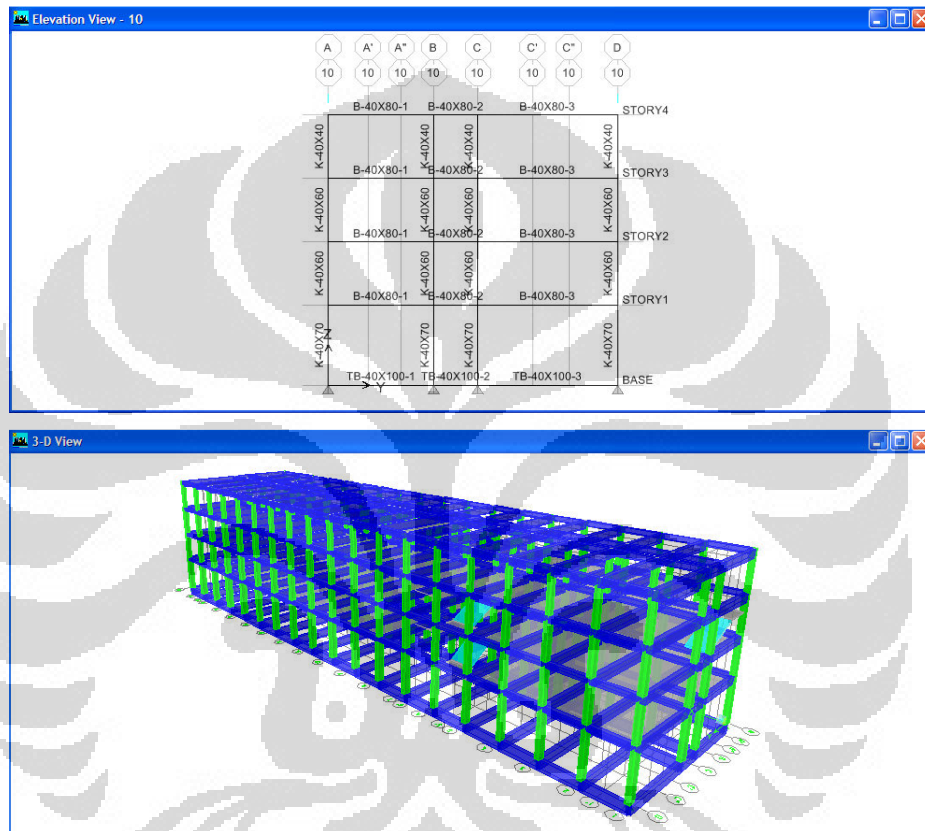
Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**



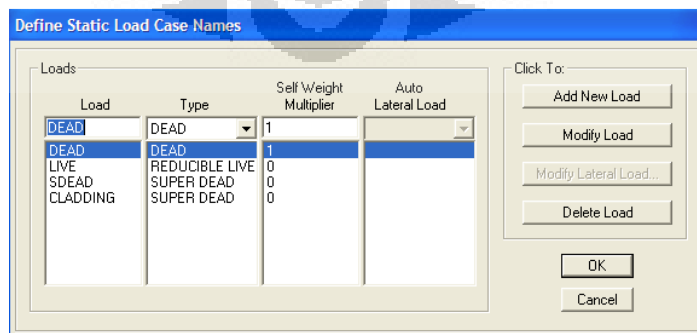
Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**



i. Mendefinisikan Beban Gravitasi

Define → Static Load Cases



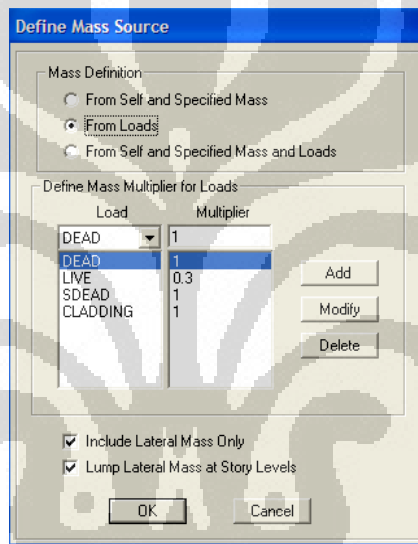
- Atur Pemilihan jenis dan nama beban seperti di atas, Klik OK

Lampiran 6
Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)

j. Melakukan Pembebanan pada Model Bangunan

k. Mendefinisikan Sumber Massa

Define → Mass Source



- Atur Pemilihan Mass Definition seperti di atas, Klik OK

l. Memilih Pelat Lantai sebagai Diafragma

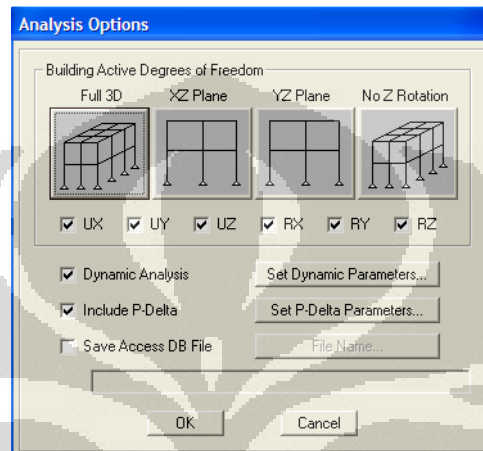
Select → by Wall/Deck/Slab Sections → Assign → Shell/Area →
 Diaphragm

m. Mengatur Pilihan Analisis

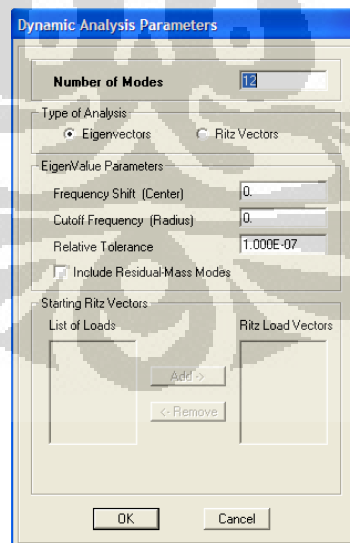
Analyze → Set Analysis Option

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**



- Aktifkan derajat kebebasan bangunan pada dengan Klik Full 3D
- Pilih Dynamic Analysis
- Atur Parameter Analisis Dinamis dengan Klik Set Dynamic Parameters

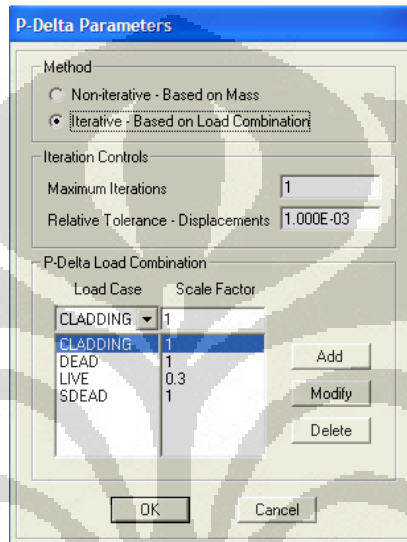


- Masukkan nilai **Number of Modes** = 12 (Jumlah lantai x DOF)
- Pilih Type of Analysis = Eigenvectors, Klik OK
- Pilih Include P-Delta

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

- Atur Parameter P-Delta dengan Klik Set P-Delta Parameters



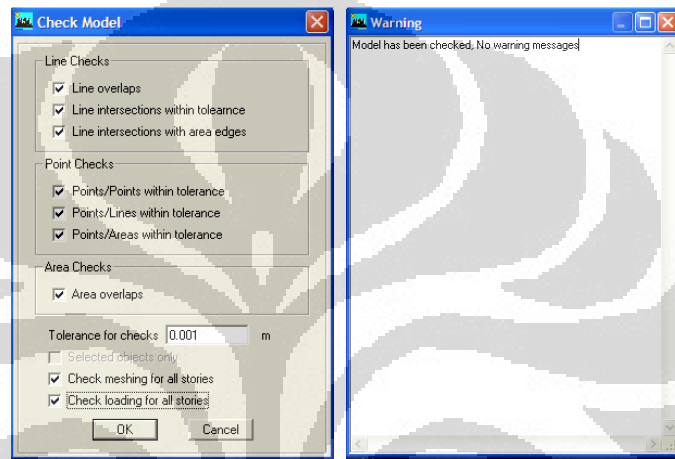
- Pilih Metode perhitungan P-Delta secara Iterative-Based on Load Combination
- Atur P-Delta Load Combination sedemikian rupa sehingga sama dengan Kombinasi untuk menghitung sumber massa bangunan, Klik OK
- Setelah semua selesai, Klik OK

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

n. Memeriksa Model yang dibuat

Analyze → Check Model



- Atur pemilihan seperti di atas untuk memeriksa kebenaran model bangunan yang telah dibuat sebelum dianalisis dan hasilnya setelah diperiksa jika tidak terdapat kesalahan

o. Menjalankan Analisis Dinamis Awal untuk mendapatkan Periode Natural, Berat Bangunan, dan Eksentrisitas Teoritis

Analyze → Run Analysis

p. Memeriksa Periode Natural Fundamental Bangunan

Display → Show Tables → Modal Information → OK

Pilih Modal Participating Mass Ratios

q. Memeriksa Nilai Berat Total Bangunan

Display → Show Tables → Building Data → OK

Pilih Assembled Point Masses

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

r. Memeriksa Eksentrisitas Teoritis

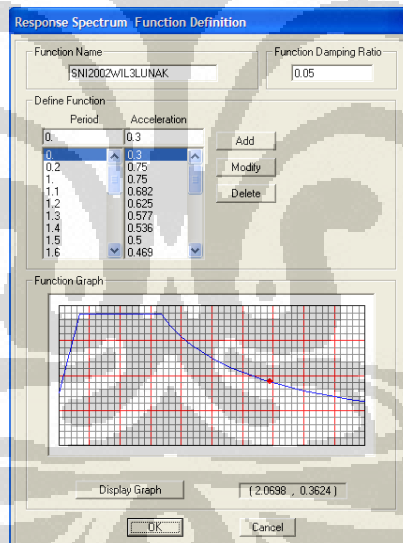
Display → Show Tables → Building Output → OK

Pilih Center Mass-Rigidity

s. Mendefinisikan Fungsi Respons Spektrum

Setelah Kunci Model dibuka kembali

Define → Response Spectrum Functions → Pilih User Spectrum → Add
New Function



- Atur fungsi seperti di atas sesuai dengan nilai respons spectrum wilayah 3 (Jakarta) Tanah Lunak (sesuai hasil investigasi geoteknik), Klik OK

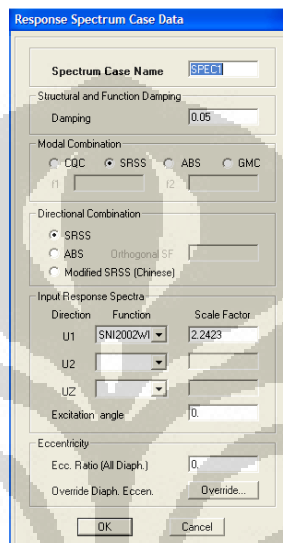
t. Menghitung Eksentrisitas Rencana

u. Mendefinisikan Eksitasi Gempa Arah X Dan Arah Y

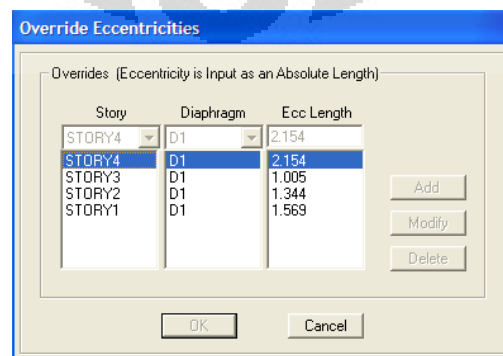
Define → Response Spectrum Cases → Add New Spectrum

Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respon pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**



- Masukkan nama eksitasi gempa pada Spectrum Case Name (Contoh: SPEC1 untuk eksitasi gempa arah X)
- Pilih Kombinasi Modal CQC
- Pilih Fungsi Eksitasi Gempa pada arah U1 (X) dengan fungsi yang telah didefinisikan sebelumnya
- Masukkan nilai Scale Factor = I (faktor kepentingan) : R (Faktor Reduksi Gempa) $\times g$ (percepatan gravitasi)
- Masukkan nilai eksentrisitas rencana ekitasi gempa bekerja pada tiap lantai dengan klik Override



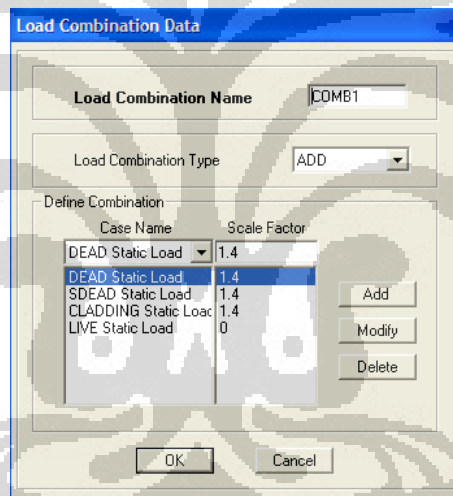
Lampiran 6

**Prosedur Analisis Bangunan Eksisting Menggunakan Analisis Dinamis
Spektrum Respons pada Program ETABS v9.6.0
(lanjutan)**

- Masukkan nilai eksentrisitas rencana (edy) pada tiap lantai sesuai dengan yang telah dihitung sebelumnya, Klik OK
- Setelah semua selesai, Klik OK lalu lakukan hal yang sama pada eksitasi gempa arah Y (U2)

v. Mendefinisikan Kombinasi Pembebanan

Define → Load Combinations → Add New Combo



- Masukkan scale factor kombinasi beban sesuai dengan di atas untuk COMB1, Klik OK
- Lakukan hal yang sama sesuai dengan scale factor kombinasi beban di bawah ini hingga COMB6

Kombinasi Beban	DL	LL	SPEC1	SPEC2
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	1,0 x 0,3

Kombinasi Beban	DL	LL	SPEC1	SPEC2
4	1,2	1,0	1,0 x 0,3	1,0
5	0,9	0,0	1,0	1,0x0,3
6	0,9	0,0	1,0 x 0,3	1,0

w. Menjalankan Analisis Dinamis Kedua untuk mendapatkan Base Shear Dinamis

Analyze → Run Analysis

x. Memeriksa Nilai Base Shear Hasil Analisa Dinamis

Display → Show Table → Modal Information → OK

Pilih Response Spectrum Base Reaction

y. Menghitung V_1 (Base Shear Static Equivalent Analysis)

z. Membandingkan V Dinamis dengan $0,8V_1$

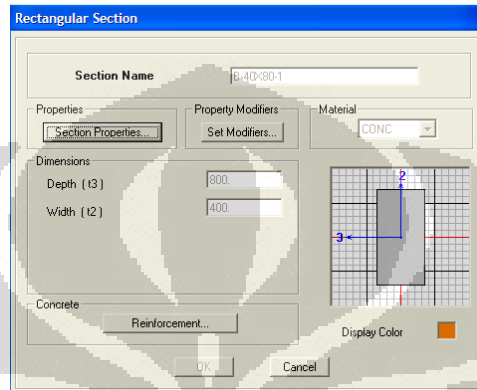
- Memperbesar nilai V dinamis yang $< 80\% V_1$
Define → Response Spectrum Cases → SPEC2 → Modify/Show Spectrum
- Modifikasi Scale Factor pada response spectrum arah U2 menjadi $I x g/R x 0.8V_1/V_{dinamis}$, Klik OK
- Menjalankan Analisis Dinamis Ketiga untuk mendapatkan Base Shear Dinamis yang telah dimodifikasi
Analyze → Run Analysis
- Memeriksa Nilai Base Shear Hasil Analisa Dinamis yang telah dimodifikasi
Display → Show Table → Modal Information → OK
Pilih Response Spectrum Base Reaction

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas

Data :

- Balok 40X80-1



1. $b = 400 \text{ mm}$

2. $h = 800 \text{ mm}$

3. $d = 739 \text{ mm}$

4. $d_f = 800 \text{ mm}$

- Mutu Beton (f'_c) = 22,5 MPa
- Modulus Elastisitas (E_c) = 22.294,0575 Mpa
- Mutu Tulangan (f_y) = 300 MPa
- Modulus Elastisitas (E_s) = 200.000 MPa
- Momen Perlu (M_u) = 360.279.548,1 Nmm (setelah didistribusi)
- Momen Eksisting (M_s) = 73.472.246 Nmm
- Faktor reduksi kekuatan (ϕ) = 0,8
- Geser Perlu (V_u) = 393.590,3 N
- Faktor reduksi geser (ϕ) = 0,75
- Luas Tulangan longitudinal = 1.519,76 mm²
- Spasi Sengkang = 125 mm
- GFRP Produk Sika Wrap Hex 100G dengan Sikadur Hex 300 Epoxy

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas (lanjutan)

No.	Properti	Sika Wrap Hex 100G dengan Sikadur Hex 300 Epoxy
1	Thickness per ply, t_f , mm	1,016
2	Ultimate Tensile Strength, f_{fu}^* , MPa	531
3	Rupture Strain, ϵ_{fu} , %	2,21
4	Modulus of Elasticity, E_f , MPa	23.607
5	Generic Type	unidirectional e-glass fiber
6	Width, mm	1270
7	Berat, kg/m^2	913

- Faktor Reduksi Lingkungan FRP

No.	Exposure Condition	Fiber Type	C_e
1	Interior Exposure	Glass	0.75
2	Exterior Exposure	Glass	0.65
3	Aggressive Environment	Glass	0.5

Perhitungan Kontribusi FRP untuk kuat lentur balok:

a. Hitung Properti Material untuk Desain FRP

$$f_{fu} = C_e f_{fu}^* = 0,75(531) = 398,25 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{fu} = C_e \epsilon_{fu}^* = 0,75(0,0221) = 0,0159$$

b. Hitung Luas FRP yang akan Digunakan

$$n = 1, t_f = 1,016 \text{ mm}$$

$$A_f = n t_f w_f = (3)(1,016)(400) = 1.219,2 \text{ mm}^2$$

c. Hitung Batasan Strain Efektif FRP Untuk Mencegah Kegagalan

Debonding

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fd} = 0,9 \epsilon_{fu} = 0,9(0,0159) = 0,01431$$

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas (lanjutan)

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} = 0,41 \sqrt{\frac{22,5}{3(23.607)(1,016)}} = 0,00725 \text{ (govern)}$$

d. Hitung Strain Eksisting saat FRP akan Dipasang

Regangan eksisting dihitung dengan mengasumsikan penampang balok pada kondisi retak (*cracked*) akibat momen yang disebabkan oleh beban yang bekerja saat FRP dipasang. Berdasarkan analisis penampang retak pada balok eksisting didapatkan

$$k = 0,261$$

$$I_{cr} = 5.022.984.845 \text{ mm}^4$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_s(h - kd)}{I_{cr}E_c} = \frac{73.472.246[800 - (0,261 \times 739)]}{5.022.984.845(22.294,0575)} = 0,0004$$

e. Tinggi Garis Netral dari Permukaan Tekan Berdasarkan Persamaan Ekilibrium

$$c = 102,21 \text{ mm}$$

f. Hitung Strain Efektif FRP pada Ultimate Limit States

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{800 - 102,21}{102,21} \right) - 0,0004 = 0,02$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,00725 \text{ (govern)}$$

g. Hitung Tegangan pada FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 23.607(0,00725) = 171,1544 \text{ MPa}$$

h. Hitung Regangan pada Steel Reinforcement

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_s = (0,00725 + 0,0004) \left(\frac{739 - 102,21}{800 - 102,21} \right) = 0,007$$

i. Hitung Tegangan pada Steel Reinforcement

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas (lanjutan)

$$f_s = 200.000(0,007) = 1.395,97\text{MPa}$$

$$f_y = 300 \text{ MPa (govern)}$$

j. Hitung Kekuatan Lentur Penampang dengan Penambahan FRP

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Dengan

$$\psi_f = 0,85$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\phi M_n = 0,8 \left(1.519,76 \times 300 \left(739 - \frac{0,85 \times 102,21}{2} \right) + 0,85 \times 1.219,2 \times 171,1544 \left(800 - \frac{0,85 \times 102,21}{2} \right) \right)$$

$$\phi M_n = 361.054.572,2 \text{ Nmm} > M_u = 360.279.548,1 \text{ Nmm (OK)}$$

k. Periksa Daktilitas Maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \left(\frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \left(\frac{0,85 \times 0,85 \times 22,5}{300} \right) \left(\frac{600}{600 + 300} \right) = 0,027$$

Berdasarkan ϕM_n , didapatkan

$$A_{\text{seq}} = 2.159,444302 \text{ mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{A_{\text{seq}}}{bd} = \frac{2.159,444302}{(400)(739)} = 0,0073 < \rho_{\max} = 0,027 \text{ (OK)}$$

Perhitungan Kontribusi FRP untuk Kekuatan Geser:**a. Hitung Kontribusi Beton Terhadap Kuat Geser**

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{22,5} (400)(739) = 233.692,32 \text{ N}$$

b. Hitung Kontribusi Senggang Terhadap Kuat Geser

$$V_s = A_v f_{ys} \frac{d}{s} = 2 \left(\frac{1}{4} \pi 10^2 \right) (240) \left(\frac{739}{125} \right) = 222.764,16 \text{ N}$$

c. Hitung Kontribusi FRP Terhadap Kuat Geser

FRP akan dipasang hanya pada 3 sisi balok (U-wrap) $\psi_f = 0,85$

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas (lanjutan)

$$V_n = V_c + V_s + \psi_f V_f$$

$$\psi_f V_f = V_n - (V_c + V_s) = \frac{393.590,261}{0,75} - (233.692,32 + 222.764,16) = 68330,54 \text{ N}$$

$$V_f = \frac{68330,54}{0,85} = 80.388,8654 \text{ N}$$

d. Hitung Luas 1 Segmen FRP yang Dibutuhkan

Diambil lebar 1 segmen = lebar produk/10 = 1270/10 = 127 mm

Jumlah lapisan (n) = 1

$$A_{fv} = 2nt_f w_f = 2(1)(1,016)(127) = 258,064 \text{ mm}^2$$

e. Hitung Tegangan pada FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

$$\text{dengan } \varepsilon_{fe} = \kappa_V \varepsilon_{fu} \leq 0,004$$

$$\kappa_V = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} \leq 0,75$$

$$L_e = \frac{23.300}{(n_f t_f E_f)^{0,58}} = \frac{23.300}{(1 \times 1,016 \times 23.607)^{0,58}} = 67,142 \text{ mm}$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{22,5}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,86$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{589 - 67,142}{589} = 0,897$$

$$\kappa_V = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} = \frac{0,86(0,897)(67,142)}{11.900(0,0159)} = 0,282 \text{ (govern)}$$

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_V \varepsilon_{fu} = 0,282(0,0159) = 0,0045 \text{ (not govern)}$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 23.607(0,004) = 94,428 \text{ MPa}$$

f. Hitung Spasi antar Segmen FRP

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

$$s_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{V_f} = \frac{258,064(94,428)(1)(589)}{80.388,8654}$$

$$s_f = 178,545 \text{ mm}$$

Diambil $s_f = 150 \text{ mm}$ atau 15 cm

Lampiran 7

Perhitungan FRP Pada Balok B40X80-1 Tumpuan Kiri Atas (lanjutan)

g. Periksa Kuat Geser Nominal setelah Dipasang FRP

Untuk $s_f = 150$ mm diperoleh

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} = \frac{258,064(94,428)(1)(589)}{150}$$

$$V_f = 95.686,85 \text{ N}$$

Sehingga

$$\phi V_n = 403.342,7253 \text{ N} > V_u = 393.590,261 \text{ N (OK)}$$

h. Periksa Batas kontribusi kuat geser tulangan dan FRP

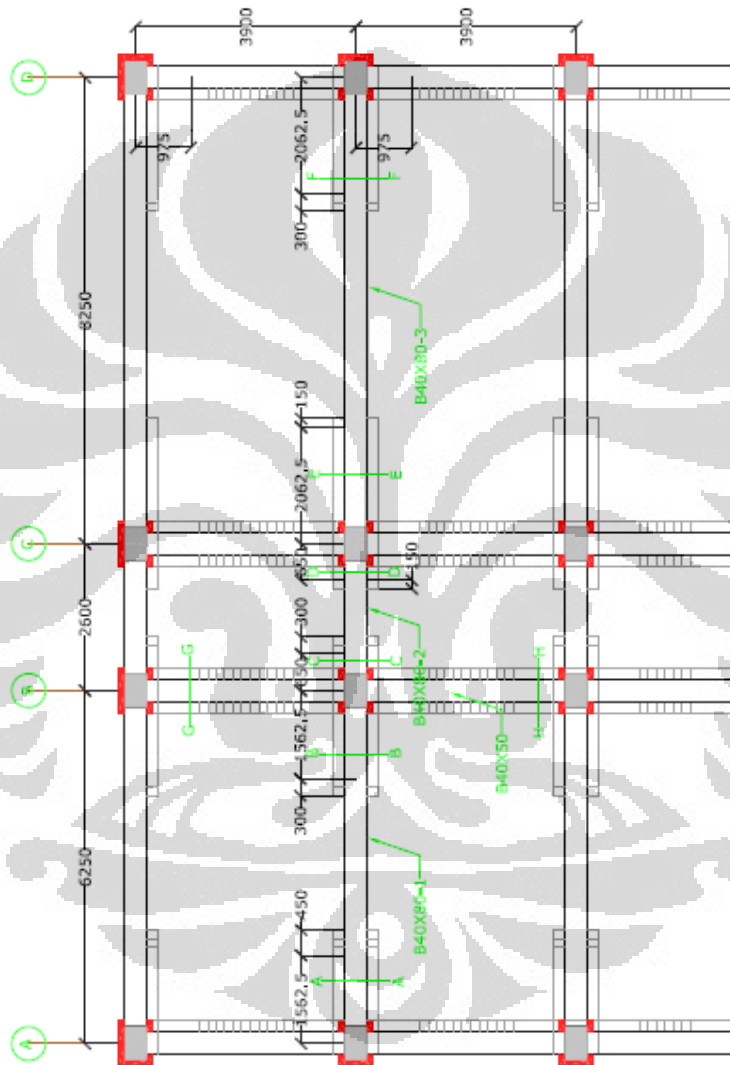
$$V_f + V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_f + V_s = 95.686,85 + 222.764,16 = 318.451,0086 \text{ N}$$

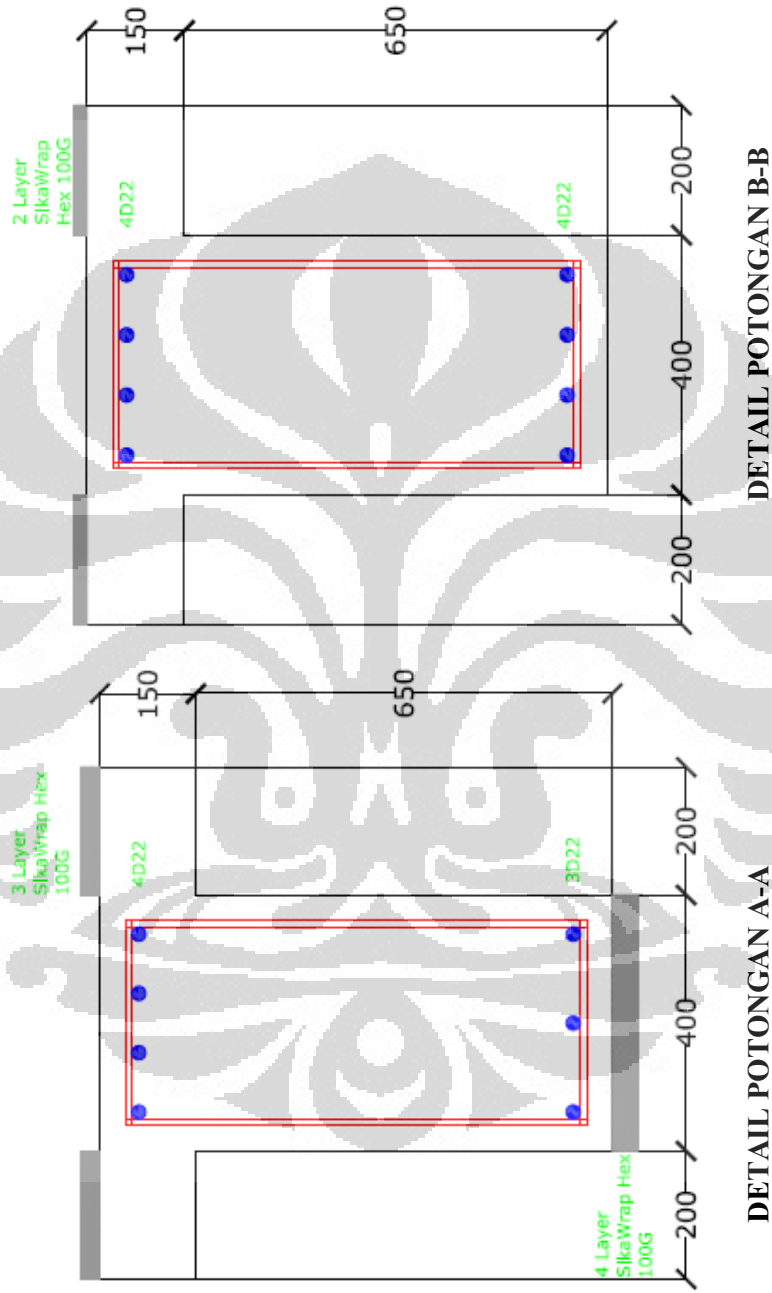
$$\frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d = \frac{2}{3} \sqrt{22,5} (400) (739) = 925.421,5836 \text{ N}$$

$$318.451,0086 \text{ N} < 925.421,5836 \text{ N (OK)}$$

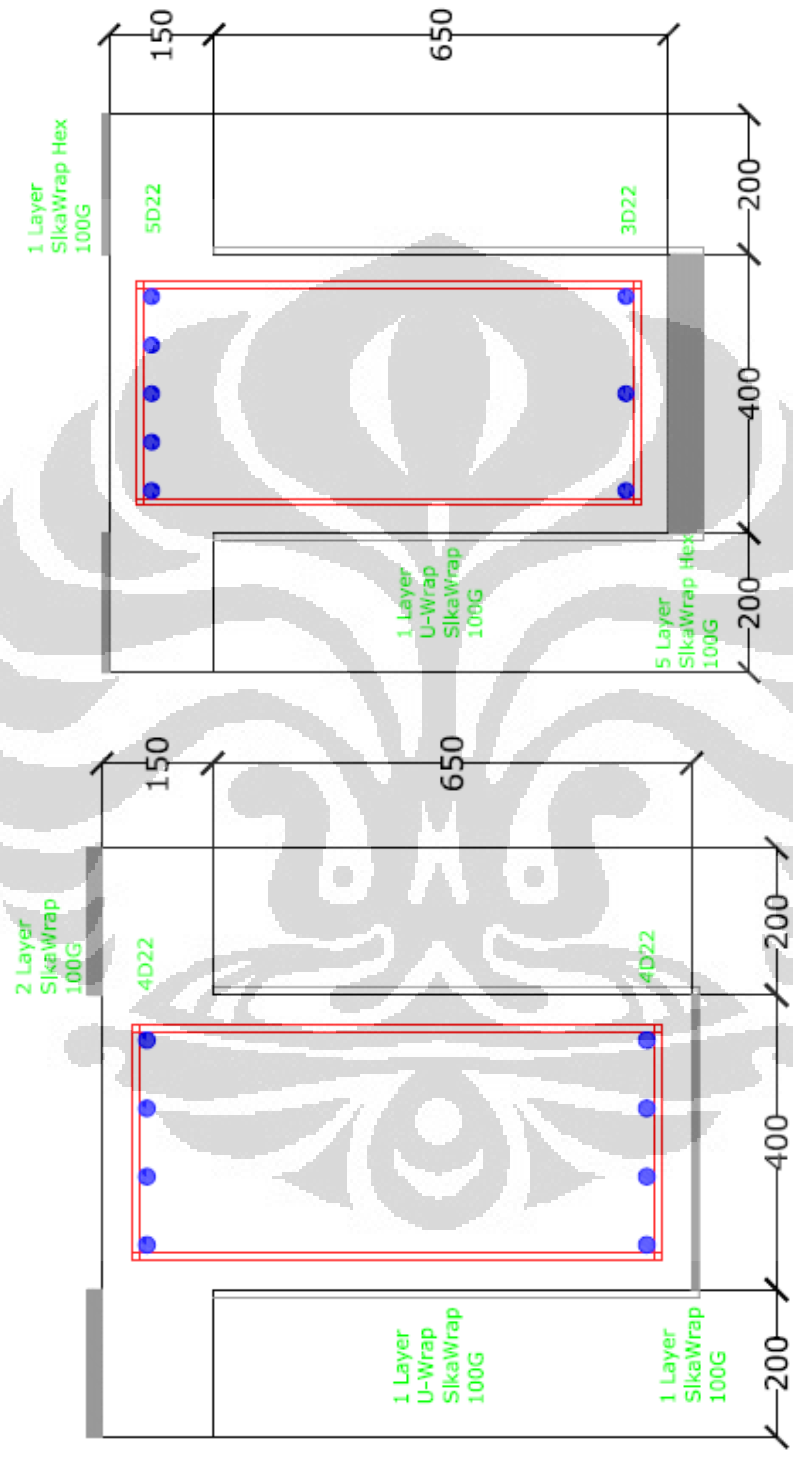
Lampiran 8 Denah Pemasangan Fiber Reinforced Polymer (FRP)



Lampiran 9 Detail Potongan Pemasangan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada Balok B40X80-1



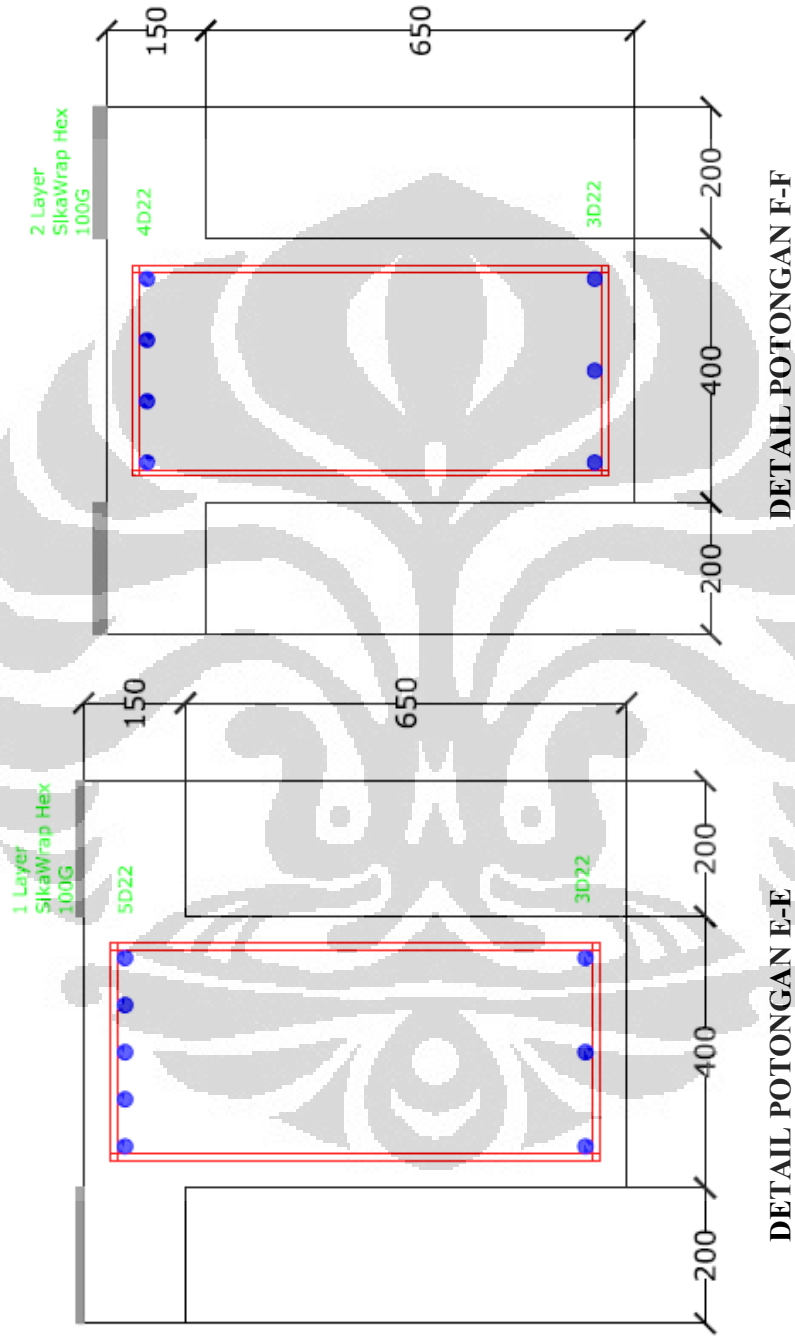
Lampiran 10 Detail Potongan Pemasangan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada Balok B40X80-2



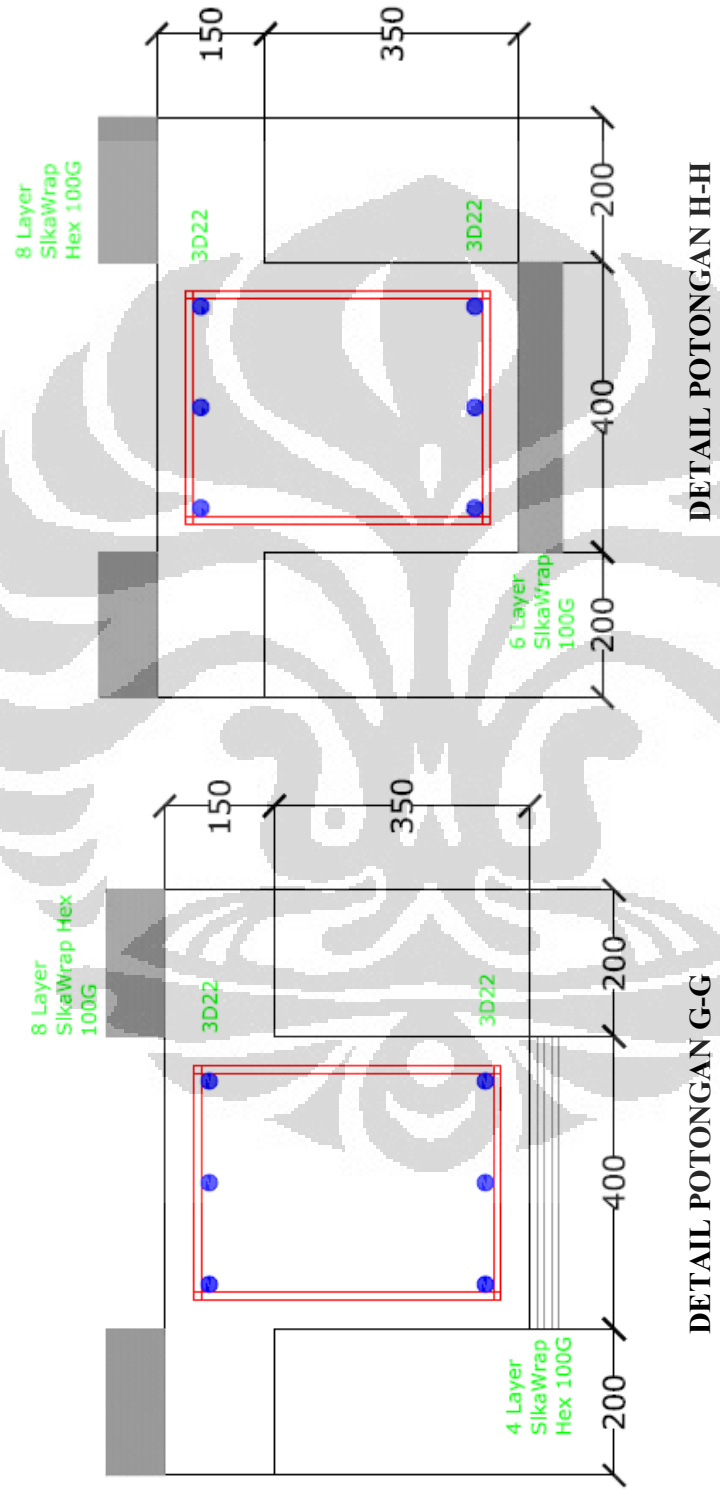
DETAIL POTONGAN D-D

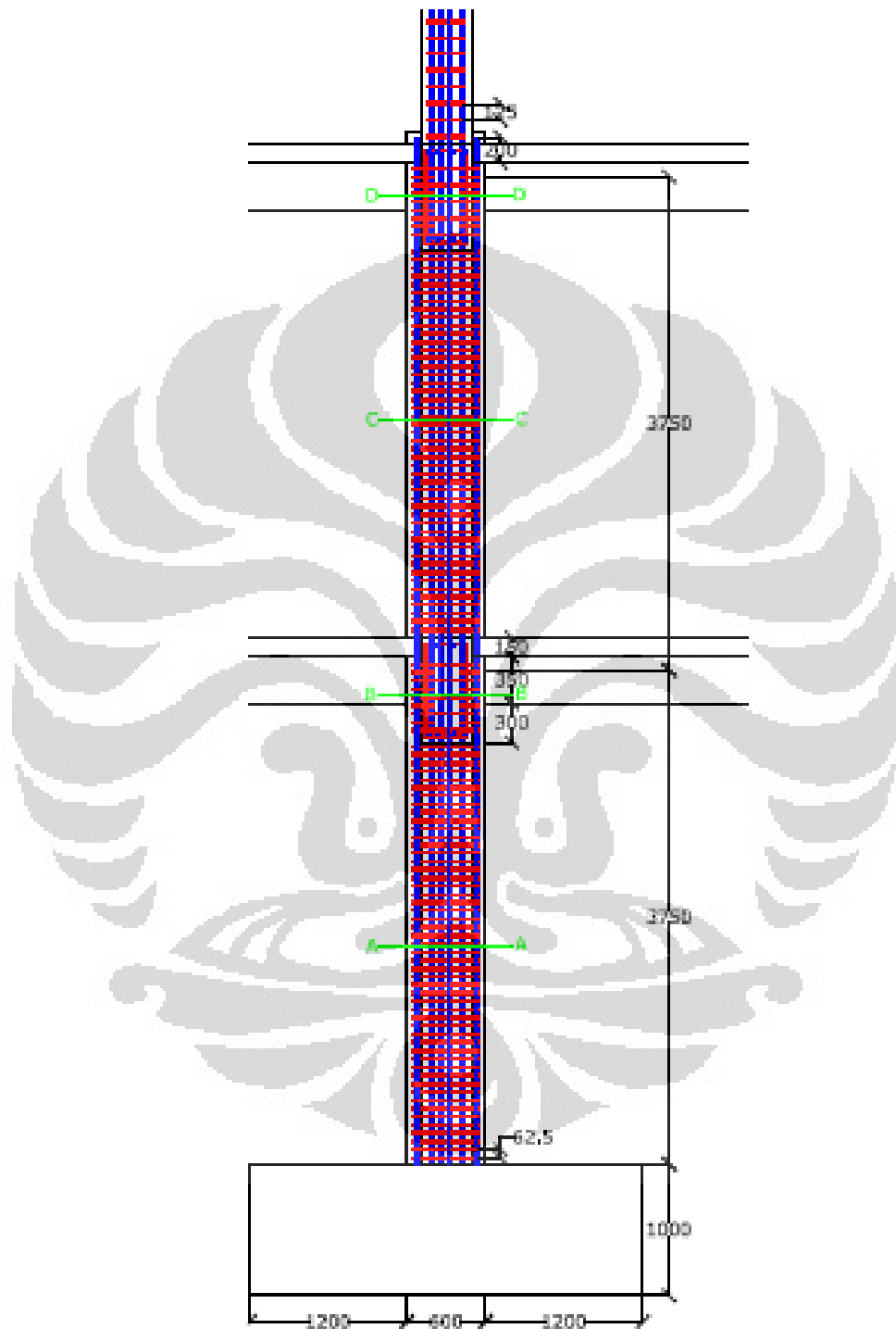
DETAIL POTONGAN C-C

Lampiran 11 Detail Potongan Pemasangan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada Balok B40X80-3

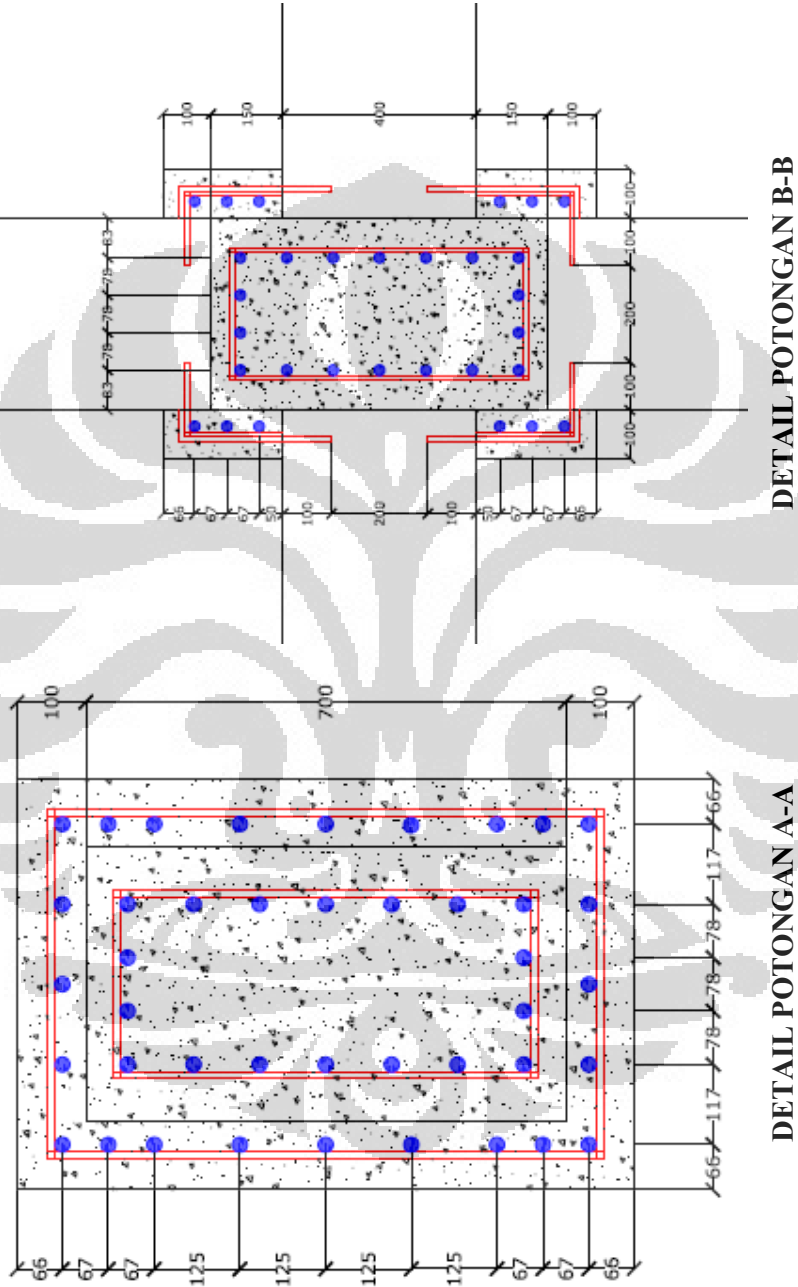


Lampiran 12 Detail Potongan Pemasangan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada Balok B40X50

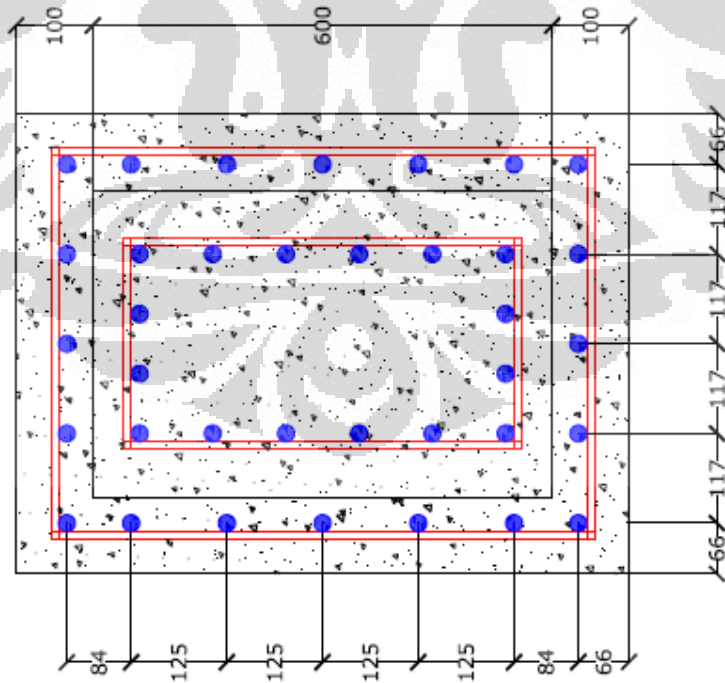


Lampiran 13 Potongan Kolom dengan *Concrete Jacketing*

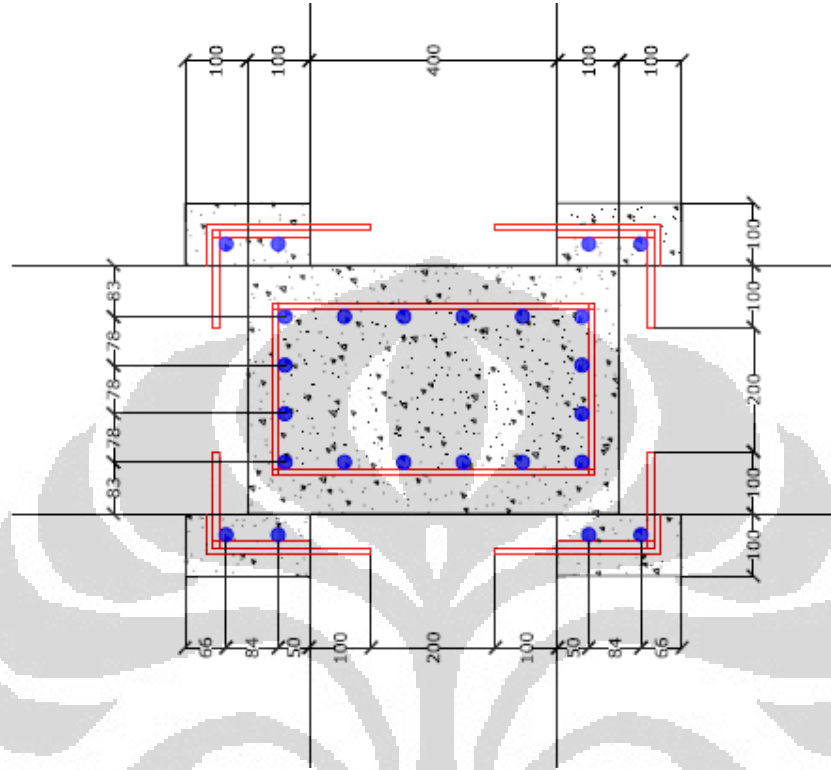
Lampiran 14 Detail Potongan Concrete Jacketing



Lampiran 15 Detail Potongan Concrete Jacketing



DETAIL POTONGAN C-C



DETAIL POTONGAN D-D