



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISA KETAHANAN GEMPA DALAM RANGKA
KONSERVASI BANGUNAN BERSEJARAH, STUDI KASUS:
GEDUNG X**

TESIS

**MICHAEL TITONO
0906644322**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN STRUKTUR
DEPOK
JUNI 2010**



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISA KETAHANAN GEMPA DALAM RANGKA
KONSERVASI BANGUNAN BERSEJARAH, STUDI KASUS:
GEDUNG X**

TESIS

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Magister Teknik

**MICHAEL TITONO
0906644322**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KEKHUSUSAN STRUKTUR
DEPOK
JUNI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Michael Titono

NPM : 0906644322

Tanda Tangan : 

Tanggal : 30 Juni 2011

DECLARATION OF ORIGINALITY

This thesis is my own work,
and all of the sources that have been quoted
or referred have been stated correctly.

Name : Michael Titono

Student Number : 0906644322

Signature : 

Date : 30 June 2011

HALAMAN PENGESAHAN

Tesis ini diajukan oleh :

Nama : Michael Titono
NPM : 0906644322
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tesis : Analisa Ketahanan Gempa Dalam Rangka Konservasi
Bangunan Bersejarah, Studi Kasus: Gedung X

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing I : Dr.-Ing. Josia I. Rastandi, ST, MT

(*Josia I. Rastandi*)

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

(*Syahril A. Rahim*)

Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA

(*Yuskar Lase*)

Penguji : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA

(*Heru Purnomo*)

Penguji : Mulia Orientilize, ST, M.Eng

(*Mulia Orientilize*)

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 30 Juni 2011

CERTIFICATION PAGE

This thesis is submitted by:

Name : Michael Titono
NPM : 0906644322
Program : Civil Engineering
Thesis title : Earthquake Resistance Analysis for the Conservation of
Historic Building, Case Study: Building X

Has been successfully defended before the Council of Examiners and accepted as part of the requirements necessary to obtain Master of Engineering Degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, University of Indonesia.

COUNCIL OF EXAMINERS

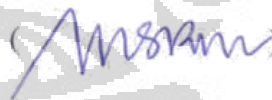
Adviser I : Dr.-Ing. Josia I. Rastandi, ST, MT



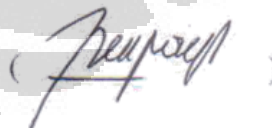
Adviser II : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng



Examiner : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA



Examiner : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA



Examiner : Mulia Orientilize, ST, M.Eng



Stated at : Depok

Date : 30 June 2011

KATA PENGANTAR

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

1. Dr.-Ing. Josia I. Rastandi, ST., MT., dan Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng, selaku pembimbing saya yang telah memberikan ilmu dan waktunya dalam membimbing, mengarahkan, dan menolong saya dalam menyusun tesis ini.
2. segenap dosen pengajar dari Departemen Teknik Sipil FTUI yang telah membagikan ilmunya kepada saya, beserta staf Departemen Teknik Sipil FTUI yang telah membantu dalam hal teknis maupun non-teknis.
3. pihak BMKG yang telah meminjamkan alat Microtremor untuk membantu penelitian saya, beserta semua staff BMKG yang telah banyak membantu dalam proses pengujian yang telah dilakukan.
4. segenap karyawan gedung yang tidak dapat disebutkan namanya, yang telah banyak membantu saya dalam mengumpulkan data.
5. keluarga dan orang tua saya yang telah memberikan bantuan dukungan moril dan material.
6. teman – teman yang telah membantu saya dalam menyelesaikan tesis ini.

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

Depok, 30 Juni 2011

Penulis

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

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

Nama : Michael Titono
NPM : 0906644322
Program Studi : Pascasarjana Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Tesis

demikian 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 :

**ANALISA KETAHANAN GEMPA DALAM RANGKA KONSERVASI
BANGUNAN BERSEJARAH, STUDI KASUS: GEDUNG X**

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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 30 Juni 2011

Yang menyatakan



(Michael Titono)

ABSTRAK

Nama : Michael Titono
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tesis : Analisa Ketahanan Gempa Dalam Rangka Konservasi
Bangunan Bersejarah, Studi Kasus: Gedung X

Gedung X adalah bangunan tua yang dibangun pada zaman Kolonial Belanda dan merupakan cagar budaya sehingga keberadaannya perlu dilestarikan. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui performa struktur Gedung X dengan menggunakan respon spektrum desain untuk wilayah gempa zona 3 tanah lunak sesuai peraturan gempa yang berlaku (SNI 03-1726-2002). Dalam penelitian ini digunakan metode *Static Pushover Analysis* dengan mengacu pada spektrum kapasitas (*ATC-40*) dan target perpindahan (*FEMA 356*). Didapatkan dari hasil penelitian bahwa kapasitas struktur tidak memadai untuk beban gempa yang berlaku sehingga perlu dilakukannya perkuatan dalam rangka konservasi bangunan bersejarah.

Kata kunci:
cagar budaya, konservasi, *static pushover*, spektrum kapasitas, target perpindahan

ABSTRACT

Name : Michael Titono
Program : Civil Engineering
Thesis Title : Earthquake Resistance Analysis for the Conservation of Historic Building, Case Study: Building X

Building X is an old building that was built during The Dutch Colonial period and is a cultural heritage, so its existence should be preserved. This research aimed to determine the structural performance of Building X, using the spectral response design with the Seismic Zone 3 on soft ground according to the current Seismic Design Code (SNI 03-1726-2002). This research used Static Pushover Analysis method and referred to the Capacity Spectrum method (ATC-40) and Target Displacement (FEMA 356). From the analysis result the capacity of the structure is not adequate for the current seismic load, so a retrofiting action needs to be done in order to preserve this historic building.

Key words:
cultural heritage, conservation, static pushover, capacity curve, target displacement

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	ii
DECLARATION OF ORIGINALITY	iii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iv
CERTIFICATION PAGE	v
KATA PENGANTAR.....	vi
LEMBAR PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH	vii
ABSTRAK	viii
ABSTRACT	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xiv
1. PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah	2
1.2.1. Deskripsi Masalah.....	2
1.2.2. Rumusan Masalah	3
1.2.3. Batasan Masalah	3
1.3. Tujuan Penulisan	4
1.4. Hipotesis	4
1.5. Manfaat Penulisan	4
1.6. Sistematika Penulisan.....	5
2. DASAR TEORI.....	6
2.1. Konsep Dasar Mekanisme Gempa	6
2.1.1. Tipe Gempa Bumi.....	6
2.1.2. Teori Pelat Tektonik	7
2.2. Teori Dinamika Struktur	8
2.2.1. Getaran.....	8
2.2.2. Sistem Dinamik Dengan Satu Derajat Kebebasan (SDOF)	9
2.2.3. Sistem Dinamik Dengan Banyak Derajat Kebebasan (MDOF)	11
2.2.3.1.1. Getaran Bebas (<i>free vibration</i>) (MDOF).....	15
2.2.3.1.2. Getaran Paksa (<i>forced vibration</i>) (MDOF)	15
2.3. Performance Based Design Analysis	16
2.4. Sistem Struktur Dengan Pengisi Dinding Bata	21
2.5. Analisa Pushover Non-linear.....	25
2.5.1. Tahapan Utama dalam Analisa Pushover	26
2.5.2. Waktu getar alami efektif.....	27
2.5.3. Target Perpindahan	28
2.5.3.1. Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)	29
2.5.3.2. Metode Spektrum Kapasitas	31
2.5.4. Pola Beban Dorong	32
2.5.5. Prosedur Analisis	32

3. METODOLOGI PENELITIAN.....	35
3.1. Alur penelitian	35
3.2. Metode Pengumpulan Data	36
3.3. Modelisasi Struktur	41
3.3.1. Input data	41
3.3.1.1. Material Beton	41
3.3.1.2. Material Tulangan.....	41
3.3.1.3. Material bata	42
3.3.1.4. Balok Tinggi	43
3.3.1.5. Kolom, Balok, dan Pelat	43
3.3.1.6. Ringkasan Material yang dipergunakan.....	43
3.3.2. Pembebanan	44
3.3.3. Dinding bata.....	44
3.3.4. Model Gedung dengan program SAP2000®	45
3.4. Pengujian Lapangan	48
3.5. Evaluasi Kinerja Struktur	51
3.5.1. Evaluasi Kinerja dengan Analisa Modal dan Respons spektrum	51
3.5.2. Evaluasi Kinerja dengan Analisa Pushover	51
4. HASIL & DISKUSI.....	53
4.1. Hasil Analisa Modal	53
4.1.1. Gedung Tanpa Dinding Bata	53
4.1.2. Gedung Dengan Dinding Bata	54
4.2. Hasil Analisa Respon Spektrum	55
4.2.1. Gedung Tanpa Dinding Bata	56
4.2.2. Gedung Dengan Dinding Bata	58
4.3. Hasil Analisa <i>Pushover</i>	60
4.3.1. Gedung Tanpa Dinding Bata	60
4.3.2. Gedung Dengan Dinding Bata	63
4.4. Hasil Pengujian Mikrotremor	69
4.5. Diskusi	71
4.5.1. Perbandingan periode struktur dengan analisa modal	71
4.5.2. Analisa hasil mikrotremor untuk mengetahui periode utama struktur	72
4.5.3. Perbandingan Simpangan Tingkat Akibat Gempa Respon Spektrum	82
4.5.4. Analisa Hasil Pushover	83
5. KESIMPULAN DAN SARAN.....	84
5.1. Kesimpulan.....	84
5.2. Saran	85
DAFTAR PUSTAKA.....	86
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1	Peta Lempengan Tektonik Bumi.....	8
Gambar 2. 2	Modelisasi SDOF	9
Gambar 2. 3	Idealisasi Struktur Akibat Perpindahan Perletakan.....	10
Gambar 2. 4	Modelisasi MDOF.....	12
Gambar 2. 5	Grafik Lentutan Terhadap Waktu Dengan Efek Redaman (ξ) ...	14
Gambar 2. 6	Tingkatan dan Sasaran Kinerja Berdasarkan ACMC.....	17
Gambar 2. 7	Prosedur Analisa Kinerja	19
Gambar 2. 8	Pembuatan Spektrum Kapasitas dan Respons Spektrum dengan Format ADRS.....	20
Gambar 2. 9	Pola Keretakan Dinding Pengisi Bata	23
Gambar 2. 10	Model Dinding Pengisi Bata	23
Gambar 2. 11	Perilaku Dinding Pengisi Bata	24
Gambar 2. 12	Diagonal Compression Strut Model.....	24
Gambar 2. 13	Analisa Pushover.....	26
Gambar 2. 14	Parameter Waktu Getar Fundamental Efektif dari Kurva Pushover	27
Gambar 2. 15	Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur	31
Gambar 2. 16	Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas..	31
Gambar 2. 17	Parameter Data Respons Spektrum Rencana	32
Gambar 3. 1	Sketsa Tampak Gedung.....	36
Gambar 3. 2	Elevasi.....	37
Gambar 3. 3	Tiang Pancang yang digunakan.....	38
Gambar 3. 4	Penulangan Tie Beam.....	38
Gambar 3. 5	Bekisting Kolom	38
Gambar 3. 6	Penulangan Pelat	38
Gambar 3. 7	Penyaringan Batu Korral	38
Gambar 3. 8	Proses Pengecoran.....	38
Gambar 3. 9	Selesaiannya Struktur Beton	39
Gambar 3. 10	Contoh denah.....	39
Gambar 3. 11	Contoh Penulangan Pelat Lantai	40
Gambar 3. 12	Contoh Penulangan Balok Beserta Dimensi	40
Gambar 3. 13	Pembagian Denah Gedung	40
Gambar 3. 14	Model Bata dinding penuh	44
Gambar 3. 15	Model Bata dengan bukaan diatas.....	45
Gambar 3. 16	Potongan Denah	46
Gambar 3. 17	Gambar Perspektif Sebagian Denah 3D.....	47
Gambar 3. 18	Model 1 - Tanpa Dinding Bata.....	47
Gambar 3. 19	Model 2 - Dengan Dinding Bata	48
Gambar 3. 20	Microtremor SYSCOM.....	49
Gambar 3. 21	Kondisi Pengujian di Atap	49
Gambar 3. 22	Lokasi pengujian Microtremor.....	50
Gambar 3. 23	Respon Spektrum Zona 3	51
Gambar 4. 1	Mode Shape Gedung Tanpa Dinding Bata.....	54
Gambar 4. 2	Mode Shape Gedung Dengan Dinding Bata	55
Gambar 4. 3	Desain Beton Dengan Beban Gravitasi - Gedung Tanpa Bata....	57

Gambar 4. 4	Desain Beton Dengan Beban Respon Spektrum - Gedung Tanpa Bata.....	57
Gambar 4. 5	Desain Beton Dengan Beban Gravitasi - Gedung Dengan Bata .	59
Gambar 4. 6	Desain Beton Dengan Beban Respon Spektrum - Gedung Dengan Bata.....	59
Gambar 4. 7	Kurva Pushover dan Bilinear Arah X-2 - Gedung Tanpa Bata...	61
Gambar 4. 8	Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y-2 - Gedung Tanpa Bata...	61
Gambar 4. 9	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X-2 Pada Gedung Tanpa Bata.....	62
Gambar 4. 10	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y-2 Pada Gedung Tanpa Bata.....	62
Gambar 4. 11	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Tanpa Bata Arah X-2.....	63
Gambar 4. 12	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Tanpa Bata Arah Y-2.....	63
Gambar 4. 13	Kurva Pushover dan Bilinear Arah X - Gedung Dengan Bata....	64
Gambar 4. 14	Kurva Pushover dan Bilinear Arah X-2 - Gedung Dengan Bata	64
Gambar 4. 15	Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y - Gedung Dengan Bata....	65
Gambar 4. 16	Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y-2 - Gedung Dengan Bata	65
Gambar 4. 17	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X Pada Gedung Dengan Bata	66
Gambar 4. 18	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X-2 Pada Gedung Dengan Bata	67
Gambar 4. 19	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y Pada Gedung Dengan Bats	67
Gambar 4. 20	Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y-2 Pada Gedung Dengan Bata	67
Gambar 4. 21	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah X	68
Gambar 4. 22	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah X-2	68
Gambar 4. 23	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah Y	68
Gambar 4. 24	Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah Y-2	68
Gambar 4. 25	Hasil Rekaman Mikrotremor Dalam Time Domain.....	69
Gambar 4. 26	Hasil FFT Dari Data Rekaman Mikrotremor	71
Gambar 4. 27	Frekuensi dibawah 0.5 Hz yang sangat besar	73
Gambar 4. 28	Frekuensi diatas 50 Hz yang hampir tidak mempunyai nilai	73
Gambar 4. 29	Domain Frekuensi Segmen 1	74
Gambar 4. 30	Domain Frekuensi Segmen 2	74
Gambar 4. 31	Domain Frekuensi Segmen 3	75
Gambar 4. 32	Domain Frekuensi Segmen 4	75
Gambar 4. 33	Domain Frekuensi Segmen 5	76
Gambar 4. 34	Jeda Waktu setiap 30 s	77
Gambar 4. 35	Spektrum Lantai 1 (0.5Hz -10Hz).....	78
Gambar 4. 36	Spektrum Lantai 2 (0.5Hz -10Hz).....	78
Gambar 4. 37	Spektrum Lantai 2 (0.5Hz -10Hz).....	79
Gambar 4. 38	Spektrum Lantai 4 (0.5Hz -10Hz).....	79
Gambar 4. 39	Rangkuman Spektrum (kiri) dan Rata-Rata (kanan).....	80
Gambar 4. 40	Metode "Spectrum" Untuk Frekuensi 0.5 Hz - 50 Hz.....	81
Gambar 4. 41	Perbandingan Simpangan Arah X.....	82
Gambar 4. 42	Perbandingan Simpangan Arah Y	83

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1	Ketinggian Lantai Utama	37
Tabel 3. 2	Tabel Material Beton	42
Tabel 3. 3	Tabulasi Penomoran Lokasi Pengujian Mikrotremor	50
Tabel 4. 1	Rasio Partisipasi Massa Modal Pada Gedung Tanpa Dinding Bata.	53
Tabel 4. 2	Rasio Partisipasi Massa Modal Pada Gedung Dengan Dinding Bata	54
Tabel 4. 3	Simpangan arah X Gedung Tanpa Bata.....	56
Tabel 4. 4	Simpangan arah Y Gedung Tanpa Bata.....	56
Tabel 4. 5	Simpangan arah X Gedung Dengan Bata	58
Tabel 4. 6	Simpangan arah Y Gedung Dengan Bata	58
Tabel 4. 7	Tabulasi Data Hasil Pushover Gedung Tanpa Bata	62
Tabel 4. 8	Tabulasi Data Hasil Pushover Gedung Dengan Bata	66
Tabel 4. 9	Amplitudo Maksimum Yang Tercatat	70
Tabel 4. 10	Tabel Perbandingan Periode dan Partisipasi Massa.....	71
Tabel 4. 11	Segmen Domain Frekuensi Yang Ditinjau	72
Tabel 4. 12	Perkiraan Periode Struktur Dari Puncak Frekuensi Domain	76
Tabel 4. 13	Ringkasan Simpangan Gedung	82

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar belakang

Indonesia merupakan negara kepulauan yang terletak pada pertemuan tiga lempeng tektonik utama, yaitu lempeng tektonik Hindia-Australia, lempeng Pasifik, dan lempeng Eurasia. Pertemuan ketiga lempeng ini menyebabkan Negara Indonesia aktif secara gempa. Beberapa tahun terakhir terjadi gempa besar yang melanda Negara Indonesia seperti gempa di Aceh, Yogyakarta, dan Padang. Pada peristiwa tersebut terdapat banyak bangunan yang mengalami kegagalan struktur, baik akibat perencanaan maupun pelaksanaan yang kurang baik atau bahkan sama sekali belum dirancangkethahanan akan gempa. Setelah peristiwa ini, timbul kesadaran masyarakat akan bahaya gempa dan perlunya perancangan bangunan yang tahan terhadap gempa.

Seiring dengan perkembangan zaman terdapat kemajuan dalam pengembangan perencanaan struktur tahan gempa. Karena itu untuk gedung-gedung yang dibangun pada masa kini, yang apabila dirancang sesuai dengan peraturan desain bangunan tahan gempa tentunya gedung tersebut tidak akan mengalami kerusakan yang berarti apabila dilanda gempa. Tetapi tidak semua bangunan yang ada di Negara Indonesia merupakan struktur baru/modern, yang telah secara khusus didesain dalam kapasitasnya menahan gempa. Di Jakarta, terdapat banyak bangunan-bangunan tua yang telah berdiri sejak lama, bahkan sejak tahun 1600-an. Bangunan-bangunan tua tersebut sekarang menjadi bangunan bersejarah karena memiliki nilai historis yang sangat tinggi karena masih berdiri hingga sekarang.

Untuk menjaga nilai historis dari bangunan bersejarah tentu perlu adanya upaya preventif untuk mencegah terjadinya kerusakan bangunan secara struktural dan arsitektural apabila bangunan tersebut mengalami gempa yang besar.

Bangunan-bangunan bersejarah di ibukota Jakarta kebanyakan merupakan bangunan peninggalan jaman belanda, yang jika dilihat sejarahnya masih belum

ada perhitungan spesifik untuk ketahanan gempa pada bangunan tersebut karena masih menggunakan pedoman GBV (Gewapend Beton Voorschriften) hingga tahun 1960-an. Pada umumnya bangunan-bangunan bersejarah tersebut merupakan bangunan dengan kolom beton dan dinding dari pasangan bata serta menggunakan kayu juga pada beberapa bagiannya. Dan hingga sekarang masih terdapat banyak bangunan tua yang masih berdiri kokoh walaupun kota Jakarta pernah beberapa kali terkena gempa dengan intensitas yang tidak terlalu besar.

Dengan kemajuan teknologi maka semakin modern metode perencanaan suatu bangunan, dimana suatu bangunan dapat dimodelisasi secara virtual untuk melihat perilaku dari struktur dan juga mengetahui kekuatan dari bangunan tersebut.

Melihat hal tersebut, penulis bermaksud untuk melakukan modelisasi secara virtual dan menganalisa ketahanan gempa dari suatu bangunan bersejarah untuk kemudian dapat dilakukan analisa terhadap hasilnya dan juga kemungkinan untuk memperkuat bangunan tersebut terhadap gaya seismik.

Penulis mengambil studi kasus Gedung X yang terletak di Jakarta Barat dan merupakan salah satu bagian dari cagar budaya Kota Tua di Jakarta. Gedung yang berdiri di atas tanah seluas 10.039 m² ini diresmikan pada tanggal 14 Januari 1933, dan pemancangan awal tiang beton pada bulan Juli 1929 oleh biro konstruksi NV Nedam.

1.2. Identifikasi Masalah

1.2.1. Deskripsi Masalah

Gedung X ini dibangun pada masa penjajahan belanda, dimana peraturan perancangan gedung yang digunakan tidaklah sama dengan peraturan perancangan gedung beton modern yang digunakan pada saat ini (*SNI 03-2847-2002*). Serta belum diterapkannya perhitungan ketahanan gempa (*SNI 03-1726-2002*).

Gedung ini merupakan bangunan tua bersejarah yang diklasifikasikan sebagai bagian dari cagar budaya Negara Indonesia. Karena bangunan ini

tidak ternilai harganya dilihat dari sejarah bangunan yang sangat panjang, maka perlu dilakukannya analisa ketahanan gempa dari bangunan dalam rangka konservasi dan preservasi bangunan cagar budaya ini.

Akan tetapi untuk memodelisasi struktur ini sehingga mendekati dengan struktur sebenarnya maka akan diperlukan banyak data-data bahan bangunan pada masa itu. Serta perlu adanya denah-denang bangunan secara lengkap agar dapat dimodelisasi sedetail mungkin.

1.2.2. Rumusan Masalah

Dalam menganalisa struktur ini tentu harus didapatkan terlebih dahulu semua data yang akan digunakan dalam pemodelan, baik dari data material maupun denah dan ukuran komponen struktur yang digunakan.

Dan untuk mendapatkan data dari material yang digunakan pada gedung tersebut harus dilakukan penelitian yang lebih lanjut, ataupun dengan pengujian material secara langsung bila memungkinkan.

Pada akhirnya untuk mengetahui performa dari struktur Gedung X ini maka perlu dilakukannya analisa statik pushover untuk mendapatkan kapasitas dari struktur, serta melakukan pemodelan dengan dinding bata dikarenakan dengan pemodelan dinding bata dapat memberikan hasil yang lebih mendekati kenyataan.

1.2.3. Batasan Masalah

Dalam penelitian ini, batasan-batasan permasalahan hanya untuk mencari periode dan respons struktur pada *Gedung X* dengan :

- Digunakan struktur bangunan tiga dimensi (3D)
- Material yang digunakan adalah beton bertulang dan batu bata.
- Analisa yang digunakan adalah analisa dinamik dengan respon spektrum dan analisa statik non-linear *pushover static analysis*.
- Gedung terletak di wilayah gempa zona 3 SNI 2002 dan jenis tanah lunak.
- Modelisasi struktur dilakukan hanya untuk struktural sesuai dengan gambar denah existing tahun 1929. Dengan modelisasi dinding bata sebagai strut compression model.

- Interaksi tanah dan struktur tidak diperhitungkan.
- Pemodelan dan analisa dilakukan dengan bantuan program SAP2000®14.0.0

1.3. Tujuan Penulisan

Tujuan penulisan ini adalah untuk menghitung respon struktur bangunan bersejarah yang dimodelkan secara dengan Metode Elemen Hingga untuk mengetahui kapasitas struktur tersebut, serta untuk mengukur kinerja struktur dalam menahan beban gempa sesuai beban peraturan yang berlaku sekarang.

1.4. Hipotesis

Gedung ini masih kuat berdiri sampai sekarang, mengingat usia gedung sekitar 80 tahun serta gedung ini dibangun tanpa adanya perhitungan ketahanan gempa yang lebih memadai seperti yang telah dikembangkan beberapa dekade terakhir. Sampai sekarang gedung ini masih belum mengalami kerusakan akibat gempa dan tentunya gedung sudah melewati umur rencana dari rencana awal pembangunan yang pada umumnya hanya 50 tahun. Diperkirakan gedung tidak akan mampu menahan beban gempa sesuai peraturan terkini dan perlu diketahui tingkat ketahanan gedung tersebut agar dapat dilakukan pencegahan bilamana terjadi gempa besar di Jakarta yang belum pernah terjadi sejak gedung ini dibangun.

1.5. Manfaat Penulisan

Semoga dengan mengetahui kinerja dari struktur existing memungkinkan pihak bersangkutan yang ingin menjaga dan merehabilitasi struktur gedung untuk mempertimbangkan usaha untuk perbaikan jika diperlukan. Serta semoga dengan penelitian ini dapat membuka kesempatan kepada peneliti lain yang ingin meneliti secara lebih detail atau spesifik mengenai bangunan Gedung X. Secara umum, semoga dengan penelitian ini dapat memberikan sedikit partisipasi untuk konservasi bangunan bersejarah.

1.6. Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan penelitian ini ialah sebagai berikut:

BAB I. PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang penulisan, deskripsi masalah dan signifikansi masalah, perumusan masalah, pembatasan permasalahan, tujuan penulisan thesis, manfaat penulisan thesis, dan sistematika penulisan thesis.

BAB II. DASAR TEORI

Bab ini menguraikan tentang teori yang berhubungan dengan penelitian pada thesis ini dengan kajian dari beberapa tinjauan pustaka yang terkini dan relevan.

BAB III. METODE PENELITIAN

Bab ini menguraikan tentang kerangka pikir, model penelitian, dan metode penelitian yang akan digunakan dalam pengumpulan data primer dan metode pengolahan data yang akan digunakan dan dilanjutkan dengan pemodelan serta analisa.

BAB IV. HASIL & DISKUSI

Bab ini menjelaskan mengenai hasil dari analisa dan diskusi dari hasil tersebut.

BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini mencakup kesimpulan yang diperoleh dari pembahasan bab-bab sebelumnya dan saran mengenai temuan-temuan dari penelitian ini yang dianggap penting dan layak untuk dipublikasikan.

BAB 2

DASAR TEORI

2.1. Konsep Dasar Mekanisme Gempa

2.1.1. Tipe Gempa Bumi

Gempa bumi merupakan getaran atau gelombang yang terjadi pada permukaan bumi. Gempa bumi dapat terjadi akibat fenomena alam ataupun perbuatan manusia. Berikut adalah macam-macam gempa bumi dan penyebabnya, yaitu:

1. Gempa bumi vulkanik (gunung api)

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma, yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifannya semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan yang juga akan menimbulkan terjadinya gempa bumi. Gempa bumi tersebut hanya terasa di sekitar gunung api tersebut.

2. Gempa bumi tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas tektonik, yaitu pergeseran lempeng lempeng tektonik secara mendadak yang mempunyai kekuatan dari yang sangat kecil hingga yang sangat besar. Gempa bumi ini banyak menimbulkan kerusakan atau bencana alam di bumi, getaran gempa bumi yang kuat mampu menjalar keseluruh bagian bumi.

3. Gempa bumi tumbukan

Gempa bumi ini diakibatkan oleh tumbukan meteor atau asteroid yang jatuh ke bumi, jenis gempa bumi ini jarang sekali terjadi.

4. Gempa bumi runtuh

Gempa bumi ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan, gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

5. Gempa bumi buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas dari manusia, seperti peledakan dinamit, nuklir atau beban yang dipukulkan ke permukaan bumi.

2.1.2. Teori Pelat Tektonik

Gempa bumi yang sering terjadi adalah gempa bumi tektonik selain gempa bumi vulkanik. Teori Pelat Tektonik menjelaskan bahwa bumi terdiri dari beberapa lapisan batuan, sebagian besar area dari lapisan kerak itu akan hanyut dan mengapung di lapisan seperti salju. Pelat-pelat tektonik ini bergerak secara perlahan, relatif satu dengan yang lain dan menimbulkan regangan elastis. Jika regangan ini melebihi kapasitas batuan maka batuan mengalami keruntuhan dan energi regangan yang tersimpan dalam batuan dilepaskan secara tiba-tiba sehingga menimbulkan gempa tektonik yang dahsyat. Mekanisme pembentukan gempa tektonik ini dikenal sebagai *Elastic Rebound Theory*.

Kerak bumi terdiri dari beberapa lempengan (*lithosphere*) sebesar benua dengan ketebalan ± 80 km. Lempengan tektonik ini merupakan bagian *oceanic* maupun *kontinental*, Lempengan tektonik bergerak relatif sama satu dengan yang lain dengan kecepatan 1 -10 cm / tahun. Lempeng-lempeng *lithosphere* terapung diatas lapisan *astheno-sphere* dan dipisahkan satu sama lain oleh batas lempeng (*plate boundary*) dimana pada batas lempeng ini terbentuk tiga jalur gempa yaitu :

1. *Circum Pacific Earthquake Belt (Great Earthquake Belt)*

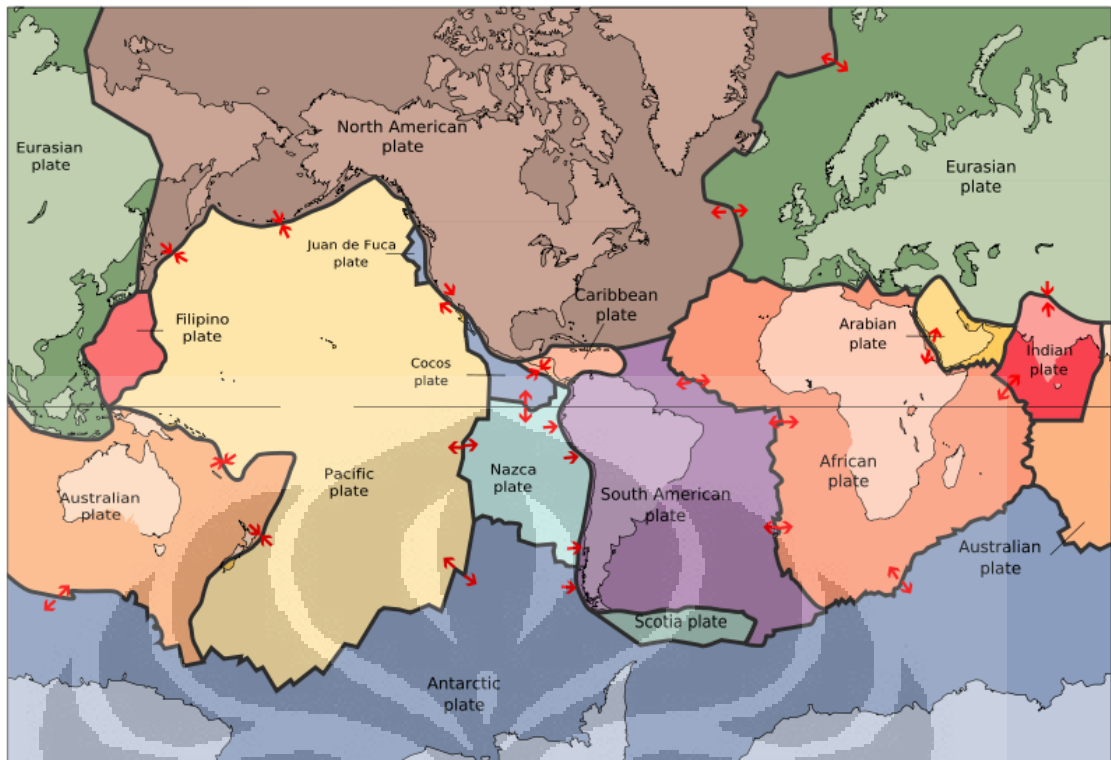
Sabuk *Circum – Pasific* di sekitar Lautan Pasifik yang mayoritas utama dari semua gempa bumi (baik merusak maupun yang kecil)

2. *Alfide Earthquake Belt (Trans Asiatic Earthquake Belt)*

Sabuk *Alpide* yang terbentang dari pegunungan Himalaya berjajar melalui Papua dan Turki dan selanjutnya kesepanjang Laut Mediterania.

3. *Mid Atlantic Oceania Earthquake Belt*

Sabuk disepanjang pusat Lautan Atlantik, secara jelas menepati suatu batas antara lempengan-lempengan kulit bumi.



Gambar 2. 1 Peta Lempengan Tektonik Bumi

Indonesia terletak di pertemuan 4 lempeng, yaitu :

1. Lempeng *Indo-Australia*
2. Lempeng *Pasifik*
3. Lempeng *Eurasia*
4. Lempeng *Filipina*

Sehingga menyebabkan Indonesia menjadi negara yang rawan gempa karena dilalui oleh jalur gempa tersebut.

2.2. Teori Dinamika Struktur

2.2.1. Getaran

Getaran adalah suatu gerak bolak-balik di sekitar kesetimbangan statik. Kesetimbangan statik yang dimaksud adalah keadaan dimana suatu benda berada pada posisi diam jika tidak ada gaya yang bekerja pada benda tersebut. Getaran dapat dibedakan menjadi dua macam :

a. Getaran Bebas

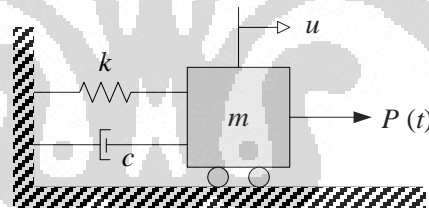
Getaran ini akan terjadi jika sistem diberikan gaya awal yang kemudian dilepaskan sehingga sistem akan bergetar secara bebas.

b. Getaran Paksa

Getaran ini akan terjadi jika sistem diberikan gaya bolak-balik ataupun gerakan diterapkan pada sistem mekanis. Contohnya adalah gempa bumi.

2.2.2. Sistem Dinamik Dengan Satu Derajat Kebebasan (SDOF)

Struktur yang paling sederhana adalah struktur dengan satu derajat kebebasan. Persamaan gerak untuk sistem dengan satu derajat kebebasan atau yang dikenal dengan *single degree of freedom* (SDOF) dapat diperoleh dengan prinsip kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut. Gaya yang bekerja pada sistem yaitu gaya luar (gaya dinamik lateral) dan gaya-gaya yang disebabkan oleh getaran pada sistem tersebut, yang dipengaruhi oleh gaya inersia, gaya redaman dan gaya elastis atau kekakuan yang bekerja pada sistem, seperti yang dimodelkan dibawah ini :



Gambar 2. 2 Modelisasi SDOF

Dengan m adalah massa, k adalah kekakuan sistem, c adalah redaman, dan $P(t)$ adalah gaya luar yang bekerja terhadap waktu.

Dari gambar di atas dapat dibuat persamaan kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem, yaitu :

$$F_I + F_S + F_D = F(t) \quad (2.1)$$

Dimana F_I adalah gaya Inersia, F_S adalah gaya elastis, F_D adalah gaya redaman, dan $F(t)$ adalah gaya luar yang bekerja pada sistem. Gaya inersia, gaya elastis atau pegas, dan gaya redaman dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$F_I = m\ddot{u}(t) \quad (2.2)$$

$$F_D = c \dot{u}(t) \quad (2.3)$$

$$F_S = ku(t) \quad (2.4)$$

Maka dengan mensubstitusi persamaan (2.2), (2.3) dan (2.4) ke dalam persamaan (2.1) maka persamaan gerak sistem dengan satu derajat kebebasan adalah :

$$m\ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (2.5)$$

Dimana $\ddot{u}(t)$ = Percepatan, fungsi dari waktu

$\dot{u}(t)$ = Kecepatan, fungsi dari waktu

$u(t)$ = Perpindahan, fungsi dari waktu

$F(t)$ = Gaya luar, fungsi dari waktu

Pada daerah rawan gempa, masalah utama dari struktur dinamik adalah perilaku struktur terhadap pergerakan dasar (base motion) dari struktur. Perpindahan perletakan pada kondisi gempa tersebut dapat diberikan dengan persamaan :

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.6)$$

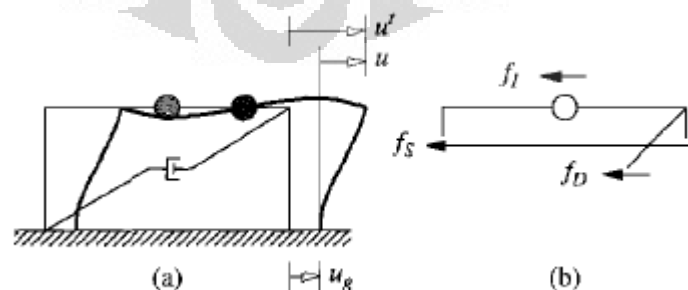
dimana :

u_g : perpindahan perletakan (displacement of the ground)

u^t : perpindahan total dari massa

u : perpindahan relatif dari massa dan perletakan

Idealisasi struktur portal one-story frame yang diakibatkan oleh adanya eksitasi gaya gempa dimodelkan pada *Gambar 2.3*



Gambar 2. 3 Idealisasi Struktur Akibat Perpindahan Perletakan

Dengan prinsip kesetimbangan dinamik dan hukum kedua Newton, diberikan persamaan :

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.7)$$

dimana :

$$f_I : \text{ gaya inersia} = m\ddot{u}^t \quad (2.8a)$$

$$f_D : \text{ gaya redaman} = c\dot{u} \quad (2.8b)$$

$$f_S : \text{ gaya elastis (kekakuan)} = ku \quad (2.8c)$$

Dengan mensubsitusikan persamaan (2.8) ke persamaan (2.7), maka akan diperoleh persamaan :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

atau dengan membandingkan dengan persamaan diatas didapat :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{eff}(t) \quad (2.10)$$

$$\text{,dimana } p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

Gaya dinamik $p_{eff}(t)$ disebabkan oleh perpindahan perletakan yang disebabkan oleh perpindahan perletakan akibat percepatan tanah \ddot{u}_g sama dengan deformasi yang disebabkan oleh gaya luar $p(t)$ yang nilainya sama dengan $-m\ddot{u}_g(t)$. Tanda negatif menunjukkan bahwa nilai p_{eff} berlawanan dengan percepatan tanah \ddot{u}_g .

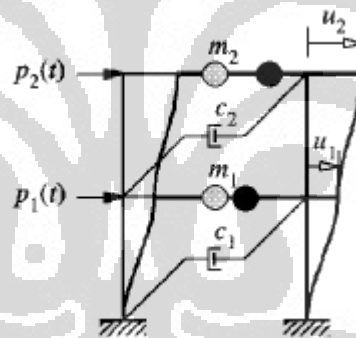
2.2.3. Sistem Dinamik Dengan Banyak Derajat Kebebasan (MDOF)

Frekuensi alami yang dimiliki suatu struktur memiliki jumlah yang sama dengan jumlah derajat kebebasan pada suatu struktur. Sedangkan sebenarnya struktur memiliki jumlah derajat kebebasan yang tidak terhingga, maka untuk dapat memudahkan dalam menganalisa dan melakukan perhitungan dari struktur, derajat kebebasan yang terjadi pada struktur tersebut harus dibatasi. Cara membatasi derajat kebebasan struktur ini adalah dengan memodelkan struktur dengan sistem lump mass dengan mengasumsikan bahwa derajat kebebasan yang terjadi pada struktur searah dengan gaya luar yang bekerja pada sistem tersebut. Pada pemodelan *lump mass* itu sebuah bangunan gedung jumlah derajat kebebasan sama dengan banyak lantai bangunan, dengan massa lantai dan beban-

beban yang terjadi pada lantai yaitu beban mati dan beban mati dianggap menjadi satu massa yang terkumpul pada setiap lantai. Maka semakin banyak jumlah lantai maka akan semakin banyak jumlah derajat kebebasan pada suatu bangunan.

Persamaan gerak untuk sistem dengan banyak derajat kebebasan *multi degree of freedom* (MDOF), diperoleh dari prinsip keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut yaitu gaya luar, gaya inersia, gaya elastik pegas, dan gaya redaman.

Untuk pemodelan sistem berderajat kebebasan banyak, diambil sistem sederhana portal dua tingkat sebagai sistem paling sederhana dari sistem berderajat kebebasan banyak. Dimana pada sistem tersebut bekerja gaya luar $p_1(t)$ dan $p_2(t)$. Sistem seperti yang diidealisasikan dengan sistem berderajat kebebasan tunggal dimana struktur memiliki bagian-bagian seperti massa, kekakuan dan disipasi energi pada lantai 1 (m_1, k_1, c_1) dan pada lantai 2 (m_2, k_2, c_2).



Gambar 2. 4 Modelisasi MDOF

sehingga untuk suatu portal dengan tinggi N lantai dapat diidealisasikan memiliki komponen struktur (m_N, k_N, c_N).

Pada sistem MDOF, komponen elemen massa, kekakuan dan redaman dapat diberikan dengan persamaan seperti dibawah ini:

- Persamaan Elemen Massa

$$f_{i1} = m_{i1}\ddot{u}_1 + m_{i2}\ddot{u}_2 + \dots + m_{ij}\ddot{u}_j + \dots + m_{iN}\ddot{u}_N \quad (2.12)$$

dimana gaya f_{i1} pada DOF I berhubungan dengan percepatan \ddot{u}_j ,

untuk $j = I$ sampai N atau dapat dimodelkan sebagai matriks berikut :

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ - \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1j} & \cdots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \cdots & m_{2j} & \cdots & m_{2N} \\ - & - & \cdots & - & \cdots & - \\ m_{N1} & m_{N2} & \cdots & m_{Nj} & \cdots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \cdots \\ u_N \end{Bmatrix}$$

- Persamaan Elemen Redaman

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{u}_1 + c_{i2}\dot{u}_2 + \cdots + c_{ij}\dot{u}_j + \cdots + c_{iN}\dot{u}_N \quad (2.13)$$

dimana gaya f_{Di} pada DOF I berhubungan dengan kecepatan \dot{u}_j ,

untuk $j = I$ sampai N atau dapat dimodelkan sebagai matriks berikut :

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ - \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1j} & \cdots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2j} & \cdots & c_{2N} \\ - & - & \cdots & - & \cdots & - \\ c_{N1} & c_{N2} & \cdots & c_{Nj} & \cdots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \cdots \\ \dot{u}_N \end{Bmatrix}$$

- Persamaan Elemen Kekakuan

$$f_{Si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \cdots + k_{ij}u_j + \cdots + k_{iN}u_N \quad (2.14)$$

dimana gaya f_{Si} pada DOF I berhubungan dengan lendutan u_j ,

untuk $j = I$ sampai N atau dapat dimodelkan sebagai matriks berikut :

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ - \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1j} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2j} & \cdots & k_{2N} \\ - & - & \cdots & - & \cdots & - \\ k_{N1} & k_{N2} & \cdots & k_{Nj} & \cdots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \cdots \\ u_N \end{Bmatrix}$$

Dengan menganalogikan pemodelan struktur berderajat kebebasan banyak dengan struktur berderajat kebebasan tunggal, maka untuk persamaan gerak pada struktur berderajat kebebasan banyak, dapat dibuat kedalam persamaan dinamik berbentuk matriks.

- Akibat gaya luar (dinamik)

Dimana pada struktur portal bertingkat N bekerja gaya $P(t)$ pada tiap tingkat. Dengan prinsip kesetimbangan dinamik hukum kedua Newton, diberikan persamaan dalam bentuk matriks berupa :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (2.15)$$

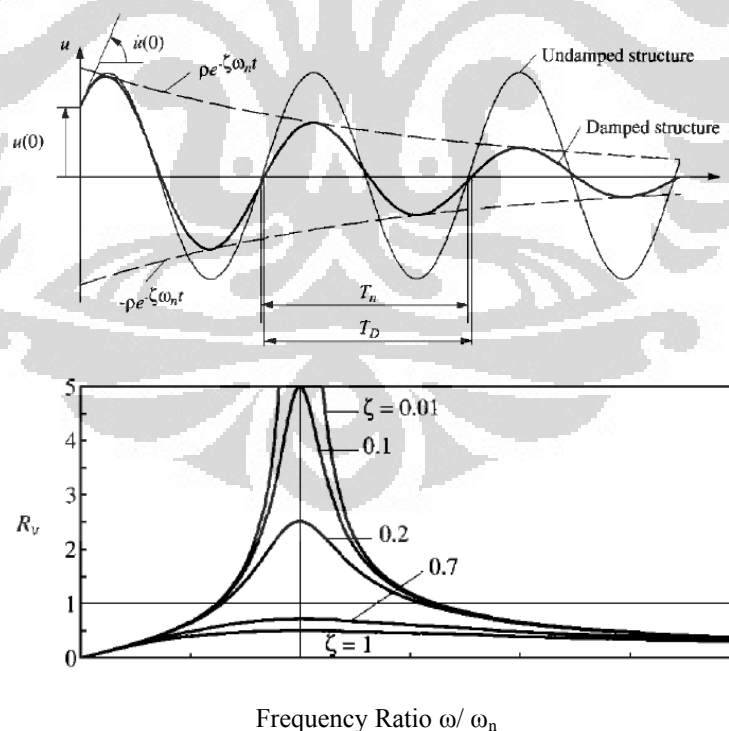
dimana $[M]$ adalah matriks massa, $[C]$ adalah matriks redaman, dan $[K]$ adalah matriks kekakuan statik dari elemen struktur. Vektor $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$, dan $\{\ddot{u}\}$ adalah nilai lendutan, kecepatan, dan percepatan dari suatu titik yang bervariasi terhadap waktu.

- Akibat perpindahan perletakan

Dimana pada struktur portal bertingkat N bekerja gaya $\ddot{u}_g(t)$. Dengan prinsip kesetimbangan dinamik dan hukum kedua Newton, diberikan persamaan dalam bentuk matriks berupa :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{i\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

dimana $[M]$ adalah matriks massa, $[C]$ adalah matriks redaman, dan $[K]$ adalah matriks kekakuan statik dari elemen struktur. Vektor $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$, dan $\{\ddot{u}\}$ adalah nilai lendutan, kecepatan, dan percepatan relatif dari suatu titik yang bervariasi terhadap waktu. Vektor $\{i\}$ adalah *influence factor* yang semua nilainya adalah 1.



Gambar 2. 5 Grafik Lendutan Terhadap Waktu Dengan Efek Redaman (ξ)

Sedangkan nilai C pada struktur akan berpengaruh pada bagaimana struktur menyerap energi yang bekerja pada struktur. Hal ini ditunjukkan oleh simpangan yang terjadi pada struktur tersebut. Semakin kecil redaman struktur, semakin besar simpangan yang terjadi. Begitu juga sebaliknya, semakin besar redaman struktur, semakin kecil simpangan yang terjadi. Gambar 2.5 menunjukkan bagaimana redaman struktur mempengaruhi simpangan struktur. Nilai C pada dasarnya akan bekerja efektif pada daerah resonansi struktur saja, selebihnya besarnya nilai C tidak akan memberikan efek yang sangat signifikan.

2.2.3.1. Getaran Bebas (*free vibration*) (MDOF)

Dengan menganalogikan persamaan getaran bebas pada sistem berderajat kebebasan tunggal dengan sistem berderajat kebebasan banyak maka didapat persamaan umum dinamik getaran bebas dengan asumsi sistem redaman ($c = 0$), yaitu:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (2.17)$$

Untuk menyelesaikan persamaan diatas, maka diambil persamaan lendutan sebagai berikut:

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2.18)$$

dimana: $q_n(t)$ = lendutan yang bervariasi terhadap waktu secara harmonik

ϕ_n = vektor fungsi bentuk yang tidak bervariasi terhadap waktu

Fungsi $q_n(t)$ merupakan fungsi lendutan harmonik sederhana yaitu:

$$q_n(t) = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t) \quad (2.19)$$

dimana A_n dan B_n adalah konstanta integrasi yang dapat dihitung berdasarkan kondisi awal. Dengan mengkombinasikan persamaan (2.18) dan (2.19) serta mensubstitusikannya ke dalam persamaan (2.17), maka akan diperoleh persamaan berikut:

$$[-\omega_n^2 m \phi_n + k \phi_n] q_n(t) = 0 \quad (2.20)$$

dimana ω_n adalah frekuensi alami struktur, m adalah massa struktur dan k adalah kekakuan struktur.

2.2.3.2. Getaran Paksa (*forced vibration*) (MDOF)

Dengan menganalogikan persamaan getaran paksa pada sistem berderajat kebebasan tunggal dengan sistem berderajat kebebasan banyak maka didapat persamaan umum dinamik getaran paksa dengan asumsi sistem redaman ($c = 0$), yaitu:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (2.21)$$

Untuk menyelesaikan persamaan diatas, maka diambil persamaan lendutan sebagai berikut:

$$u(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) \quad (2.22)$$

dengan mesubsitusikan persamaan (2.22) kedalam persamaan (2.21) dan mengalikannya dengan ϕ_n^T , maka didapat persamaan:

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T m \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T k \phi_r q_r(t) = \phi_n^T p(t) \quad (2.23)$$

karena hubungan ortogonalitas, penyelesaian akhir direduksi, kecuali untuk $r = n$, sehingga menghasilkan persamaan:

$$(\phi_n^T m \phi_n) \ddot{q}_n(t) + (\phi_n^T k \phi_n) q_n(t) = \phi_n^T p(t) \quad (2.24)$$

atau

$$(M_n) \ddot{q}_n(t) + (K_n) q_n(t) = P_n(t) \quad (2.25)$$

dimana M_n adalah *generalized mass*, K_n adalah *generalized stiffness* dan $P_n(t)$ adalah *generalized forced*.

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (2.26)$$

$$K_n = \phi_n^T k \phi_n \quad (2.27)$$

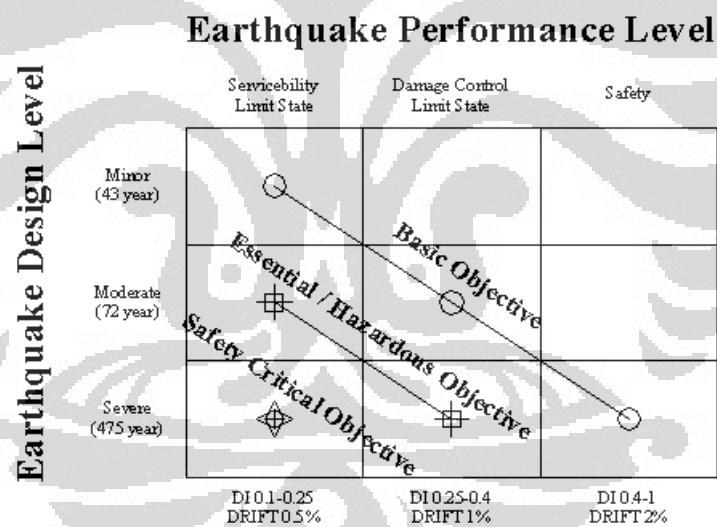
$$P_n(t) = \phi_n^T p(t) \quad (2.28)$$

2.3. Performance Based Design Analysis

Di Indonesia, perencanaan bangunan terhadap gempa sudah disyaratkan sejak diterbitkannya Peraturan Muatan Indonesia 1970, NI-18. Meskipun demikian masih saja terjadi keruntuhan bangunan setiap terjadi gempa. Sehingga menimbulkan perkembangan peraturan pembebanan terhadap gempa yang menuju ke *Performance Based Design*. Sekarang ini peraturan di Indonesia masih menggunakan perencanaan kapasitas (*capacity design*) yang merupakan perencanaan berbasis kekuatan (*Strength Based Design*) seperti diatur dalam SNI 03-1726-2002. Kinerja (*performance*) struktur tidak menjadi sasaran perencanaan, maka kinerja struktur terhadap beban gempa besar sangat bervariasi. Pengamatan

terhadap gempa besar yang terjadi menunjukkan perencanaan berdasarkan kekuatan telah berhasil mengurangi korban manusia menjadi sangat kecil, karena struktur tidak runtuh. Tetapi keadaan kerusakan struktur dapat sedemikian rupa sehingga gedung tersebut tidak dapat diperbaiki, dengan demikian bisnis juga berhenti, paling tidak sampai didapatkan bangunan pengganti sementara dan pulihnya infrastruktur. Hal ini memakan biaya langsung maupun tak langsung yang sangat besar

Perencanaan berbasis kinerja (*Performance Based Design*) dilain pihak, menggunakan kinerja struktur sebagai sasaran perencanaan. Perencanaan berbasis kinerja mensyaratkan taraf kinerja (*level of performance*) yang diinginkan untuk suatu taraf beban gempa dengan periode ulang tertentu. Dalam matriks kinerja ini hanya ditetapkan tiga tingkatan kinerja, yaitu kinerja batas layanan (*serviceability limit state*), kinerja kontrol kerusakan struktur (*damage control limit state*) dan kinerja keselamatan (*safety limit state*).



Gambar 2. 6 Tingkatan dan Sasaran Kinerja Berdasarkan ACMC

Dalam Gambar 2.6 ditunjukkan bahwa kinerja yang dikehendaki untuk bangunan dengan tujuan penggunaan biasa, adalah dalam keadaan langsung dapat digunakan (*serviceability limit state*) terhadap gempa kecil, dapat diperbaiki (*damage control limit state*) terhadap gempa sedang, dan tidak roboh (*safety limit state*) terhadap gempa besar. Kinerja yang berbeda dapat diterapkan atas bangunan dengan tujuan penggunaan khusus (misalnya harus segera dapat digunakan dalam keadaan bencana) atau bangunan yang sangat berbahaya bila

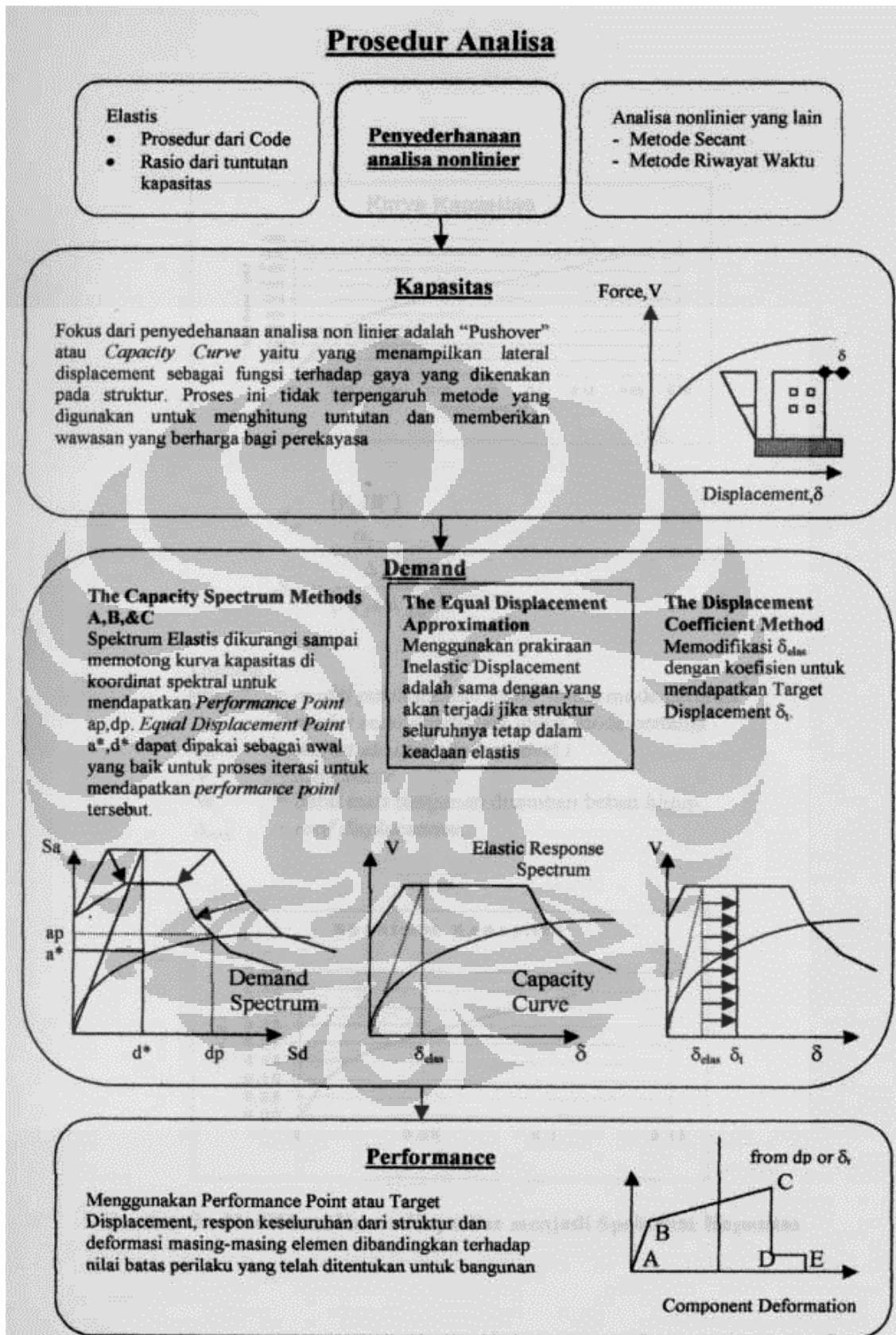
sampai gagal (misalnya stasiun tenaga nuklir). Dalam perencanaan berbasis kinerja pemilik bersama perencana dapat menentukan kinerja yang diinginkan. Kesulitan yang dihadapi adalah menentukan kriteria kinerja tersebut, misalnya kapan suatu bangunan dikatakan masih dapat diperbaiki, apakah bila kemiringannya (*drift*) masih kurang dari 1 % atau kerusakannya dibawah suatu ukuran kriteria tertentu (*damage index*).

Analisa Linear Riwayat Waktu tidak dapat digunakan untuk meramalkan kinerja bangunan terhadap gempa besar, karena pada dasarnya pada saat terjadi gempa besar pada struktur terjadi plastifikasi di beberapa tempat. Karena deformasi plastis tergantung kepada sejarah pembebanan, maka analisa yang seharusnya digunakan untuk melakukan evaluasi kinerja bangunan adalah Analisa Non-Linear Riwayat Waktu (*dynamic nonlinear time history analysis*).

Dalam proses membandingkan kapasitas dan kebutuhan, ada beberapa cara yang dapat digunakan, tetapi saat ini yang banyak digunakan adalah cara yang dinamakan *Capacity Spectrum Method (CSM)*. Metode dibawah ini dijelaskan untuk metode Analisa Non-Linear Pushover yang merupakan simplifikasi dari Analisa Linear Riwayat Waktu untuk memudahkan perhitungan. Akan tetapi metode ini juga dapat digunakan untuk Analisa Linear Riwayat Waktu.

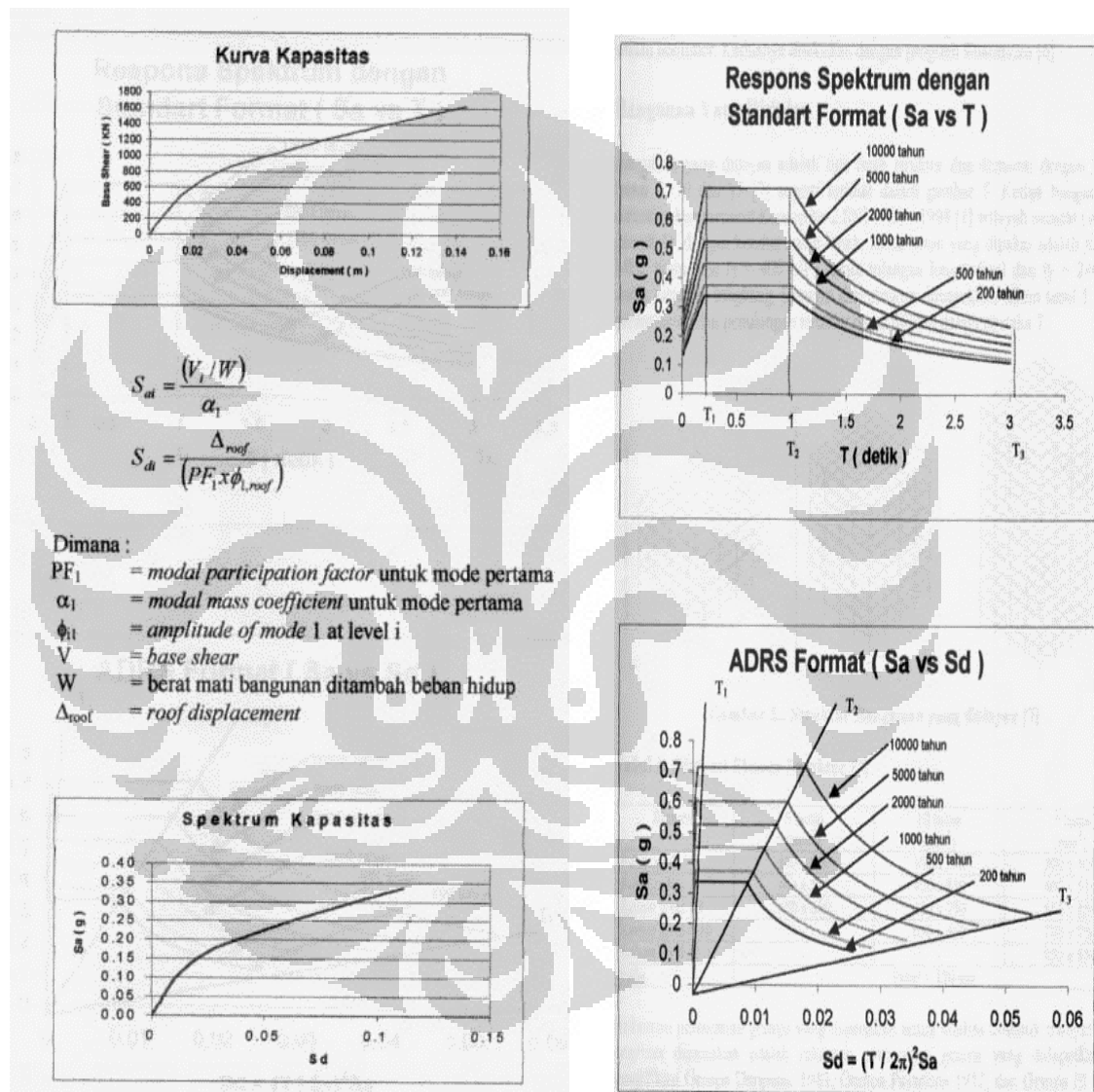
Capacity Spectrum Method (CSM)

Dalam cara CSM *capacity curve* dengan modifikasi tertentu diubah menjadi spektrum kapasitas(*capacity spectrum*)(Gambar 2.8.a).



Gambar 2. 7 Prosedur Analisa Kinerja

Capacity spectrum kemudian dibandingkan dengan *response spectrum* yang telah diubah dalam format *acceleration-displacement response spectrum*, ADRS (*Sa*Sd) (Gambar 2.8.b). Format ADRS ini adalah gabungan antara *acceleration* dan *displacement* response spectra dimana absis merupakan *acceleration* (*Sa*) dan ordinat merupakan *displacement* (*Sd*) sedangkan Periode *T* adalah garis miring dari pusat sumbu (Gambar 2.8.b).



(a) Kurva kapasitas menjadi spectrum kapasitas

(b) Format standar menjadi format ADRS

Gambar 2. 8 Pembuatan Spektrum Kapasitas dan Respons Spektrum dengan Format ADRS

Respon spektrum dalam bentuk ADRS ini kemudian dimodifikasi dengan memasukkan pengaruh *effective damping* yang terjadi akibat terbentuknya sendi plastis. Spectrum ini dinamakan *demand spectrum*. Perpotongan antara *capacity spectrum* dengan *demand spectrum* dinamakan *performance point*. Dari

performance point ini dapat diperoleh deformasi dan letak sendi plastis dan *Drift Ratio*.

2.4. Sistem Struktur Dengan Pengisi Dinding Bata

Efek dari sistem dinding pengisi bata dalam beban gempa sangatlah kompleks dan rumit. Karena sifat dari sistem strukturnya menjadi sangat non-linear membuat kesulitan dalam memprediksi metode analisisnya kecuali metode analisa tersebut didukung dengan data eksperimen. Efek dari dinding pengisi bata pada analisa ini harus diperhitungkan dengan tingkat ketidakpastian yang cukup tinggi berkaitan dengan sifat dibawah ini:

- properti material material yang bervariasi, berakibat kerakuran yang rendah pada kekuatan dan kekakuan material
- kondisi sambungan, seberapa kuat material terkoneksi pada frame
- kemungkinan perubahan dari fungsi yang seharusnya pada masa layan bangunan
- derajat kerusakan non-uniform pada saat gempa bumi.

Secara umum, dengan adanya dinding pengisi bata dapat mempengaruhi respon gempa dari struktur sebagai berikut :

- Kekakuan struktur akan bertambah, periodeutama akan menurun sehingga gaya geser dasar akibat gempa akan meningkat.
- Distribusi dari kekakuan lateral struktur pada denah dan elevasi akan berubah
- Sebagian dari beban gempa akan dipikul oleh dinding pengisi, sehingga mengurangi beban gempa pada sistem struktur
- Kemampuan dari struktur dalam disipasi energi meningkat.

Keberadaan dinding pengisi bata pada struktur portal akan menambah kekakuan lateral portal, sehingga meningkatkan kekuatan portal dalam menahan gaya gempa yang diterima.

Terdapat 2 gaya yang bekerja pada dinding bata berdasarkan arah kerja:

1. Gaya tegak lurus dinding (*out plane failure*)

Gaya yang bekerja dari arah tegak lurus dinding yang dapat menyebabkan keruntuhan menyeluruh dinding. Dinding pengisi bata mempunyai kemampuan yang sangat kecil untuk menahan gaya seperti ini.

2. Gaya sejajar dinding (*in plane failure*)

Gaya yang bekerja dari arah sejajar dinding yang menimbulkan geser pada dinding dan menyebabkan keruntuhan sebidang dinding pengisi. Dinding pengisi bata mempunyai kemampuan yang lebih baik dalam menahan gaya dari arah ini.

Kegagalan pada dinding pengisi bata disebabkan karena dinding bata menerima gaya yang melebihi kapasitas dinding pengisi bata. Tipe kegagalan pada dinding pengisi bata dapat diuraikan sebagai berikut:

- Kegagalan tarik dari kolom yang tidak kuat menahan tarik akibat momen.
- Kegagalan geser antar dinding sepanjang adukan (sambungan bata) dalam arah horizontal sepanjang dinding.
- Retak sepanjang diagonal dinding bata karena tarik.
- Kegagalan tekan pada arah diagonal dinding bata.
- Kegagalan fleksural dan geser pada kolom.

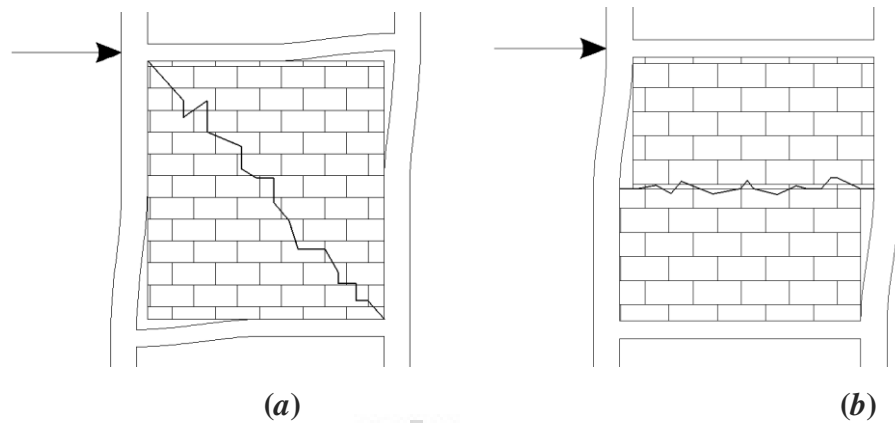
Kegagalan dalam bidang pada struktur portal dengan dinding bata sebagai pengisi akan menimbulkan dua tipe pola retak pada dinding pengisi, yaitu:

1. Retak diagonal

Retak ini disebabkan oleh strut diagonal dinding bata tidak dapat menahan tekan, sedangkan strut diagonal yang lain mengalami tarik. Hal ini menyebabkan dinding terpisah pada diagonal tekannya.

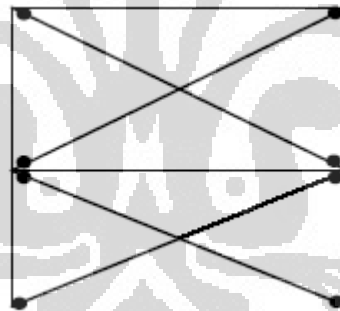
2. Retak horizontal sepanjang dinding

Retak ini disebabkan adanya gaya lateral yang besar pada struktur yang menyebabkan adanya perpindahan yang besar pada ujung atas dinding bata, sehingga terjadi pergeseran antara dinding bagian atas dan bagian bawah yang menimbulkan pergeseran horizontal pada mortar yang lemah.



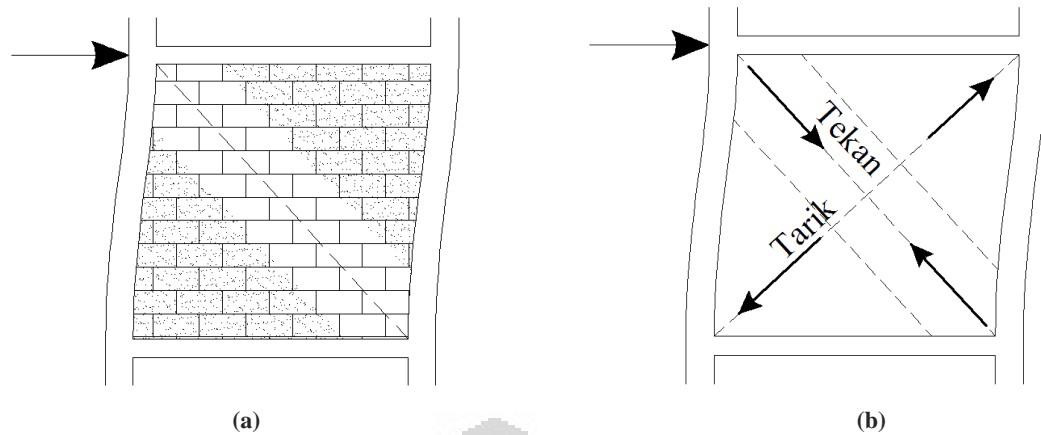
Gambar 2. 9 Pola Keretakan Dinding Pengisi Bata

Pemodelan dinding pengisi bata pada struktur portal dapat dilakukan dengan metode *Diagonal Compression Strut*. *Diagonal Compression Strut* memodelkan kekakuan ekuivalen nonlinear dinding pengisi bata dengan menggunakan batang tekan diagonal sehingga dengan metode seperti ini akan mempermudah analisa perhitungan, tetapi model seperti ini akan tidak efektif jika terdapat bukaan pada dinding pengisi.



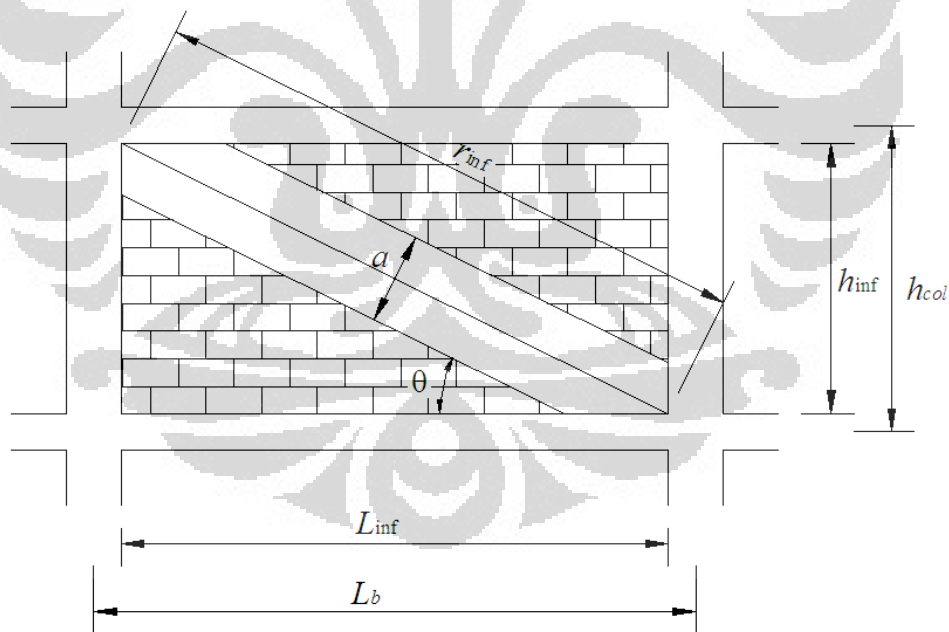
Gambar 2. 10 Model Dinding Pengisi Bata

Jika struktur portal dengan dinding pengisi bata diberikan gaya lateral sebidang dinding (*in-plane*), maka gaya lateral tersebut akan disalurkan searah diagonal dinding pengisi bata seperti pada Gambar 2.10. Gaya lateral tersebut dapat bekerja sebagai gaya tekan pada diagonal dinding. Begitu juga pada diagonal sebaliknya, gaya tarik akan bekerja pada arah yang berlawanan.



Gambar 2. 11 Perilaku Dinding Pengisi Bata

Dinding pengisi bata dianggap hanya mampu menahan gaya tekan saja, karena kemampuan dinding pengisi bata menerima gaya tarik sangatlah kecil. Diagonal compression strut dihubungkan dengan titik balok-kolom (*Beam-Column Joint*) dengan batasan bahwa tidak ada moment yang tersalurkan kedalam dinding pengisi bata (*Moment-free*), sehingga asumsi dinding bata hanya mampu menerima gaya tekan terpenuhi.



Gambar 2. 12 Diagonal Compression Strut Model

Kekakuan dan kekuatan dari Diagonal Compression Strut didapat dengan mengikuti nilai yang diperoleh dari FEMA 356. Lebar ekuivalen dari compression strut ditunjukkan sebagai berikut:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.29)$$

$$\text{Dimana, } \lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.30)$$

$$\text{dan } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (2.31)$$

a = Lebar ekivalen strut

h_{col} = Tinggi kolom

r_{inf} = Jarak bersih diagonal dinding pengisi bata

E_{me} = Modulus elastisitas dinding pengisi

t_{inf} = Tebal strut atau dinding pengisi bata

E_{fe} = Modulus elastisitas portal

I_{col} = Momen inersia kolom

h_{inf} = Tinggi bersih dinding pengisi bata

L_{inf} = Lebar bersih dinding pengisi bata

Sehingga kekakuan diagonal compression strut dapat diambil:

$$K = a \times E_{me} \times t_{inf} \quad (2.32)$$

Sebagai tambahan, kegagalan tekan yang mungkin terjadi pada model strut sesuai dengan FEMA 306 ditunjukkan dengan persamaan dibawah ini:

$$R_c = a \times t_{inf} \times f'_{me90} \quad (2.33)$$

Dimana,

R_c = Kekuatan tekan strut

f'_{me90} = Kuat tekan dinding pengisi bata yang diharapkan, atau sebesar 50%

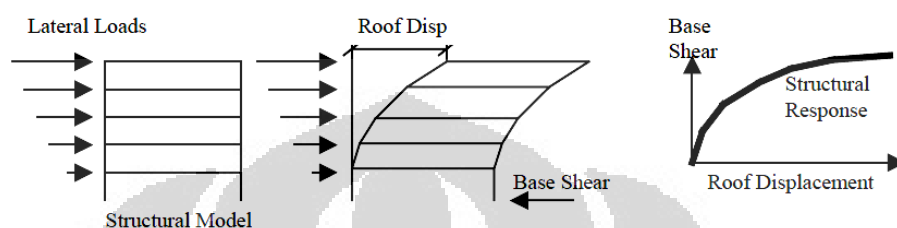
f'_{me}

2.5. Analisa Pushover Non-linear

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

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

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statik *pushover* dapat memberikan hasil mencukupi (ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik non-linear) untuk bangunan regular dan tidak tinggi.



Gambar 2. 13 Analisa Pushover

Analisa *pushover* menghasilkan kurva pushover (Gambar 2.13), kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (V) versus perpindahan titik acuan pada atap (D).

Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linear sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linear. Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

2.5.1. Tahapan Utama dalam Analisa Pushover

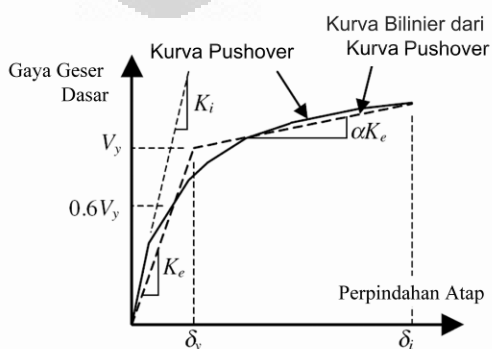
Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inerti, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.

3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik control didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan : merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas *pushover* dan evaluasi kinerja yang terdapat secara *built-in* pada program SAP2000, mengacu pada FEMA - 356).

2.5.2. Waktu getar alami efektif

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



Gambar 2. 14 Parameter Waktu Getar Fundamental Efektif dari Kurva Pushover

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

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.34)$$

Dimana T_i dan K_i adalah periode alami elastis (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah ditinjau.

2.5.3. Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana.

Untuk mendapatkan perilaku struktur pasca keruntuhan maka perlu dibuat analisa *pushover* untuk membuat kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan lateral titik kontrol sampai minimal 150% dari target perpindahan, δ_t . Permintaan membuat kurva *pushover* sampai minimal 150% target perpindahan adalah agar dapat dilihat perilaku bangunan yang melebihi kondisi rencananya dan harus dipahami bahwa target perpindahan hanya merupakan rata-rata nilai dari beban gempa rencana.

Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan beban lateral pada pola tertentu sebagai simulasi beban gempa, dan harus diberikan bersama-sama dengan pengaruh kombinasi beban mati dan tidak kurang dari 25% dari beban hidup yang disyaratkan. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa untuk setiap tingkat. FEMA 356 mensyaratkan minimal harus diberikan dua pola beban yang berbeda sebagai simulasi beban gempa yang bersifat random, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik).

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

2.5.3.1. Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode ini dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif, T_e , yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan. Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linear dari sistem SDOF ekuivalen. Jika diplotkan pada spektrum respons elastis akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak, S_a , versus waktu getar, T . Redaman yang digunakan selalu 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Puncak perpindahan spectra elastis, S_d , berhubungan langsung dengan akselerasi spektra, S_a , dengan hubungan berikut:

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.35)$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol δT , ditentukan dari rumus berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (2.36)$$

Dimana :

T_e = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

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

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

= 1.0 untuk $T_e \geq T_s$

$$= [1.0 + (R - 1)T_S/Te]/ R \text{ untuk } Te < T_S(4)$$

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

R = rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2.37)$$

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

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

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

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

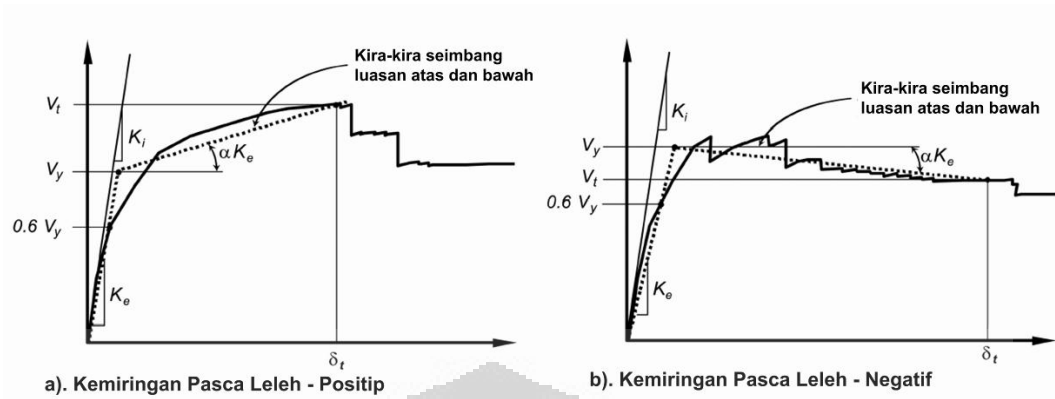
C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

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

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.38)$$

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

g = percepatan gravitasi 9.81 m/det^2 .

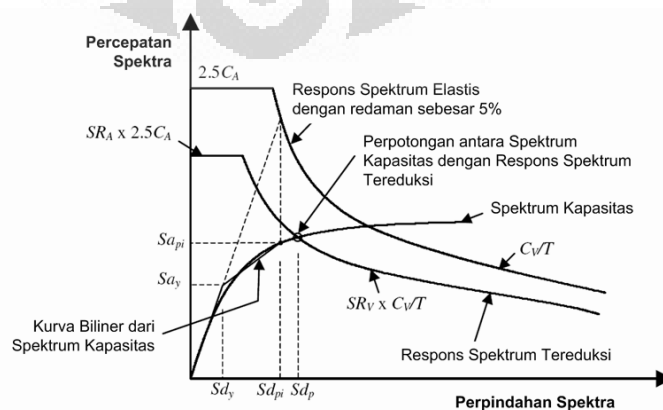


Gambar 2. 15 Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur

2.5.3.2. Metode Spektrum Kapasitas

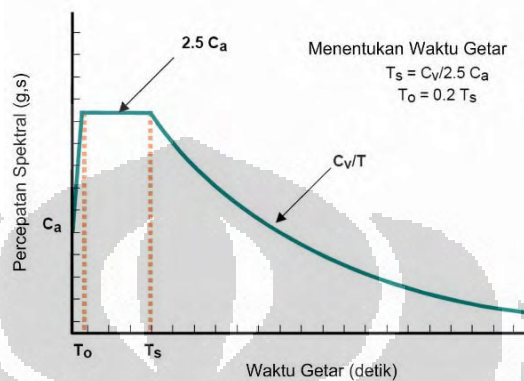
Dalam Metoda Spektrum Kapasitas proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gayaperpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Proses tersebut sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*).

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



Gambar 2. 16 Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas

Metode ini secara khusus telah *built-in* dalam program SAP2000 , proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva Respons Spektrum Rencana dengan parameter berikut :



Gambar 2. 17 Parameter Data Respons Spektrum Rencana

2.5.4. Pola Beban Dorong

Distribusi gaya inersia yang berpengaruh saat gempa, akan bervariasi secara kompleks sepanjang tinggi bangunan. Oleh karena itu , analisa beban dorong statik memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan.

Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragm lantai. Untuk keseluruhan analisis sedikitnya dua pola beban lateral harus diberikan yaitu :

- Sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut.
- Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada lantai.

2.5.5. Prosedur Analisis

Analisa beban dorong statik non-linier akan dilaksanakan mengikuti petunjuk FEMA 356. Adapun langkah-langkahnya adalah sebagai berikut :

1. Membuat model struktur seperti pada analis elastis dengan memasukkan semua elemen bangunan yang berkaitan dengan berat, kekuatan, kekakuan,

stabilitasnya dan lainnya dan direncanakan agar memenuhi ketentuan perencanaan bangunan beton Indonesia yang terbaru.

2. Analisis beban dorong dilakukan dalam dua tahap, yang pertama struktur diberi beban gravitasi (kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi). Analisis tahap pertama belum memperhitungkan kondisi non-linier. Selanjutnya analisis dilanjutkan dengan memberikan pola beban lateral yang diberikan secara monotonik bertahap. Pola beban lateral minimal dua buah setiap arahnya sesuai ketentuan FEMA agar diperoleh kondisi yang paling kritis.
3. Intensitas pembebanan lateral ditingkatkan sampai komponen struktur yang paling lemah berdeformasi yang menyebabkan kekakuannya berubah secara signifikan (terjadi leleh dari penampang). Kekakuan penampang yang mengalami leleh pada model akan dimodifikasi untuk mengantisipasi perilaku pasca leleh, selanjutnya model struktur yang dimodifikasi diberi pembebanan kembali, baik dengan kontrol beban atau kontrol lendutan menggunakan pola beban yang sama. Modifikasi perilaku komponen yang mengalami leleh dapat berupa :
 - a. Menempatkan sendi plastis pada elemen lentur yang mencapai kekuatan lenturnya, hal tersebut diberikan pada ujung balok dan kolom.
 - b. Jika ada bracing maka elemen bracing yang mengalami tekuk harus dieliminasi terlebih dahulu sebelum melanjutkan ke tahapan berikutnya.
 - c. Memodifikasi data kekakuan jika dianggap ada elemen yang mampu menahan beban dengan kekakuan yang berkurang.
4. Langkah ke-3 di atas diulang sebanyak jumlah komponen yang mencapai kondisi batas kekuatannya (leleh).
5. Untuk setiap tahapan beban, gaya dalam dan deformasi elastis maupun plastis dihitung dan direkam. Gaya dan deformasi untuk semua tahapan beban sebelumnya akan terakumulasi untuk menghasilkan gaya dan deformasi total (elastis dan plastis) dari semua komponen pada semua tahap pembebanan.
6. Proses pembebanan dilanjutkan sampai batas kinerja terdeteksi dari perpindahan titik control pada atap.

Note: Langkah 3 - 6 dilakukan secara sistematis dan otomatis oleh program komputer yang mempunyai kemampuan untuk analisa struktur statik non-linier atau *pushover*, dalam hal ini adalah SAP2000. Prosesnya melalui iterasi yang berulang sampai diperoleh keseimbangan pada gaya-gaya internalnya. Kadang-kadang iterasinya dapat memakan waktu lama tanpa mencapai konvergen, hal tersebut umumnya menunjukkan kondisi struktur yang mencapai keruntuhan, bila belum maka kontrol perpindahan dalam analisis kadang membantu menyelesaikan problem tersebut.

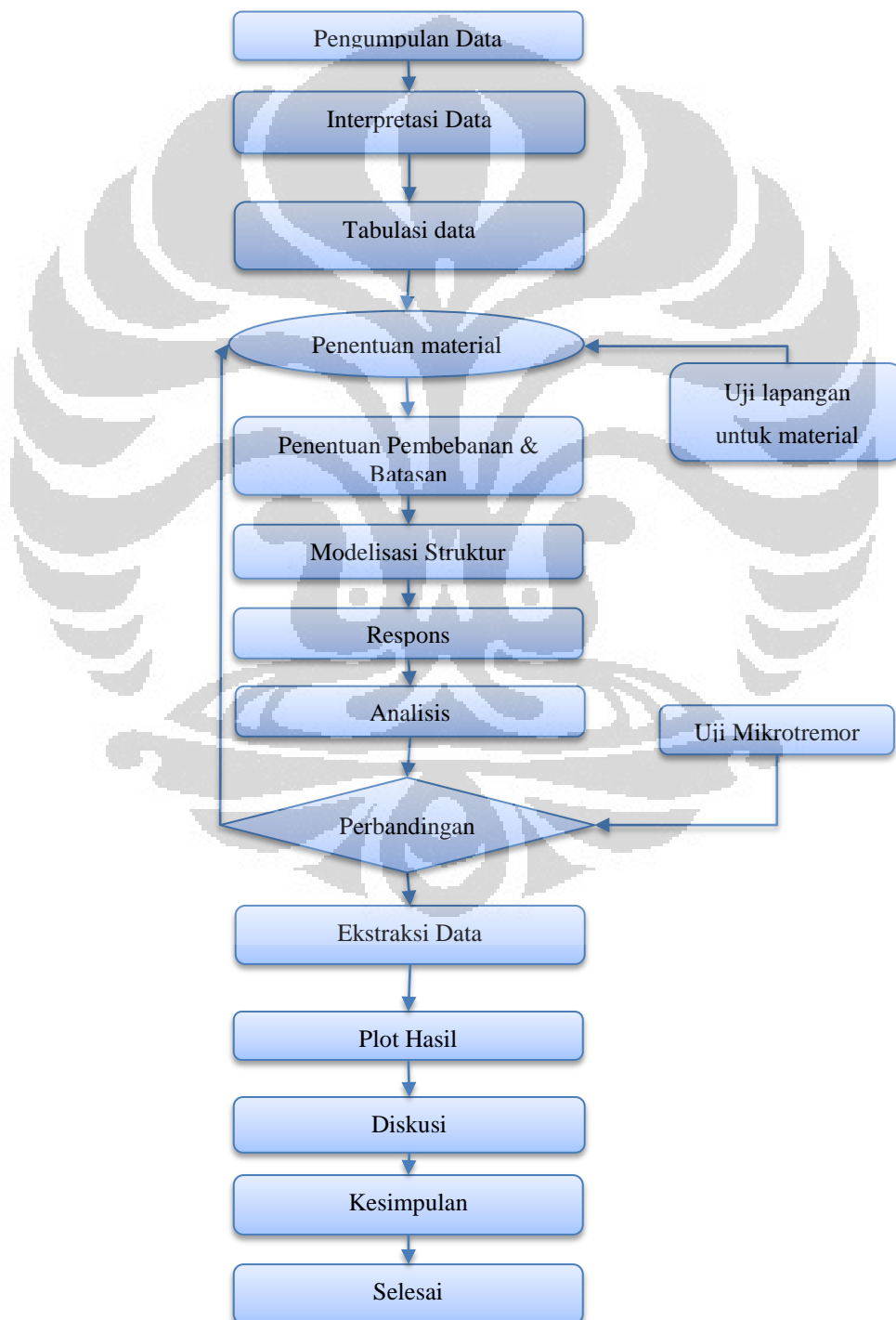
7. Perpindahan titik kontrol versus gaya geser dasar untuk setiap tahapan beban di plotkan untuk menggambarkan respons perilaku non-linier struktur yaitu kurva *pushover*. Perubahan kemiringan dari kurva tersebut menunjukkan adanya leleh pada komponen.
8. Kurva *pushover* selanjutnya digunakan untuk menentukan target perpindahan.
9. Selanjutnya akumulasi gaya dan deformasi dievaluasi pada target perpindahan untuk mengetahui kinerja setiap komponen.
 - a. Untuk perilaku yang dikontrol deformasi (misal, lentur balok), besarnya deformasi dibandingkan dengan deformasi ijin yang ada dalam FEMA 356.
 - b. Untuk perilaku yang dikontrol gaya (misal, geser balok), kapasitas kekuatan dibandingkan dengan gaya yang terjadi. Kapasitas kekuatan juga telah didefinisikan dalam FEMA 356.
10. Jika salah satu (a) gaya perlu dalam aksi atau komponen atau elemen yang dikontrol gaya, atau (b) besarnya deformasi yang terjadi dalam aksi, komponen atau elemen yang dikontrol deformasi, melebihi nilai-nilai yang ditetapkan maka dianggap kinerjanya tidak memenuhi syarat.

Note: Langkah 9 dan 10 juga dilakukan secara otomatis oleh program komputer, dan hasilnya dapat berupa grafik atau tabel yang menyajikan kondisi setiap komponen.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Alur penelitian

Alur penelitian yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



3.2. Metode Pengumpulan Data

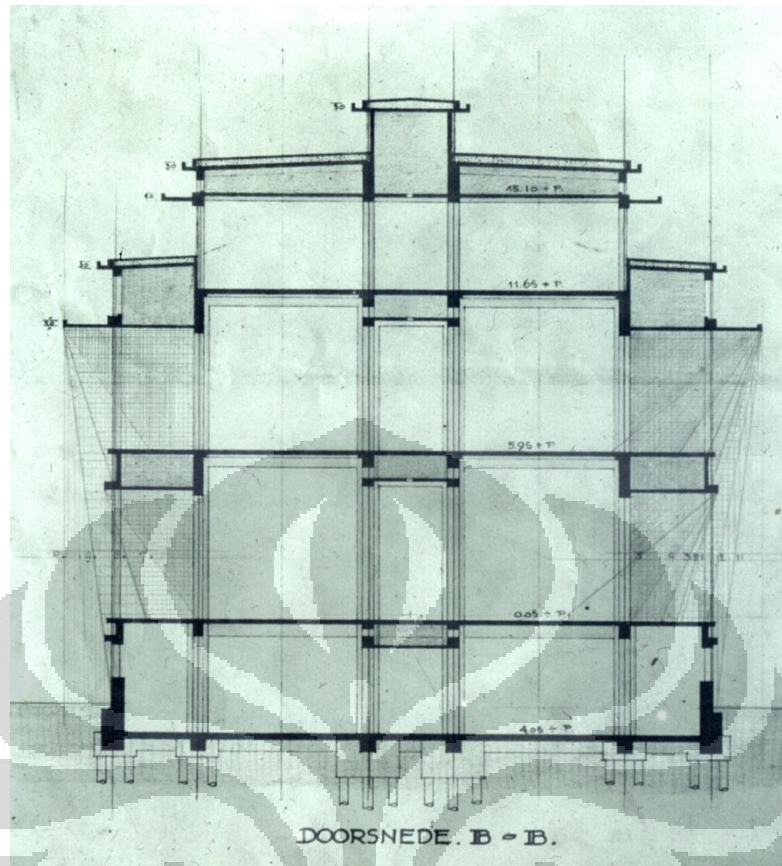
Sebelum melakukan pemodelan, perlu dilakukan pengumpulan data terlebih dahulu. Metode pengumpulan data dilakukan secara visual langsung ke lapangan serta ada data-data yang didapatkan dari arsip yang terdapat pada gedung tersebut, selain itu terdapat juga data-data yang didapatkan langsung dengan wawancara pada pegawai gedung tersebut.

Penulis mengambil studi kasus Gedung X yang terletak di Jakarta Barat dan merupakan salah satu bagian dari cagar budaya Kota Tua di Jakarta. Gedung ini berdiri diatas lahan seluas 10.039 m² dan diresmikan pada tanggal 14 Januari 1933, oleh C.J Karel van Aalst, Presiden NHM ke-10. Pemancangan diawali dengan tiang beton bulan Juli 1929 oleh biro konstruksi NV Nedam (Nederlandse Aanneming Maatschappij).

Data - data Gedung X ini sudah sangat tua dan mungkin sudah tidak terlalu lengkap. Selain itu dokumen-dokumen yang tersedia tertulis dalam bahasa belanda, sehingga menyulitkan penulis untuk mendapatkan data-data struktur secara akurat serta material yang digunakan. Akan tetapi dari data-data yang berhasil dikumpulkan, maka dapat ditarik kesimpulan berdasarkan analisa dan sedikit asumsi yang akan dikemukakan dibawah.



Gambar 3. 1 Sketsa Tampak Gedung

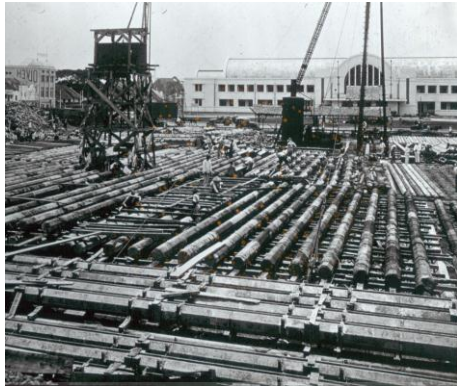


Gambar 3. 2 Elevasi

Pada gambar elevasi diatas dapat dilihat jumlah total lantai dari gedung adalah 4 tingkat, yaitu basement, lantai dasar, lantai 1 dan lantai 2. Untuk ketinggian tiap lantai dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 3. 1 Ketinggian Lantai Utama

Tingkat	Ketinggian (m)
Basement	4
Lantai Dasar	5,9
Lantai 1	5.7
Lantai 2	3.45



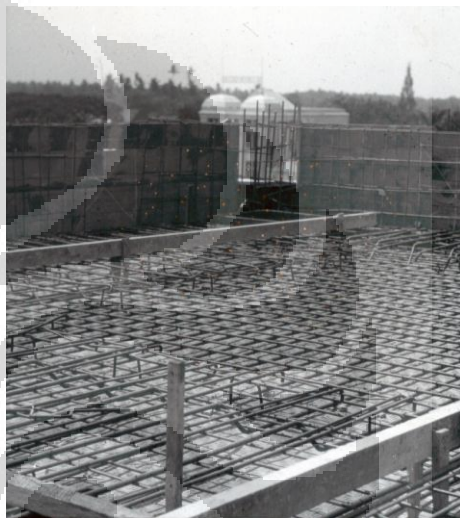
Gambar 3. 3 Tiang Pancang yang digunakan



Gambar 3. 4 Penulangan Tie Beam



Gambar 3. 5 Bekisting Kolom



Gambar 3. 6 Penulangan Pelat



Gambar 3. 7 Penyaringan Batu Koral



Gambar 3. 8 Proses Pengecoran

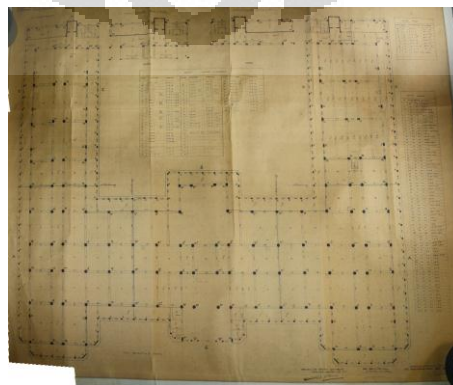
Terlihat pada foto diatas tiang pancang yang digunakan berbentuk oktagonal dan merupakan tiang pancang beton bertulang.



Gambar 3. 9 Selesaiya Struktur Beton

Melihat dari pengumpulan data yang diperoleh dapat disimpulkan bahwa bangunan merupakan bangunan beton bertulang dengan pemodelan portal 3 dimensi. Pemodelan akan dilakukan dengan mengikuti denah yang telah didapatkan dan model akan dilakukan dengan data-data material pada masa tersebut. Data-data ini bisa didapatkan melalui studi literatur atau dapat juga dilakukan dengan uji lapangan.

Dibawah ini merupakan salah satu contoh denah balok kolom yang didapatkan :



Gambar 3. 10 Contoh denah

RENVOL VLOEREN			
LETTER	DIKTE INCH	HOOFDWAPENING	BYWAPENING
a	15	φ 12 - 11	φ 12 - 12 ⁵
b	11	φ 10 - 11	φ 8 - 25
c	16	φ 12 - 10	φ 12 - 13 ⁵
d	18	φ 12 - 8 ⁵	φ 10 - 13
e	21	φ 14 - 10	φ 12 - 10
f	10	φ 10 - 12	φ 8 - 25
g	15	φ 10 - 10 2x	φ 10 - 10 2x
h	15	φ 12 - 10	φ 8 - 20
i	40	2 netten φ 16 - 15 ⁰ m	

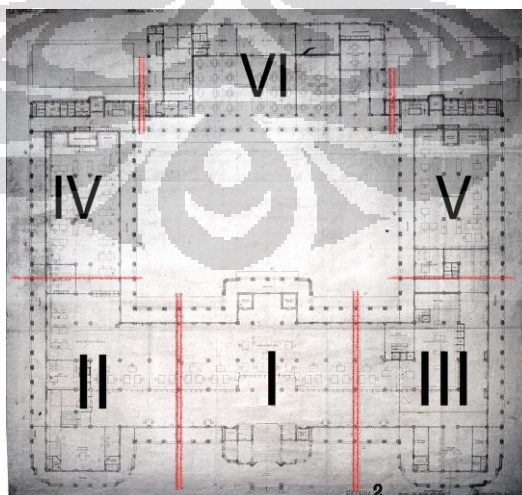
Gambar 3. 11 Contoh Penulangan Pelat Lantai

RENVOL DALKEN.			
NO	HOOGTE	BREEDTE	WAPENING
1	30	40	6 φ 16
2	30	40	4 φ 22
3	30	40	8 φ 12
4	25	30	4 φ 14
5	25	40	6 φ 12
7	30	25	6 φ 16
11	60	40	4 φ 22 + 2 φ 19
13	60	40	2 φ 22 + 2 φ 19
14	60	40	4 φ 22
15	40	20	5 φ 16

Gambar 3. 12 Contoh Penulangan Balok Beserta Dimensi

Dengan didapatkannya foto denah-denah setiap lantai seperti contoh diatas, diketahui dimensi-dimensi dari balok, kolom, dan pelat serta penulangannya untuk setiap bagian denah tersebut. Sehingga untuk pemodelan gedung tersebut secara struktural dapat dilakukan selama properti material gedung tersebut dapat diketahui.

Dari hasil pengumpulan data, juga diketahui bahwa Gedung X merupakan bangunan dengan sistem dilatasi pada struktur atasnya, sedangkan pada keseluruhan lantai basement merupakan satu kesatuan tanpa adanya dilatasi. Dimana gedung ini dibagi menjadi 6 bagian pada struktur atasnya, seperti dapat dilihat pada gambar 3.13.



Gambar 3. 13 Pembagian Denah Gedung

Dengan adanya dilatasi ini, maka perilaku struktur akan berbeda pada setiap bagiannya. Sehingga perhitungan struktur ini dapat dipisah antara basement

dengan 6 gedung di atasnya seperti tertulis pada ASCE 7-05, dimana untuk kekakuan bangunan bawah lebih besar dari sepuluh kali kekakuan bangunan di atasnya. Karena keterbatasan waktu dan sumber daya, maka untuk penelitian ini penulis memfokuskan hanya pada struktur gedung III di atas lantai basement.

3.3. Modelisasi Struktur

Pemodelan akan dilakukan dengan program SAP2000[®] dengan menggunakan material beton bertulang dan dinding pengisi batu bata. Gedung akan dimodelkan sebagai struktur portal tiga-dimensi. Pemodelan ini meliputi :

- Perletakan dari portal dianggap jepit ke struktur basement.
- Dinding pengisi bata dimodelkan sebagai Diagonal Compression Strut dan berat dinding bata dimasukkan sebagai beban pada balok.
- Massa dari elemen non-struktural dimodelkan sebagai beban pada elemen model.
- Rasio redaman diasumsikan 5%.

Dalam sub-bab dibawah ini akan dijelaskan lebih mendetail mengenai material dan asumsi asumsi yang digunakan pada pemodelan struktur.

3.3.1. Input data

3.3.1.1. Material Beton

Untuk mendapatkan kuat tekan beton dari Gedung X ini, telah dilakukan percobaan dengan UPV untuk mendapatkan perkiraan dari kuat tekan beton dari Gedung X. Akan tetapi percobaan yang dilakukan terhambat dengan adanya lapisan cat yg berlapis pada struktur. Sehingga hanya dapat dilakukan pada beberapa titik. Dapat diasumsikan dari hasil UPV tersebut, bahwa mutu beton yang dipakai dalam pemodelan adalah f'_c 15 MPa. Untuk hasil pengujian dapat lihat pada Lampiran-D.

3.3.1.2. Material Tulangan

Dikarenakan penulis tidak dapat melakukan pengujian untuk mendapatkan nilai properti material tulangan yang sesungguhnya, maka data untuk material ini diambil berdasarkan buku “Beton Tulang”

karangan Prof.I.R. Roosseno pada tahun 1954. Dimana nilai yang terdapat pada buku tersebut dianggap dapat mewakili kualitas tulangan yang digunakan pada pembangunan Gedung X yang mulai dibangun pada tahun 1929. Selain itu terdapat referensi lain sebagai perbandingan yaitu mutu tulangan dari buku FEMA 356 yang memberikan data tulangan pada kisaran tahun 1911- 1959 untuk negara amerika serikat.

Tabel 3. 2 Tabel Material Beton

"Beton Tulang, Prof. I.R. Roosseno, 1954"

Besi St.37	kg/cm2	Mpa
Kuat Tarik (fu) =	3,700	362.97
Kuat leleh (fy) =	2,400	235.44
Modulus Elastisitas (E) =	2,100,000	206,010.00
Modulus geser	810,000	79,461.00
Koefisien Lainnya		
pemuaian bheta	0.000012	
berat jenis	7.85	

"FEMA 356" Untuk tahun 1911-1959

Grade 33 (structural)	psi	Mpa
Kuat leleh (fy) =	33,000.00	227.53
Kuat Tarik (fu) =	55,000.00	379.21

3.3.1.3. Material bata

Dikarenakan tidak adanya data mengenai material batu bata yang digunakan pada Gedung X dan tidak dapat dilakukan pengujian pada Gedung X. Penulis mengasumsikan data untuk material bata sama dengan material bata yang digunakan untuk membangun Gedung Lawang Sewu di Semarang pada tahun 1902. Bangunan tiga lantai dengan struktur batu bata tersebut dibangun oleh pemerintah Belanda dan digunakan sebagai kantor utama dari perusahaan kereta api belanda (Dutch Railway Company).

Berdasarkan jurnal dari Sugeng, W. dan Takim, A(1999) yang membahas mengenai Gedung Lawang Sewu, maka didapatkan nilai nilai

properti material dari batu bata yang akan dipergunakan dalam pemodelan struktur Gedung X.

Berikut data - data yang didapatkan dari jurnal tersebut :

- Dimensi rata – rata: panjang 256 mm x lebar 121 mm x tebal 53 mm.
- Didapatkan nilai yang bervariasi untuk kuat tekan, dengan 29 sampel data didapatkan nilai rata – rata f'_m sebesar 6,5 MPa.
- Diambil nilai Young modulus 750 f'm sehingga $E = 4875 \text{ N/mm}^2$.
- Regangan maksimum diperkirakan sebesar 0.003

Selain itu, sebagai perbandingan perlu diketahui juga nilai batu bata yang digunakan di Indonesia tepatnya di Cikarang pada tahun 1990-an. Data ini didapatkan dari hasil penelitian oleh Essy Arijoeni Basoenondo (2001). Berikut data yang didapatkan :

- Dimensi rata – rata: panjang 190 mm x lebar 90 mm x tebal 46 mm.
- Kepadatan (density) dari batu bata : 1.69 gram/cm^3 .
- Kuat tekan batu bata : 12.0 MPa.

3.3.1.4. Balok Tinggi

Untuk balok tinggi (deep beam) yang terdapat pada setiap lorong lantai dimodelkan sebagai *shell* dengan tebal 40 cm.

3.3.1.5. Kolom, Balok, dan Pelat

Kolom, balok, dan pelat yang digunakan pada pemodelan ini merupakan data dari gambar yang disediakan oleh pihak gedung sesuai dengan gambar perencanaan bangunan pada tahun 1929. Data kolom, balok, dan pelat yang dipergunakan dapat dilihat pada Lampiran-A.

3.3.1.6. Ringkasan Material yang dipergunakan

Material Beton :

- $f'_c = 15 \text{ MPa}$.
- Berat Jenis = 2400 Kg/m^3
- $E = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{15} = 18203 \text{ MPa}$

Material Tulangan Baja :

- Kuat tarik (f_u) = 363 MPa

- Kuat Leleh (f_y) = 235 MPa
- Modulus Elastisitas (E) = 206010 MPa
- Modulus Geser (G) = 79461 MPa
- Berat Jenis = 7850 Kg/m³

Material Dinding pengisi bata :

- f'_m = 6.5 MPa.
- C_f = 4875 MPa.

3.3.2. Pembebanan

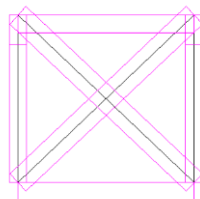
Pembebanan yang digunakan pada model ini mengikuti pembebanan sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (1983):

- Beban Hidup (LL)
 - Lantai Atap : 150 kg/m²
 - Lantai Lorong : 150 kg/m²
 - Lantai Gedung : 250 kg/m²
- Beban Mati (DL)
 - Beton Bertulang : 2400 kg/m³
 - Screed & ME : 140 kg/m²
 - Dinding pasangan ½ bata : 250 kg/m²

3.3.3. Dinding bata

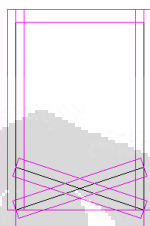
Terdapat dua jenis dinding bata yang dimodelkan berdasarkan bentuknya:

1. Dinding bata penuh : Dinding bata dengan strut diagonal penuh antara hubungan kolom-balok ini digunakan untuk memodelkan dinding bata yang penuh. Dinding bata tipe ini akan dimodelkan sebagai non-linear dengan lumped plasticity di tengah bentang. Pemodelan non-linearitas dari dinding ini menggunakan *Hinge* dengan *force controlled action (brittle)*.



Gambar 3. 14 Model Bata dinding penuh

2. Dinding bata dengan bukaan hanya diatas : jenis dinding bata ini merupakan pemodelan dari dinding bata yang tidak menutupi dinding, tapi hanya sebagian saja. Dinding tipe ini diasumsikan berperilaku linear untuk mempermudah perhitungan karena dianggap kegagalan pada tipe dinding ini tidak berpengaruh signifikan terhadap struktur.



Gambar 3. 15 Model Bata dengan bukaan diatas

Semua tipe bata dalam pemodelan dibuat hanya bekerja dalam kompresi saja dan hanya menahan gaya aksial (torsi dan momen pada strut dihilangkan). Untuk menghitung dimensi strut yang digunakan dalam pemodelan, maka digunakan rumus dari FEMA 356, persamaan 2.49- 2.51. Sedangkan untuk menghitung kuat tekan maksimum dari strut menggunakan persamaan 2.53. Dikarenakan terdapat perbedaan elevasi pada setiap lantai, maka tabulasi ukuran strut dan kuat tekan maksimumnya dapat dilihat pada Lampiran-A.

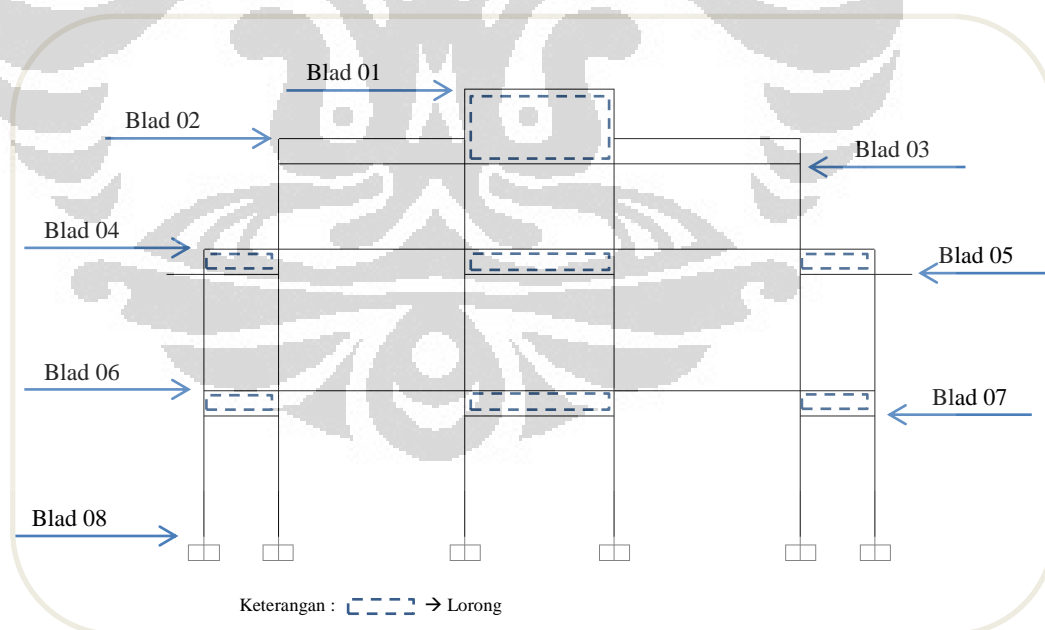
3.3.4. Model Gedung dengan program SAP2000®

Modelisasi struktur dilakukan dengan bantuan perangkat lunak SAP2000® keluaran CSI. Metode perhitungan matematis yang digunakan oleh program SAP2000® adalah metode Finite Element (FEM), dimana elemen dipotong menjadi bagian bagian kecil sehingga dapat mewakili sifat dari struktur secara keseluruhan.

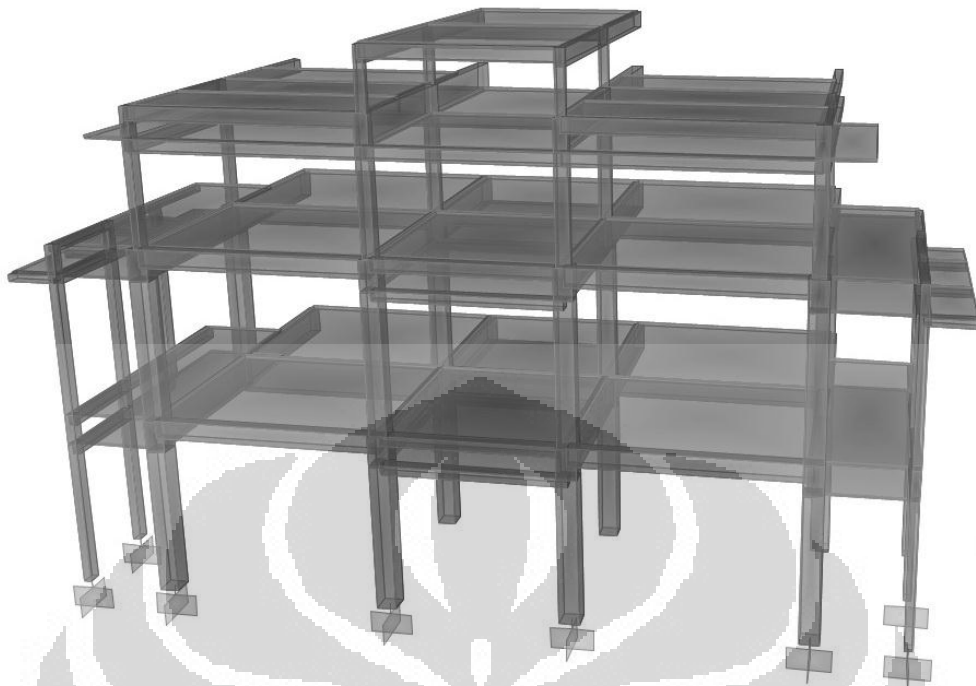
Penulis bermaksud untuk membandingkan kapasitas struktur Gedung X dengan dinding bata sebagai beban gravitasi dan dengan modelisasi dinding bata sebagai strut model. Sehingga terdapat 2 model yang dibuat mengikuti dari data-data yang didapatkan berdasarkan denah yg tersedia serta tinjauan visual langsung di lokasi Gedung.

Data yang didapatkan dari arsip gedung memberikan gambaran lengkap denah kolom, balok dan pelat yang dipergunakan beserta dengan dimensi dan

tulangannya. Dan secara total terdapat 11 gambar yang ditemukan untuk kepentingan modelisasi struktur. Gambar tersebut bernama Blad 01 sampai Blad 11, dimana Blad merupakan bahasa belanda dari halaman. Dari Blad 01 sampai Blad 09 merupakan denah per lantai, Blad 10 merupakan denah pemancangan kolom dan Blad 11 merupakan potongan melintang pada beberapa bagian gedung. Kemudian Blad itu disusun berdasarkan nomor lantai, dimulai dari atap yang menggunakan Blad 01, kemudian turun ke bawah sampai dasar basement merupakan Blad 09. Setiap Blad menggambarkan lapisan dari pelat lantai dan balok beserta kolomnya, sedangkan jumlah lantai pada bangunan secara keseluruhan adalah 5 lantai. Bangunan Gedung X ini mempunyai bentuk struktur yang cukup unik dimana setelah lantai dasar, setiap lantai mempunyai lorong dibawah lantai pada bagian tertentu dari denah tersebut. Fungsi dari lorong tersebut adalah untuk ventilasi udara yang berpusat pada puncak menara dari bangunan utama yang diperkuat oleh 2 wind blower yang sangat besar. Selain itu lorong ini juga berfungsi untuk mekanikal dan elektrik pada bangunan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada model dibawah ini.



Gambar 3. 16 Potongan Denah

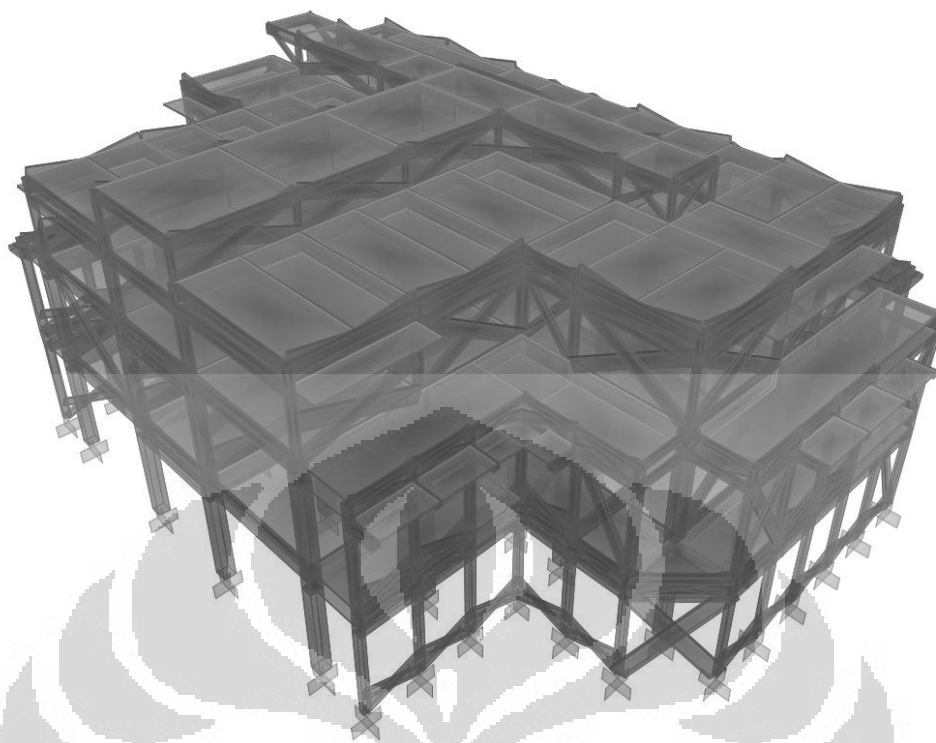


Gambar 3. 17 Gambar Perspektif Sebagian Denah 3D

Dari gambar diatas dapat dilihat pemodelan secara tiga dimensi Gedung seperti pada gambar potongan denah. Berikut ini adalah gambar model pertama dan kedua yang digunakan dalam penelitian ini.



Gambar 3. 18 Model 1 - Tanpa Dinding Bata



Gambar 3. 19 Model 2 - Dengan Dinding Bata

3.4. Pengujian Lapangan

Dilakukan pengujian lapangan yang dilakukan untuk mengetahui karakteristik material dan struktur dari bangunan.

3.4.1. Pengujian UPV

Pertama untuk mengetahui kuat tekan dari beton yang ada dilakukan Non Destructive Test dengan metode UPV Test (Ultrasonic Pulse Velocity). Metode ini menggunakan sebuah alat yang memancarkan gelombang ultrasonik dengan median perantaranya adalah material yang ingin diuji, dalam hal ini adalah beton. Kemudian alat lainnya berfungsi untuk menangkap gelombang tersebut dan dari hal ini bisa didapatkan cepat rambat gelombang. Dari data tersebut dapat diketahui kepadatan dari beton dan menghitung perkiraan kapasitas tekan dari beton. Pengujian UPV ini dilakukan dengan peminjaman alat oleh Laboratorium Struktur dan Material FTUI.

3.4.2. Pengujian Microtremor

Pengujian kedua yang dilakukan pada struktur ini adalah microtremor test, yang dilakukan untuk mengetahui periode getar utama dari struktur. Pengujian ini menggunakan alat microtremor dengan sensor accelerometer. Alat ini berfungsi untuk mencatat getaran dengan amplitudo yang sangat kecil sampai besar. Pengujian di struktur ini tidak menggunakan eksitasi buatan, akan tetapi dilakukan pengujian dengan ambient noise. Dimana pengujian ini dapat memberikan hasil yang berbeda tergantung dari waktu dan lokasi sekitar pengujian, dikarenakan gelombang yang terekam dapat bervariasi sumbernya dan sangat bergantung dari aktivitas disekitar bangunan. Pengujian Microtremor ini dilakukan dengan bantuan dari BMKG.

Berikut data alat pengujian yang didapatkan dari website perusahaan SYSCOM. Alat pengujian terdiri dari 2 alat, yaitu MR2002-CE dan MS2002+. MR2002-CE merupakan alat perekam vibrasi dan berfungsi sebagai tempat penyimpanan sementara data sebelum ditransfer ke komputer. Sedangkan MS2002+ merupakan sensor akselerasi yang mempunyai 3-channel (triaxial) yang harus dihubungkan ke MR2002-CE. Selain itu terdapat sensor velocity MS2003+ yang tidak digunakan pada percobaan ini. Sensor akselerasi MS2002+ mempunyai frequency response linear dari 0 sampai 150 Hz (akurasi $\pm 1\%$).



Gambar 3. 20 Microtremor SYSCOM

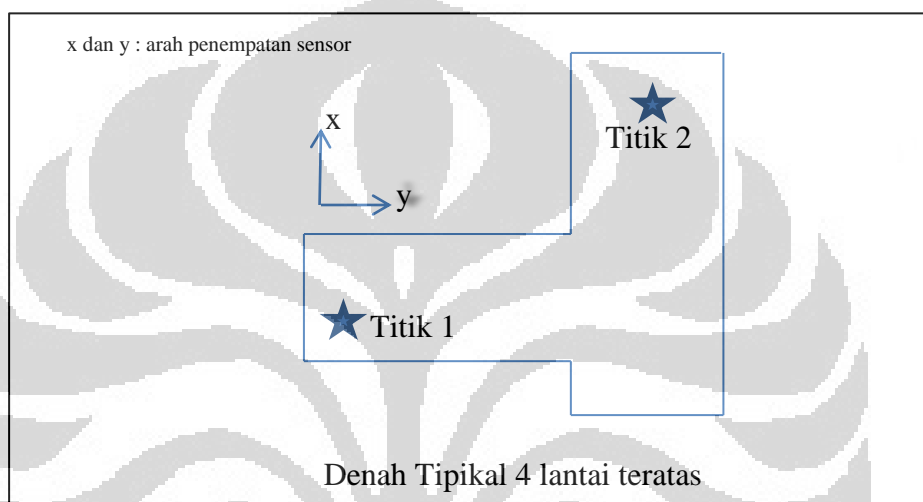


Gambar 3. 21 Kondisi Pengujian di Atap

Pengujian dilakukan pada 4 lantai teratas dari gedung yang ditinjau. Ditentukan lokasi pengujian 2 titik per lantai, sehingga total pengujian adalah 8 titik. Alat yang digunakan tidak memungkinkan untuk

melakukan pengujian secara simultan pada 2 atau lebih titik yang berbeda, sehingga pengujian dilakukan satu persatu dengan durasi 20 menit disetiap titik. Kemudian untuk proses pengolahan data rekaman akselerasi ini akan dibantu oleh program Microsoft Excel dan Geopsy.

Titik pengujian untuk setiap lantai dibuat hampir sama untuk setiap lantai seperti denah dibawah ini. Dengan beberapa perpindahan yang tidak begitu signifikan karena alasan ruangan atau tempat yg memungkinkan untuk dilakukannya pengetesan.



Gambar 3. 22 Lokasi pengujian Microtremor

Dengan penomoran pencatatan data sebagai berikut: Lt4 adalah lantai 4, dalam hal ini adalah atap atau blad01 kemudian turun lantai dibawahnya Lt3 atau blad 03, dst. Kemudian dilanjutkan dengan kode titik pengujian seperti dapat dilihat pada gambar 3.22. Berikut tabulasi data penamaan titik pengujian.

Tabel 3. 3 Tabulasi Penomoran Lokasi Pengujian Mikrotremor

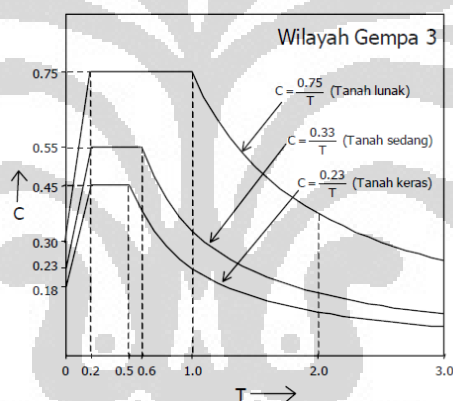
Nama Titik	Lantai		Titik
	Lantai	Blad	
Lt1-1	Lt-2	blad06	1
Lt1-2			2
Lt2-1	Lt-3	blad04	1
Lt2-2			2
Lt3-1	Lt-4	blad03	1
Lt3-2			2
Lt4-1	Atap	blad01	1
Lt4-2			2

3.5. Evaluasi Kinerja Struktur

3.5.1. Evaluasi Kinerja dengan Analisa Modal dan Respons spektrum

Pertama dilakukan analisa modal untuk mengetahui perilaku dinamis bangunan sekaligus periode getar alami dari struktur. Parameter yang mempengaruhi analisa modal ini adalah massa dan kekakuan lateral bangunan. Analisa ini dilakukan dengan program SAP2000.

Setelah itu dilakukan pengecekan struktur dengan analisa dinamik linear Respons Spektrum yang digunakan sebagai simulasi gempa, yaitu memakai spektrum Respons Gempa Rencana dari SNI-1726-2002, dengan lokasi bangunan terletak di tanah lunak dan berada di wilayah 3 dari peta gempa. Nilai dari R diasumsikan 3,5 (semi daktail).



Gambar 3. 23 Respon Spektrum Zona 3

Kemudian nilai akhir respons dinamik struktur gedung tersebut dicek terhadap pasal 7.1.3 SNI-1726-2002. Dimana nilai akhir tersebut tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai ragam respon ragam yang pertama. Sehingga respons spektrumnya harus dikoreksi sesuai peraturan tersebut.

Setelah itu dilakukan pengecekan terhadap kinerja batas layan sesuai dengan SNI-1726-2002 dan juga dilakukan pengecekan desain beton sesuai SNI 03-2847-2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*.

3.5.2. Evaluasi Kinerja dengan Analisa Pushover

Analisa pushover dilakukan sesuai dengan dasar teori yang telah dijelaskan langkah langkahnya dengan parameter non-linear berikut ini :

- Kolom : Hinge dengan jarak $\frac{1}{2} d$ dari kedua ujung kolom dengan properti hinge PMM otomatis di SAP2000 sesuai dengan FEMA 356.
- Balok : Hinge dengan jarak $\frac{1}{2} d$ dari kedua ujung balok dengan properti hinge M3 otomatis di SAP2000 sesuai dengan FEMA 356.
- Strut bata : Hinge dimodelkan dengan Hinge aksial *deformation Controlled (brittle)* dengan parameter kuat tekan maksimum R_c sesuai dengan perhitungan pada bab 2.4. Jaraknya adalah $\frac{1}{2} L$ dengan 1 hinge saja.

Digunakan tiga tipe pola beban dalam melakukan pembebanan monotonik:

- Beban sesuai arah modal utama bila moda utama mencapai 75%
- Beban merata sesuai dengan distribusi massa gedung

Kemudian dilakukan perhitungan performance point melalui metode capacity spectrum dari ATC-40 dan performance point dari FEMA 356 yang dilakukan dengan SAP2000 dengan memasukkan kurva respon spektra sesuai dengan zona gempa Gedung X.

BAB 4

HASIL & DISKUSI

4.1. Hasil Analisa Modal

Dari pemodelan yang telah dilakukan didapatkan hasil dari analisa modal atau eigen value berupa Periode natural dari struktur beserta dengan partisipasi massanya.

4.1.1. Gedung Tanpa Dinding Bata

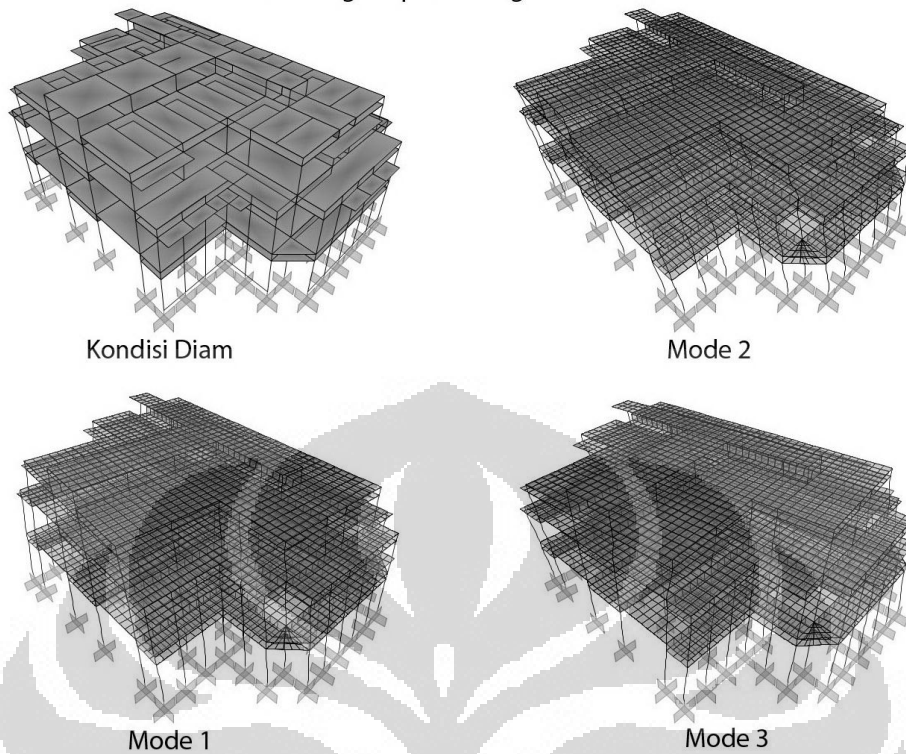
Berikut tabel dari hasil perhitungan SAP2000 terhadap model gedung tanpa dinding bata.

Tabel 4. 1 Rasio Partisipasi Massa Modal Pada Gedung Tanpa Dinding Bata

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Type	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.95017	0.37406	0.24301	0.06282	0.37406	0.24301	0.06282
Mode 2	0.92474	0.43783	0.29332	0.39797	0.81189	0.53633	0.46079
Mode 3	0.81980	0.01100	0.29096	0.36719	0.82289	0.82729	0.82799
Mode 4	0.40449	0.07008	0.00545	0.00929	0.89297	0.83274	0.83727
Mode 5	0.37938	0.03968	0.06343	0.02958	0.93265	0.89617	0.86686
Mode 6	0.36543	0.01659	0.05640	0.08618	0.94925	0.95257	0.95304
Mode 7	0.23390	0.01696	0.00124	0.00004	0.96621	0.95381	0.95308
Mode 8	0.22517	0.01155	0.02313	0.02387	0.97776	0.97694	0.97695
Mode 9	0.22407	0.00008	0.00002	0.00003	0.97784	0.97696	0.97698
Mode 10	0.21969	0.01520	0.01790	0.01146	0.99304	0.99486	0.98844
Mode 11	0.21122	0.00655	0.00306	0.01009	0.99959	0.99792	0.99853
Mode 12	0.20292	0.00000	0.00173	0.00114	0.99959	0.99965	0.99967

Dapat dilihat 3 mode utamanya, dimana pada mode 1 dominan arah X, mode 2 dominan arah X, dan Mode 3 dominan pada torsi. Dan struktur mencapai 90% partisipasi massa dari semua arah pada mode ke 6.

Gedung Tanpa Dinding Bata



Gambar 4. 1 Mode Shape Gedung Tanpa Dinding Bata

4.1.2. Gedung Dengan Dinding Bata

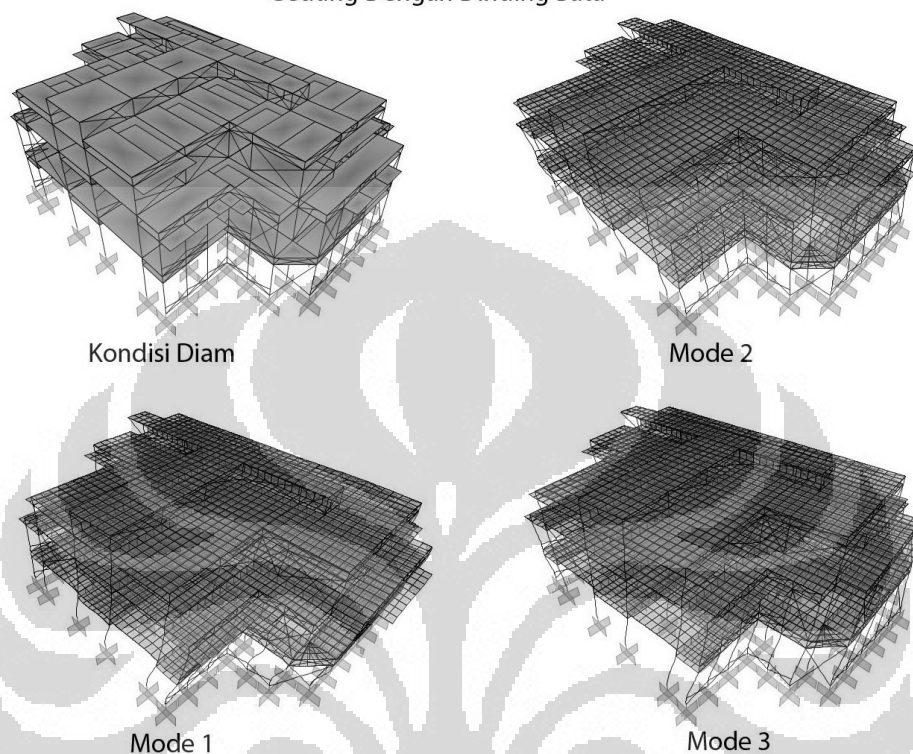
Berikut tabel dari hasil perhitungan SAP2000 terhadap model gedung tanpa dinding bata.

Tabel 4. 2 Rasio Partisipasi Massa Modal Pada Gedung Dengan Dinding Bata

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Type	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.71699	0.00105	0.89885	0.78097	0.00105	0.89885	0.78097
Mode 2	0.57562	0.85041	0.00313	0.10025	0.85146	0.90198	0.88122
Mode 3	0.47404	0.06317	0.00692	0.02780	0.91463	0.90890	0.90903
Mode 4	0.24862	0.00002	0.06749	0.05875	0.91464	0.97639	0.96778
Mode 5	0.22396	0.00004	0.00005	0.00007	0.91468	0.97644	0.96785
Mode 6	0.21139	0.06032	0.00020	0.00584	0.97500	0.97664	0.97369
Mode 7	0.18577	0.00002	0.00002	0.00002	0.97502	0.97666	0.97371
Mode 8	0.18168	0.00206	0.00545	0.00855	0.97708	0.98211	0.98225
Mode 9	0.17903	0.00003	0.00000	0.00000	0.97711	0.98211	0.98225
Mode 10	0.17735	0.000010	0.000008	0.00001	0.97712	0.98212	0.98226
Mode 11	0.17524	0.000015	0.000030	0.00003	0.97713	0.98215	0.98229
Mode 12	0.17405	0.000000	0.000021	0.00002	0.97713	0.98217	0.98231

Dapat dilihat 3 mode utamanya, dimana pada mode 1 dominan arah Y, mode 2 dominan arah X, dan Mode 3 dominan arah X. Dan struktur mencapai 90% partisipasi massa dari semua arah pada mode ke 3.

Gedung Dengan Dinding Bata



Gambar 4. 2 Mode Shape Gedung Dengan Dinding Bata

4.2. Hasil Analisa Respon Spektrum

Parameter yang dipergunakan dalam perhitungan analisa respon spektrum dapat dilihat pada Lampiran-B. Pertama penulis melakukan pengecekan terhadap gaya geser dasar statik dan gaya geser dan melakukan penyesuaian skala sesuai dengan Pasal 7.1.3 SNI-1726-2002. Setelah itu dilakukan pengecekan kinerja batas layan sesuai SNI. Selain itu juga dilakukan pengecekan desain beton sesuai dengan SNI-2847-2002.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan maka dalam hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan bangunan tidak boleh melampaui $0.03/R \cdot \text{tinggi tingkat yang bersangkutan}$ atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

Penulis melakukan pengecekan desain beton dengan program SAP2000 melalui fitur “Concrete Design” untuk mengetahui desain beton dari bangunan.

Pengecekan dilakukan melalui 2 tahap. Untuk kombinasi beban dan data lainnya dapat dilihat pada Lampiran-B. Tahap pertama adalah pembebanan dengan beban gravitasi saja (Combo 1 dan Combo 2). Kemudian Tahap kedua dilakukan pembebanan semua Combo. Penulis hanya akan melihat secara global kapasitas dari kolom setelah dilakukan pengecekan desain beton.

4.2.1 Gedung Tanpa Dinding Bata

Berikut ini adalah gaya geser statik dan dinamik respon spektrum untuk gedung tanpa dinding bata yang perhitungannya lengkapnya di Lampiran-B.

Gaya geser dasar statik $V_1 = 7998.69$ kN ; $80\% V_1 = 6398.95$ kN. Dan nilai gaya geser dinamik arah X = 6290.77 kN ; arah Y = 5406.16 kN.

Didapatkan 80% gaya geser dasar statik lebih besar dari gaya geser akibat respon spektrum tersebut sehingga perlu dikalikan dengan faktor skala berikut ini : arah X, faktor skala = 1.0172 ; arah Y, faktor skala = 1.18364

Simpangan

Ratio batas simpangan struktur = $0.03/3.5 = 0.008571$

Tabel 4. 3 Simpangan arah X Gedung Tanpa Bata

Level	h tingkat (m)	Simpangan X (m)	Simpangan Antar Tingkat (m)	Ratio Simpangan Antar Tingkat
atap	3	0.061149	0.005092	0.00170
4	3.4	0.056057	0.020446	0.00601
3	5.7	0.035611	0.018679	0.00328
2	5.9	0.016932	0.016932	0.00287

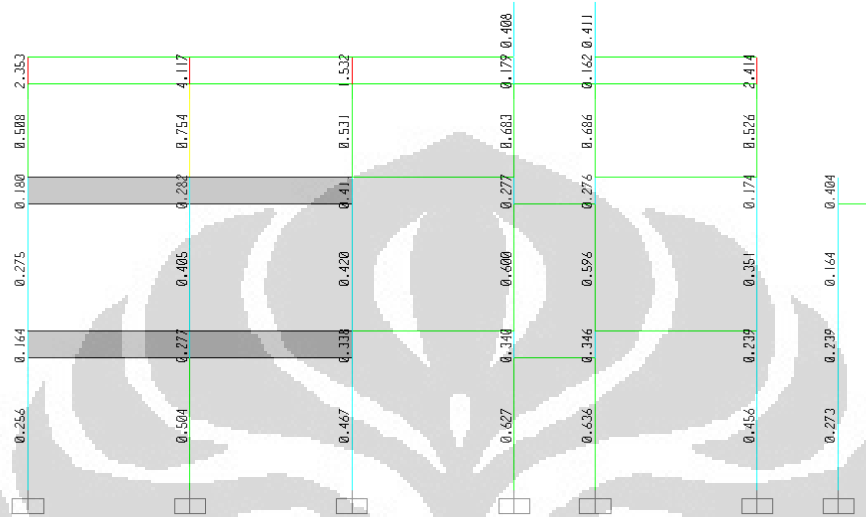
Tabel 4. 4 Simpangan arah Y Gedung Tanpa Bata

Level	h tingkat (m)	Simpangan X (m)	Simpangan Antar Tingkat (m)	Ratio Simpangan Antar Tingkat
atap	3	0.053437	0.003566	0.00119
4	3.4	0.049871	0.017597	0.00518
3	5.7	0.032274	0.016711	0.00293
2	5.9	0.015563	0.015563	0.00264

Dari ratio batas simpangan struktur, terlihat struktur memenuhi persyaratan kinerja batas layan sesuai SNI-1726-2002 (semua lantai mempunyai batas ratio <0.008571).

Desain Beton

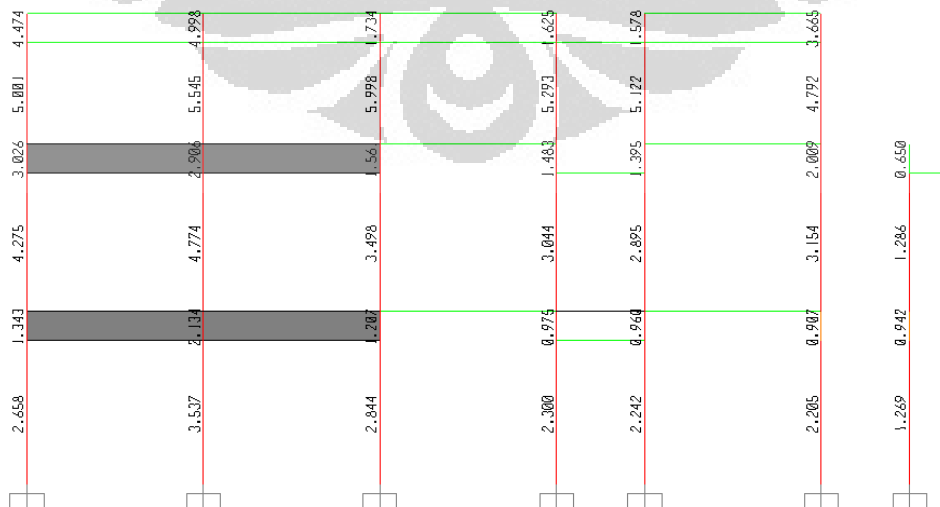
Tahap 1: Beban gravitasi



Gambar 4. 3 Desain Beton Dengan Beban Gravitasi - Gedung Tanpa Bata

Untuk beban gravitasi kapasitas dari kolom masih mencukupi, akan tetapi terdapat beberapa kolom kecil yang melebihi kapasitasnya. Akan tetapi kolom tersebut sepertinya merupakan kolom yang dibungkus dengan dinding bata sehingga memberikan kemampuan untuk menahan gaya aksial yang lebih besar dan membantu mencegah terjadinya tekuk pada kolom.

Tahap 2 : Beban Gempa respon spektrum



Gambar 4. 4 Desain Beton Dengan Beban Respon Spektrum - Gedung Tanpa Bata

Dapat dilihat pada gambar diatas, secara keseluruhan terdapat banyak kolom yang sudah melebihi kapasitasnya yang berkisar dari 0,9 sampai 5,9. Dapat disimpulkan bahwa gedung ini tidak memenuhi persyaratan yang diajukan oleh SNI-2847-2002.

4.2.2 Gedung Dengan Dinding Bata

Berikut ini adalah gaya geser statik dan dinamik respon spektrum untuk gedung tanpa dinding bata yang perhitungannya di Lampiran-B.

Gaya geser dasar statik $V_1 = 8626.30$ kN ; 80% $V_1 = 6901.04$ kN. Dan nilai gaya geser dinamik arah X = 7273.33 kN ; arah Y = 7570.82 kN.

Didapatkan 80% gaya geser dasar statik lebih kecil dari gaya geser akibat respon spektrum tersebut sehingga sudah memenuhi syarat dan digunakan faktor skala yang lebih kecil untuk menyamakannya dengan 80% gaya geser dasar: arah X, faktor skala = 0.948814 ; arah Y, faktor skala = 0.91153. Hal ini dilakukan untuk menyamakan skala dari gaya geser untuk perbandingan simpangan pada bangunan.

Simpangan

Ratio batas simpangan struktur = $0.03/3.5 = 0.008571$

Tabel 4. 5 Simpangan arah X Gedung Dengan Bata

Level	h tingkat (m)	Simpangan X (m)	Simpangan Antar Tingkat (m)	Ratio Simpangan Antar Tingkat
atap	3	0.019574	0.000413	0.00014
4	3.4	0.019161	0.004485	0.00132
3	5.7	0.014676	0.005411	0.00095
2	5.9	0.009265	0.009265	0.00157

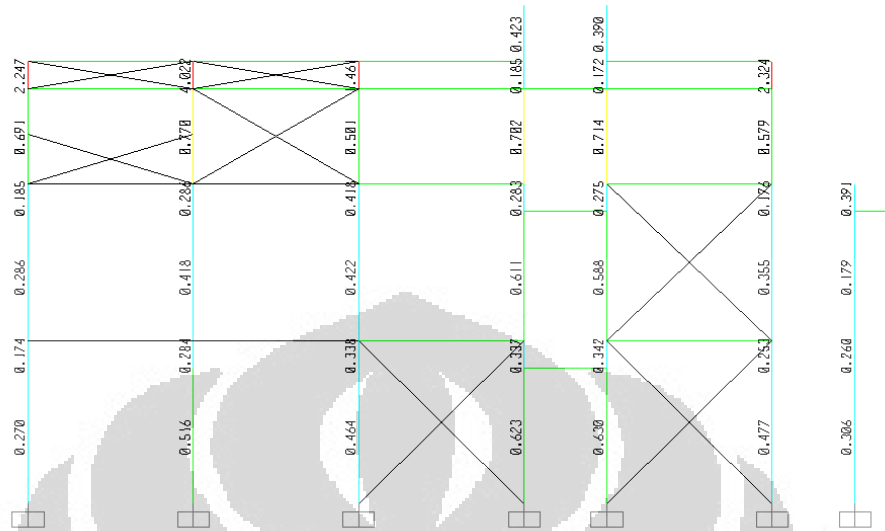
Tabel 4. 6 Simpangan arah Y Gedung Dengan Bata

Level	h tingkat (m)	Simpangan X (m)	Simpangan Antar Tingkat (m)	Ratio Simpangan Antar Tingkat
atap	3	0.029233	0.000594	0.00020
4	3.4	0.028639	0.005031	0.00148
3	5.7	0.023608	0.010028	0.00176
2	5.9	0.013580	0.013580	0.00230

Dari ratio batas simpangan struktur, terlihat struktur memenuhi persyaratan kinerja batas layan sesuai SNI-1726-2002 (semua lantai mempunyai batas ratio <0.008571).

Desain Beton

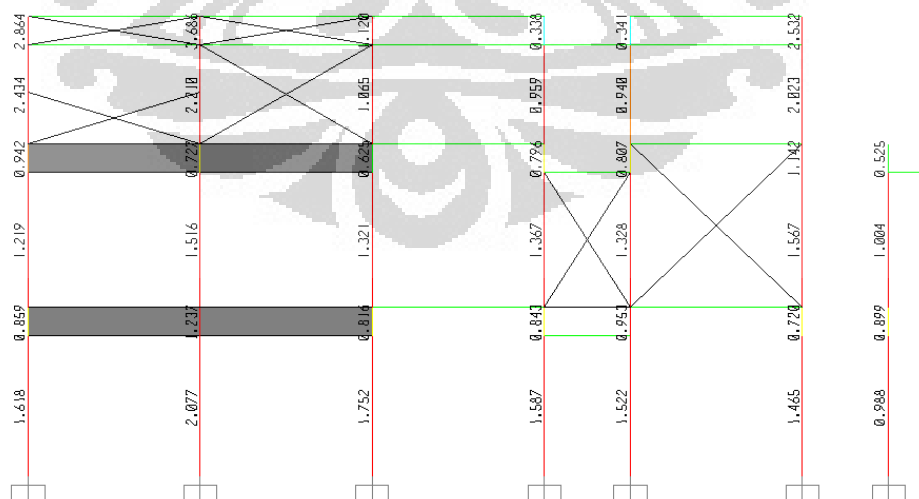
Tahap 1: Beban gravitasi



Gambar 4. 5 Desain Beton Dengan Beban Gravitasi - Gedung Dengan Bata

Untuk beban gravitasi kapasitas dari kolom masih mencukupi, akan tetapi terdapat beberapa kolom kecil yang melebihi kapasitasnya. Akan tetapi kolom tersebut seperti halnya merupakan kolom yang dibungkus dengan dinding bata sehingga memberikan kemampuan untuk menahan gaya aksial yang lebih besar dan membantu mencegah terjadinya tekuk pada kolom.

Tahap 2 : Beban Gempa respon spektrum



Gambar 4. 6 Desain Beton Dengan Beban Respon Spektrum - Gedung Dengan Bata

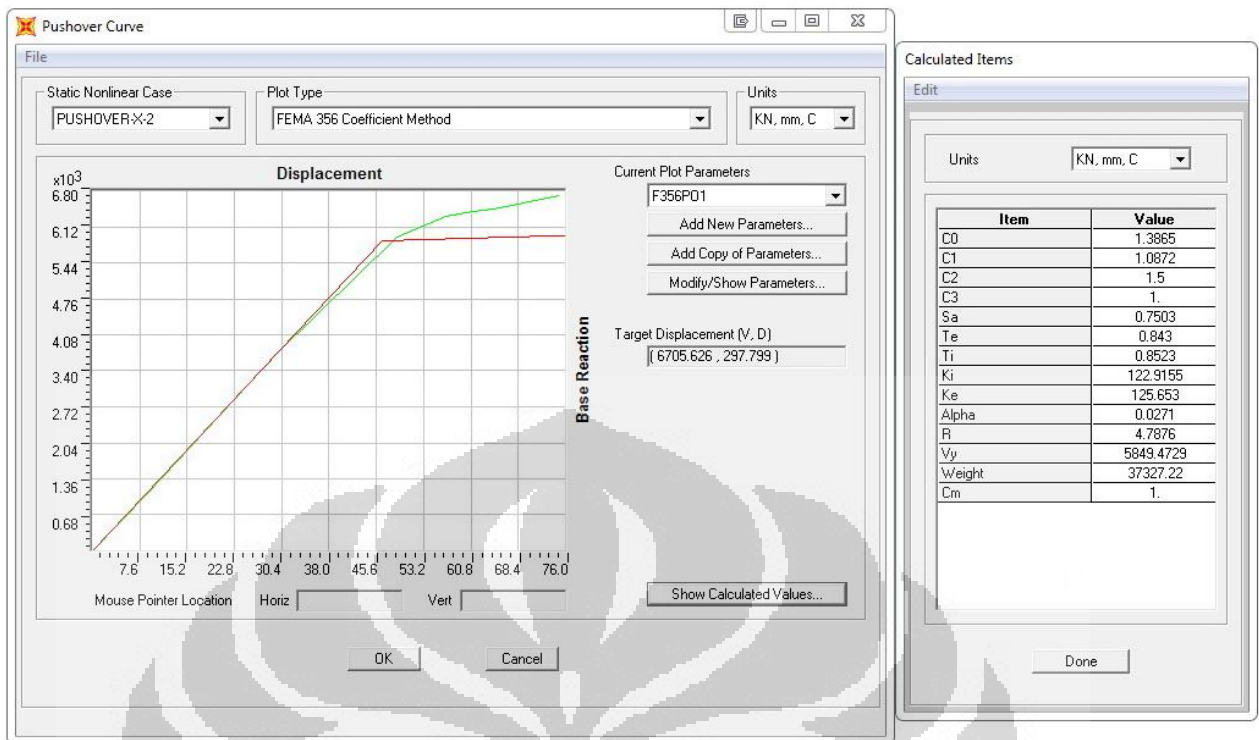
Dapat dilihat pada gambar diatas, secara keseluruhan terdapat banyak kolom yang sudah melebihi kapasitasnya yang berkisar dari 0,7 sampai 2,0 keatas. Dapat disimpulkan bahwa gedung ini tidak memenuhi persyaratan yang diajukan oleh SNI-2847-2002.

4.3. Hasil Analisa *Pushover*

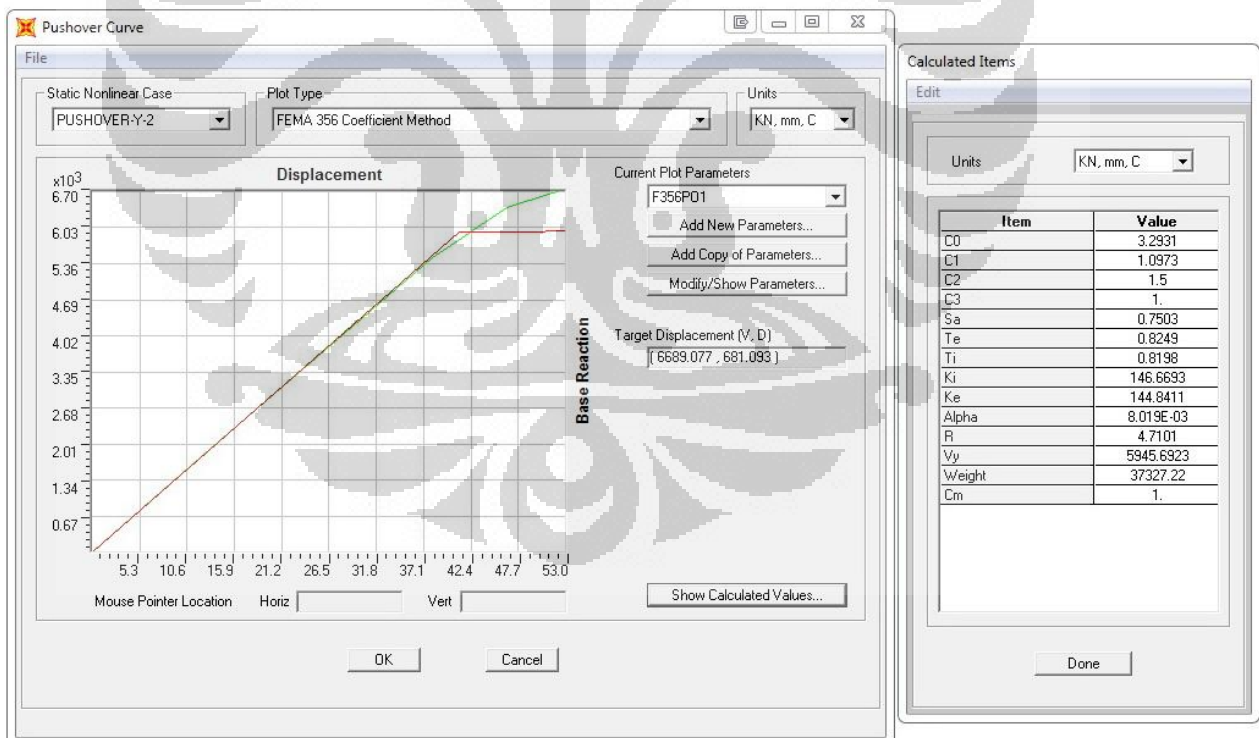
Perhitungan target perpindahan sesuai dengan FEMA 356 terdapat pada Lampiran-C. Didapatkan target perpindahan 150% δ_t untuk arah X = 0.2635 m dan 150% δ_t untuk arah Y = 0.3387 m. Target perpindahan ini digunakan hanya untuk sebagai batas iterasi dari beban pushover sehingga apabila perhitungan displacement atap telah melebihi nilai ini, perhitungan akan berhenti. Sedangkan untuk mengecek gaya geser leleh V_y dan performance point akan dilakukan secara otomatis melalui program SAP2000 dengan parameter yang dimasukkan.

4.3.1 Gedung Tanpa Dinding Bata

Berikut disajikan dalam gambar mengenai hasil pushover dari gedung tanpa bata. Untuk model ini dilakukan pembebanan monotonik merata (nama: X-2 dan Y-2) sesuai dengan distribusi massa saja untuk setiap arah pembebanan. Untuk model gedung tanpa dinding bata, kedua arah pembebanan tidak dapat mencapai target perpindahan yang berarti gedung telah mengalami keruntuhan sebelum mencapai target perpindahan. Hal ini dapat dilihat pada 2 kurva pushover dari perhitungan oleh SAP2000 seperti dibawah ini.



Gambar 4. 7 Kurva Pushover dan Bilinear Arah X-2 - Gedung Tanpa Bata



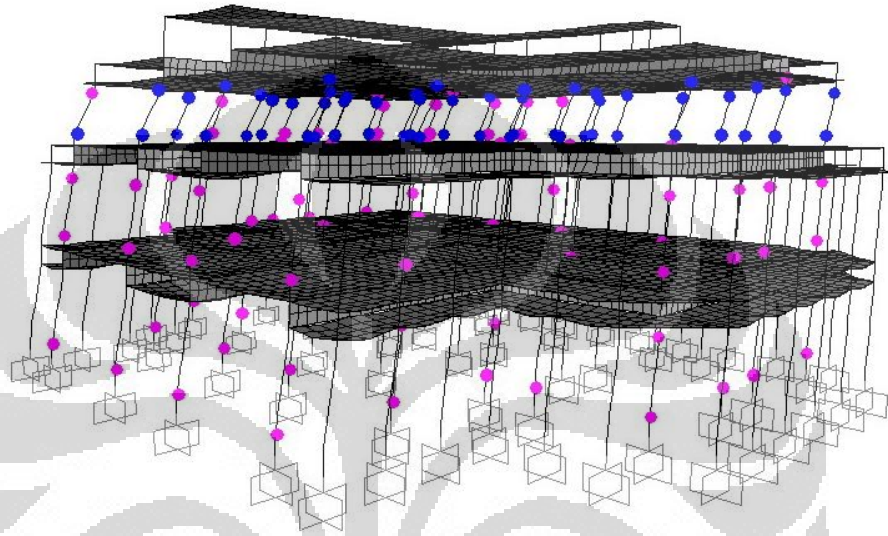
Gambar 4. 8 Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y-2 - Gedung Tanpa Bata

Dapat dilihat pada gambar diatas bahwa target displacement yang terjadi untuk collapse prevention berada jauh dari displacement maksimum struktur sebelum terjadinya keruntuhan. Berikut rekapitulasi dari gambar diatas:

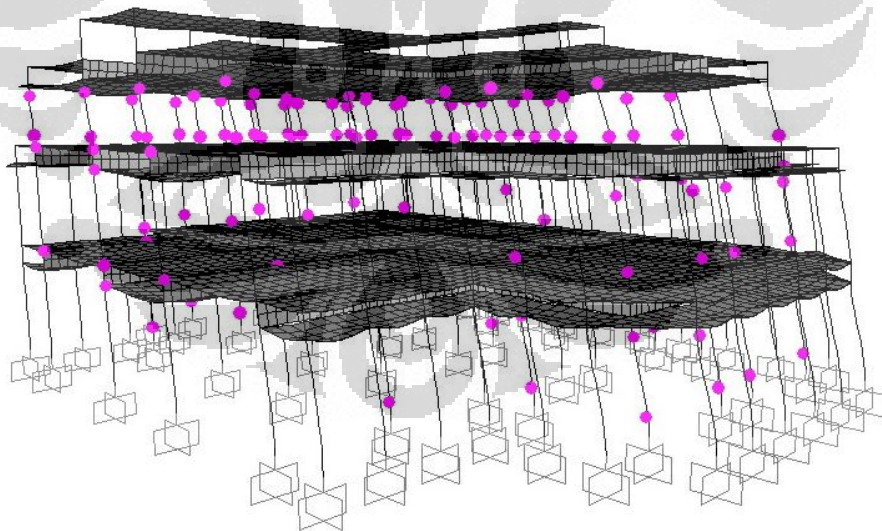
Tabel 4. 7 Tabulasi Data Hasil Pushover Gedung Tanpa Bata

Arah	Vy (kN)	Target Peralihan		Hasil Pushover	Kalkulasi nilai R
		V (kN)	δt (m)	δt max (m)	R
X-2	5849.4729	6705.626	0.297799	0.0751	4.7876
Y-2	5945.6923	6689.077	0.681093	0.0523	4.7101

Kemudian dibawah ini terdapat gambar step terakhir dari analisa pushover dimana dapat dilihat lokasi terjadinya sendi plastis.

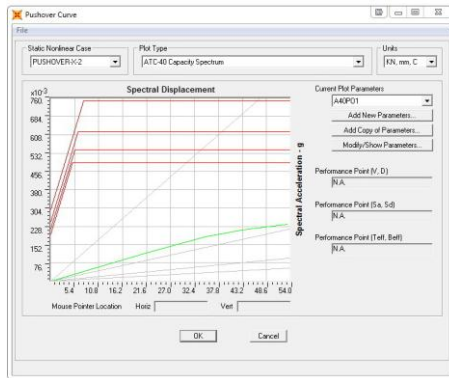


Gambar 4. 9 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X-2 Pada Gedung Tanpa Bata

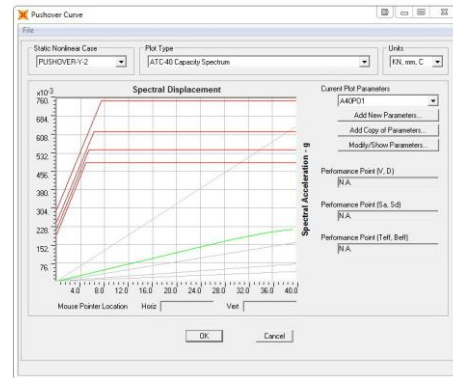


Gambar 4. 10 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y-2 Pada Gedung Tanpa Bata

Dibawah ini merupakan kurva spektrum kapasitas menggunakan metode ATC-40 dengan kurva spektrum SNI-1726-2002 Zona 3 tanah lunak.



Gambar 4. 11 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Tanpa Bata Arah X-2

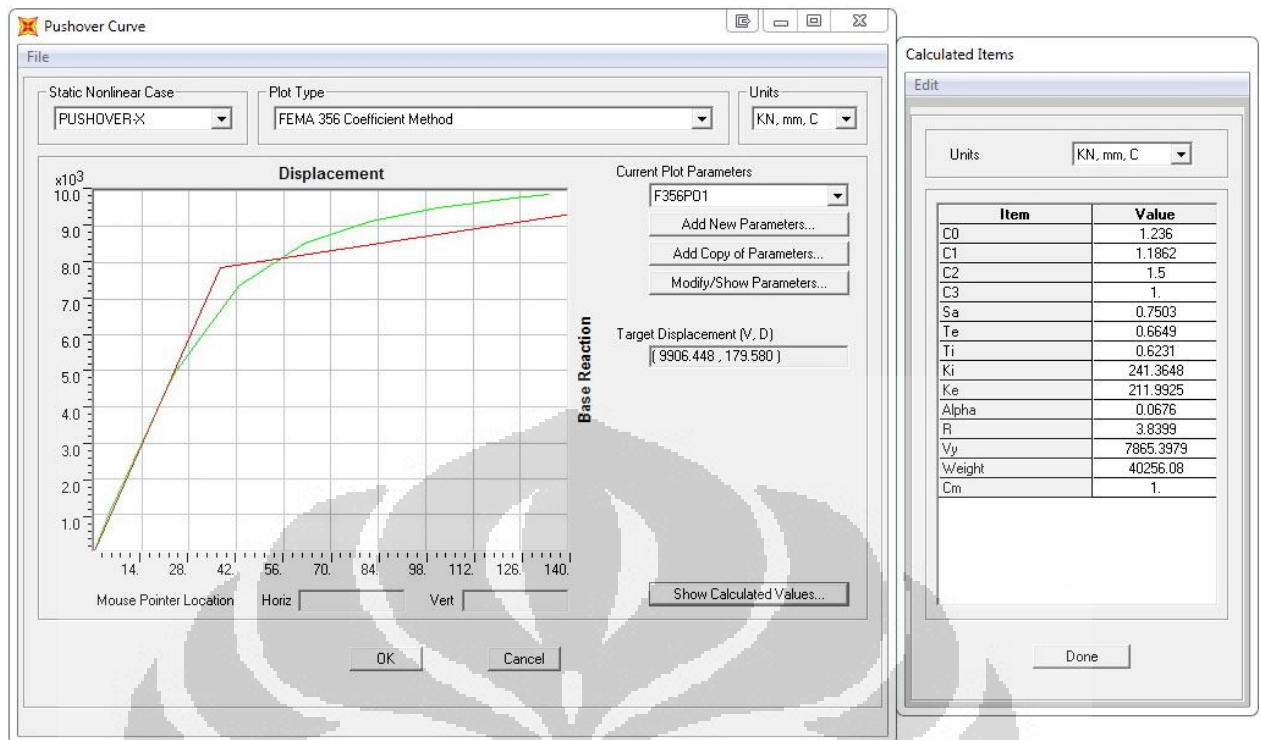


Gambar 4. 12 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Tanpa Bata Arah Y-2

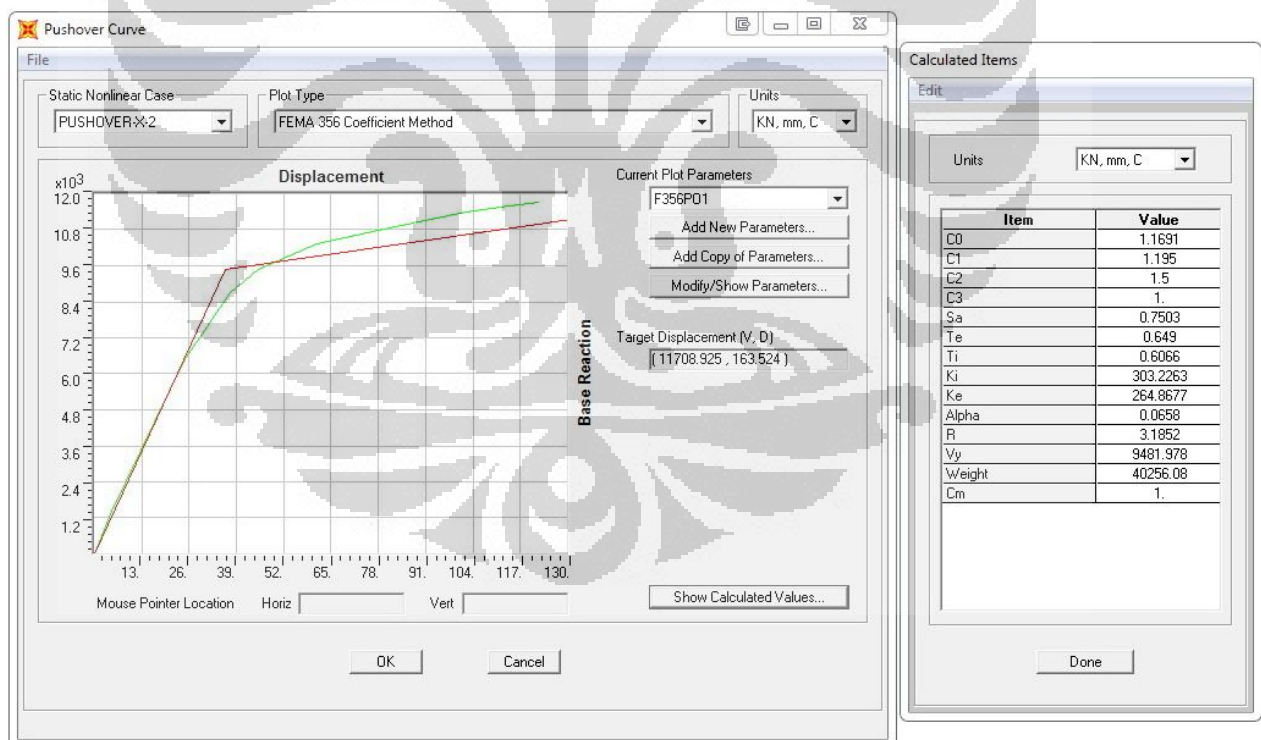
Terlihat bahwa sama seperti dengan metode FEMA 356 dengan perhitungan performance point, kapasitas dari struktur ini jauh dibawah demand. Hal ini menunjukkan bahwa struktur tidak mampu menahan gaya gempa karena sudah mengalami kehancuran dahulu sebelum bisa mencapai titik persyaratan yang diinginkan.

4.3.2 Gedung Dengan Dinding Bata

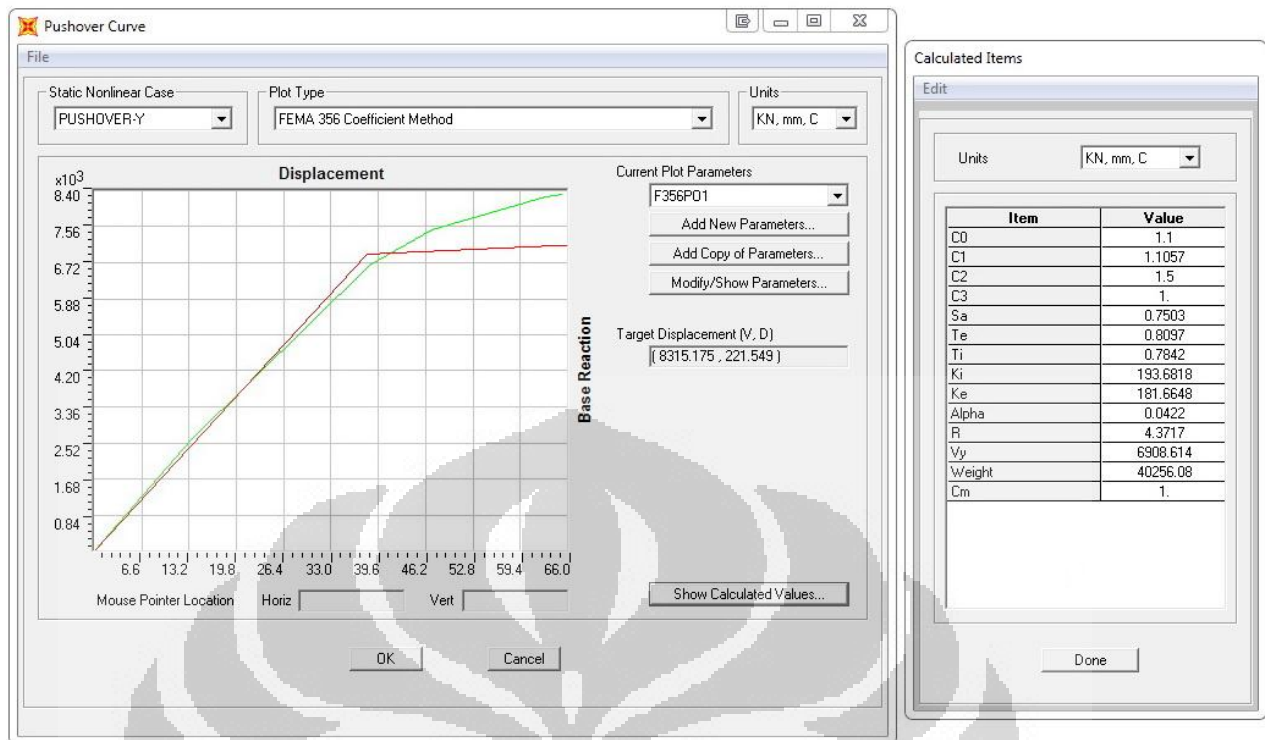
Berikut disajikan dalam gambar mengenai hasil pushover dari gedung dengan bata. Untuk model ini dilakukan pembebanan monotonik merata (nama: X-2 dan Y-2) sesuai dengan distribusi massa saja untuk setiap arah pembebanan dan juga dilakukan pembebanan sesuai dengan moda utama (nama: X dan Y) dari arah pembebanan karena partisipasi massa dari moda utama tersebut telah melewati 75%. Untuk model gedung dengan dinding bata, kedua arah pembebanan tidak dapat mencapai target perpindahan yang berarti gedung telah mengalami keruntuhan sebelum mencapai target perpindahan. Hal ini dapat dilihat pada 4 kurva pushover dari perhitungan oleh SAP2000 seperti dibawah ini.



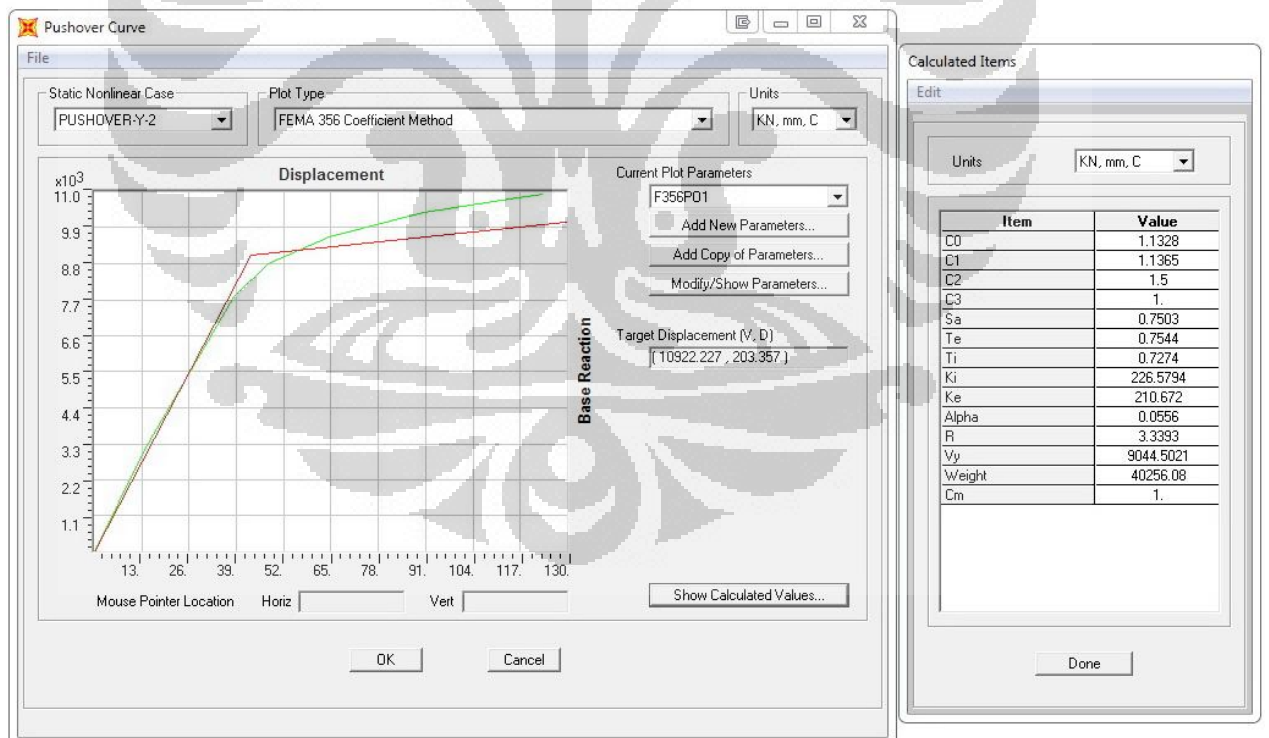
Gambar 4. 13 Kurva Pushover dan Bilinear Arah X - Gedung Dengan Bata



Gambar 4. 14 Kurva Pushover dan Bilinear Arah X-2 - Gedung Dengan Bata



Gambar 4. 15 Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y - Gedung Dengan Bata



Gambar 4. 16 Kurva Pushover dan Bilinear Arah Y-2 - Gedung Dengan Bata

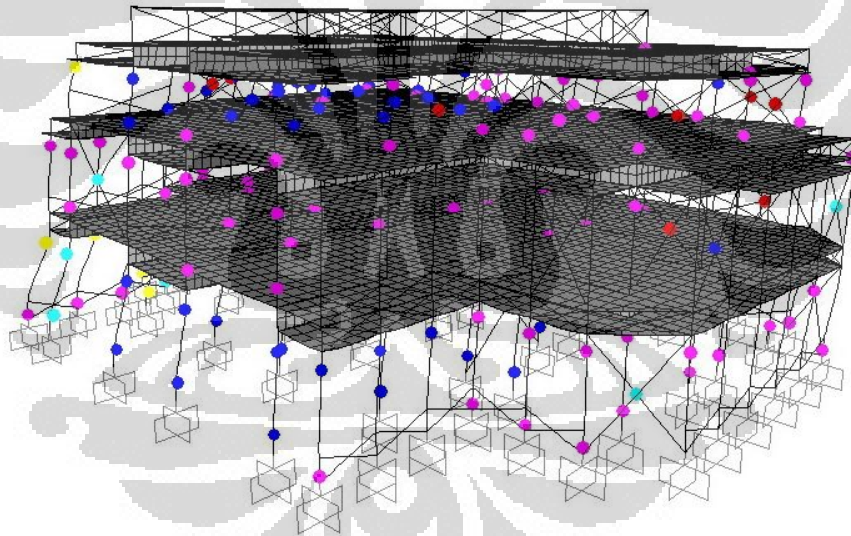
Dapat dilihat pada gambar diatas bahwa target displacement yang terjadi untuk collapse prevention berada jauh dari displacement maksimum struktur sebelum terjadinya keruntuhan. Berikut rekapitulasi dari gambar diatas:

Tabel 4. 8 Tabulasi Data Hasil Pushover Gedung Dengan Bata

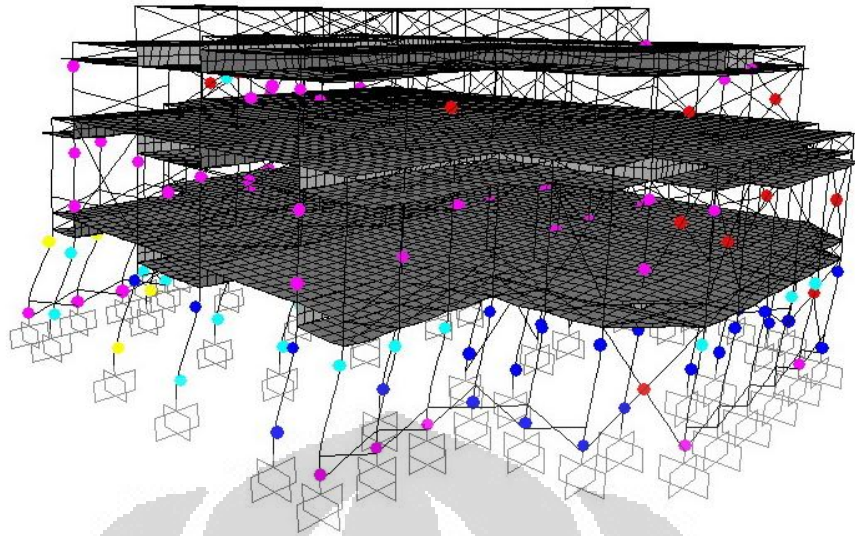
Arah	Vy (kN)	Target Peralihan		Hasil Pushover	Kalkulasi otomatis R
		V (kN)	δt (m)	δt max (m)	R
X	7865.3979	9906.448	0.17958	0.1344	3.8399
X-2	9481.978	11708.925	0.163524	0.1223	3.1852
Y	6908.614	8315.175	0.221549	0.0653	4.3717
Y-2	9044.5021	10922.227	0.203357	0.1234	3.3393

Dapat dilihat dari hasil perhitungan otomatis SAP2000 bahwa R yang didapatkan mendekati R asumsi yaitu 3,5.

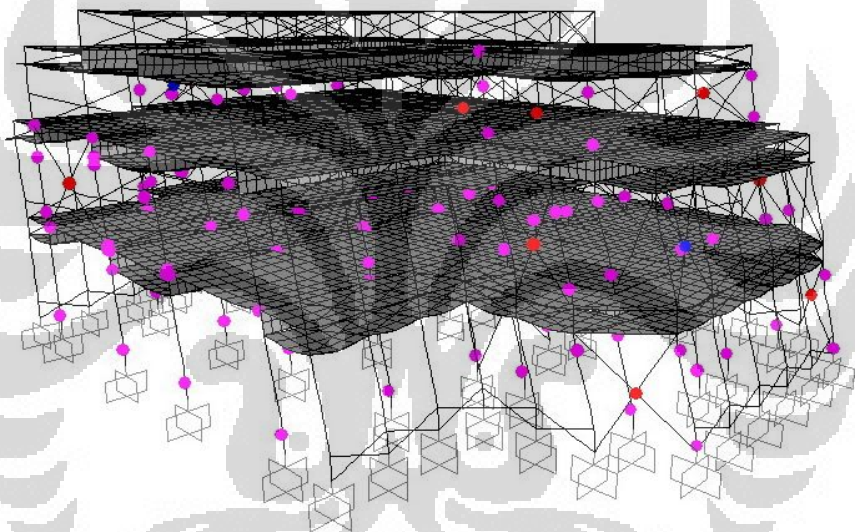
Kemudian pada gambar dibawah ini adalah step terakhir dari analisa pushover dimana dapat dilihat lokasi terjadinya sendi plastis pada struktur.



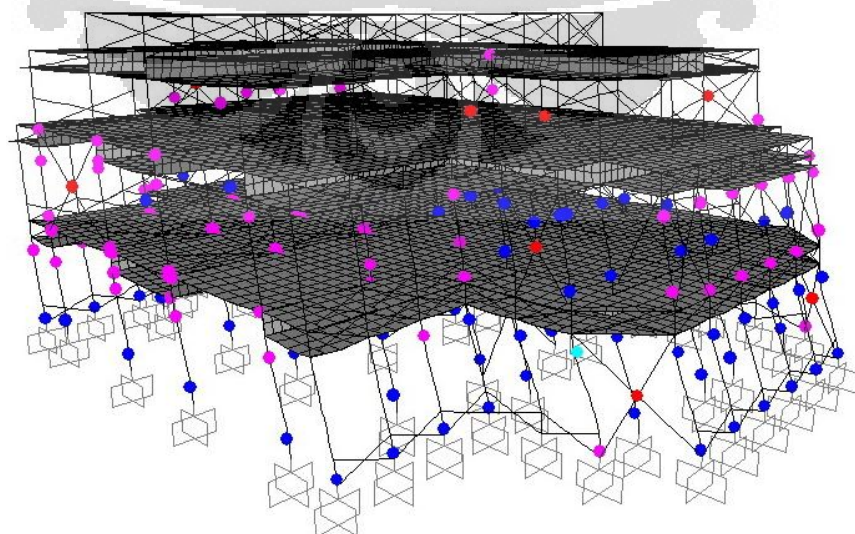
Gambar 4. 17 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X Pada Gedung Dengan Bata



Gambar 4. 18 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah X-2 Pada Gedung Dengan Bata



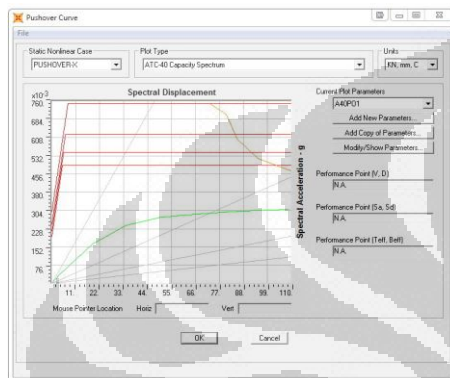
Gambar 4. 19 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y Pada Gedung Dengan Bata



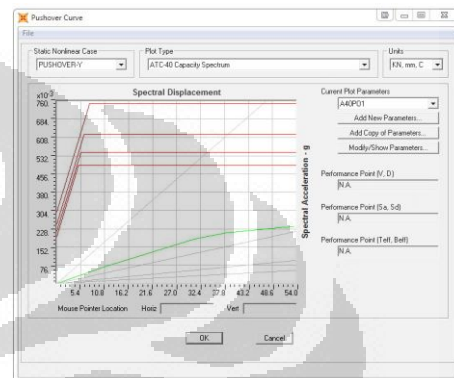
Gambar 4. 20 Step Terakhir Dari Analisis Pushover Arah Y-2 Pada Gedung Dengan Bata

Terlihat pada pushover arah X dan X-2 terdapat kolom yang sudah mengalami collapse. Selain itu pada setiap jenis pushover, dinding bata yang mempunyai arah sumbu yang sama dengan arah pembebanan dan mengalami tekan akibat dari beban monotonik tersebut sudah mengalami kehancuran (warna merah).

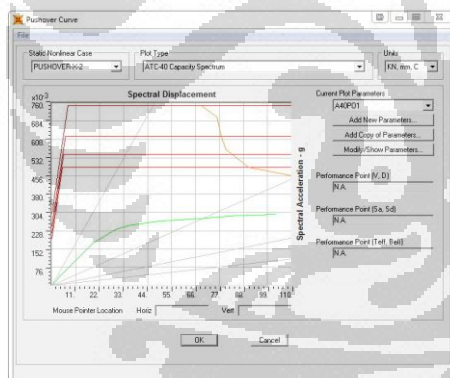
Dibawah ini merupakan kurva spektrum kapasitas menggunakan metode ATC-40 dengan kurva spektrum SNI-1726-2002 Zona 3 tanah lunak.



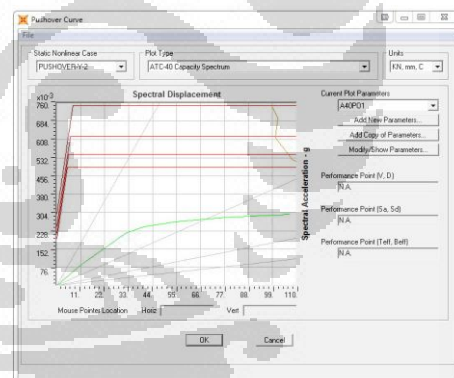
Gambar 4. 21 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah X



Gambar 4. 23 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah Y



Gambar 4. 22 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah X-2



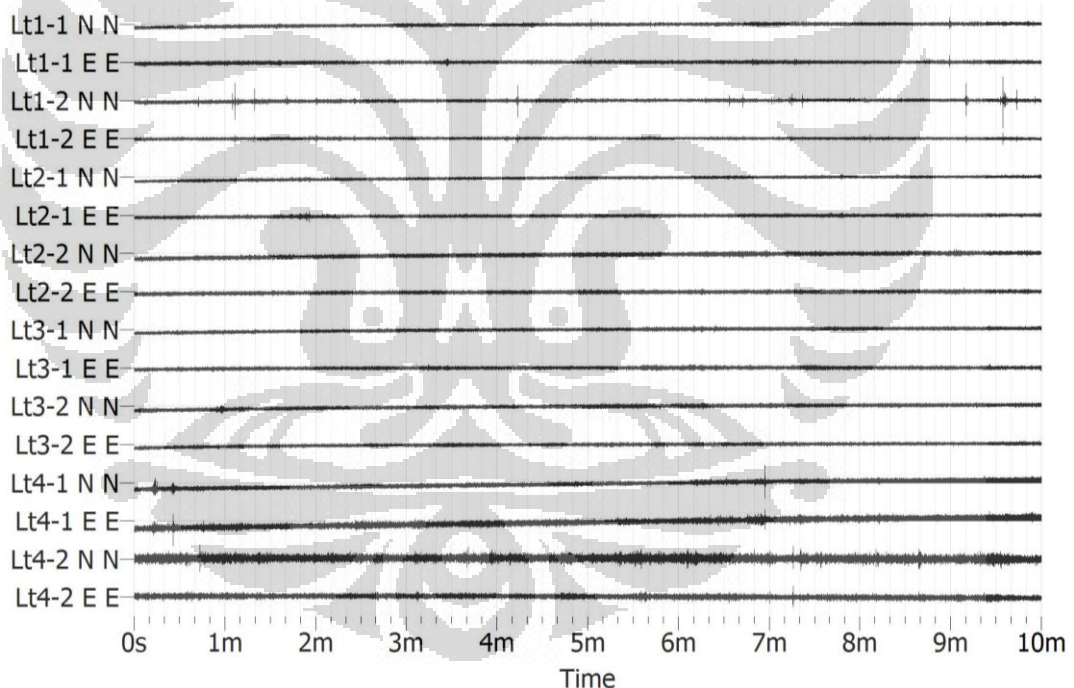
Gambar 4. 24 Kurva Spektrum Kapasitas Gedung Dengan Bata Arah Y-2

Terlihat bahwa sama seperti dengan metode FEMA 356 dengan perhitungan performance point, kapasitas dari struktur ini jauh dibawah demand spectrum. Hal ini menunjukkan bahwa struktur tidak mampu menahan gaya gempa karena sudah mengalami kehancuran dahulu sebelum bisa mencapai titik persyaratan yang diinginkan.

4.4. Hasil Pengujian Mikrotremor

Dari pengujian mikrotremor yang telah dilakukan, terdapat total 8 titik pengujian dengan 2 titik perlantai. Setiap rekaman data mempunyai 3 channel dan durasi perekaman yang diatur setiap 1 menit. Total durasi pengujian pada setiap titik adalah 20 menit. Akan tetapi ada beberapa titik pengujian yang mempunyai hasil rekaman yang buruk atau terhenti ditengah perekaman sehingga data yg dihasilkan tidak sinkron. Karena itu dalam hal ini penulis membatasi durasi waktu untuk data yang akan diolah menjadi 10 menit per titik untuk keseragaman data. Selain itu dengan asumsi bahwa periode getar dari struktur lebih dominan terhadap gaya horizontal dan mencegah terbacanya data getaran lokal pada pelat, sehingga penulis mengabaikan data rekaman arah z (vertikal). Sehingga total data yang diolah adalah 8 titik x 2 channel x 10 menit.

Berikut data rekaman time history yang telah digabungkan :



Gambar 4. 25 Hasil Rekaman Mikrotremor Dalam Time Domain

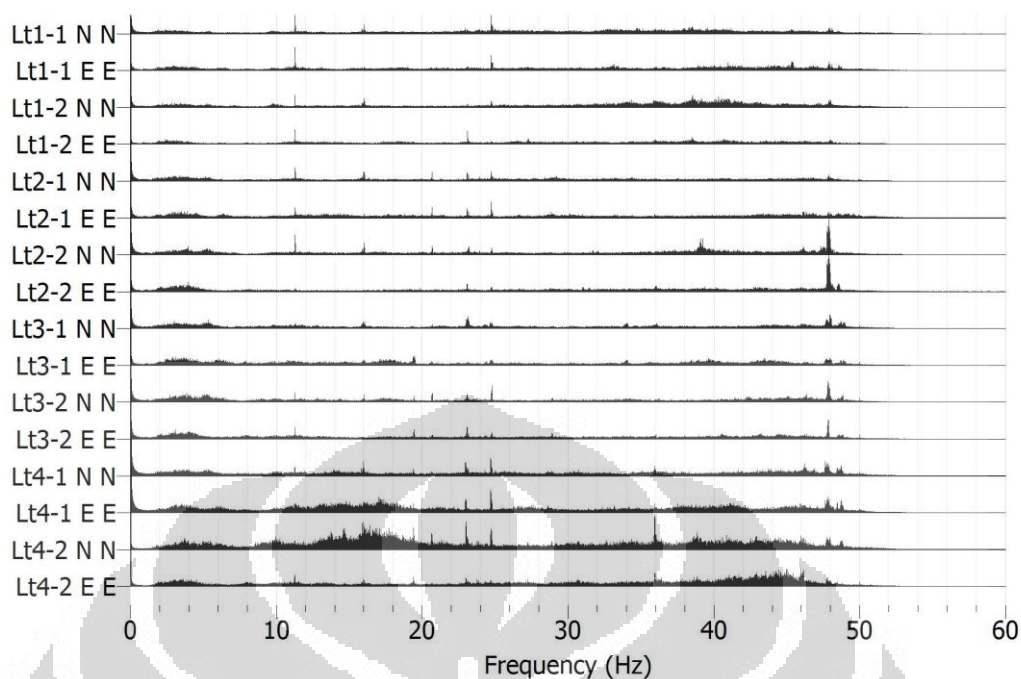
Dapat terlihat ada beberapa noise yang mungkin dihasilkan dari sumber yang dekat, dan hal ini juga dapat dilihat pada amplitudo maksimum yang terjadi :

Tabel 4. 9 Amplitudo Maksimum Yang Tercatat

Lokasi	Amplitudo Maksimum (mg)
Lt1-1 N	0.4329
Lt1-1 E	0.4578
Lt1-2 N	1.5074
Lt1-2 E	0.3789
Lt2-1 N	0.1537
Lt2-1 E	0.2462
Lt2-2 N	0.2776
Lt2-2 E	0.2280
Lt3-1 N	0.2662
Lt3-1 E	0.2467
Lt3-2 N	0.2297
Lt3-2 E	0.2066
Lt4-1 N	1.1237
Lt4-1 E	0.6854
Lt4-2 N	0.9048
Lt4-2 E	0.7185

Dimana getaran ambient sebenarnya mempunyai kisaran nilai maksimum 0,2 sampai 0,4 mg dalam kasus perekaman data ini. Selain itu juga terdapat perbedaan rekaman data pada lantai atap (Lt4) dimana rekaman yang dihasilkan mempunyai banyak noise dan nilai amplitudo rata rata yang cukup tinggi. Kemungkinan ini bisa dihasilkan dari angin yang berhembus mengenai alat atau faktor lainnya.

Kemudian dibawah ini adalah hasil dari FFT (Fast Fourier Transform) untuk merubah dari time domain menjadi frequency domain. Data tersebut ditampilkan dalam gambar dibawah ini.



Gambar 4. 26 Hasil FFT Dari Data Rekaman Mikrotremor

4.5. Diskusi

4.5.1. Perbandingan periode struktur dengan analisa modal

Penulis akan membandingkan periode struktur dengan analisa modal untuk kedua model yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 10 Tabel Perbandingan Periode dan Partisipasi Massa

Mode	Dengan Bata				Tanpa Bata			
	Periode (s)	UX	UY	RZ	Periode (s)	UX	UY	RZ
Mode1	0.71699	0.00105	0.89885	0.78097	0.95017	0.37406	0.24301	0.06282
Mode2	0.57562	0.85041	0.00313	0.10025	0.92474	0.43783	0.29332	0.39797
Mode3	0.47404	0.06317	0.00692	0.02780	0.8198	0.011	0.29096	0.36719

Dari tabel diatas terlihat adanya efek dinding bata terhadap kekakuan global struktur, yang menyebabkan penurunan periode utama. Dari periode utama pertama sebesar 0.950 s turun hingga 0.717 s, kemudian mode kedua turun dari 0.925 s ke 0.576 s, dan yang terakhir dari 0.819 s ke 0.474 s. Terlihat penurunan periode yang cukup signifikan pada 3 mode utama struktur.

Selain itu juga terjadi perubahan mode shape pada struktur. Gedung tanpa dinding bata mempunyai mode dominan arah X pada mode pertama (37.41% arah

X) dan kedua (43.78% arah X) struktur, dan torsi pada mode ketiga(36.71% arah torsi). Dan dapat dilihat terjadi perbaikan mode shape dimana pada gedung dengan dinding bata menjadi dominan arah Y pada mode pertama (89,88% arah Y), akan tetapi terdapat partisipasi massa torsi yang cukup besar terdapat pada mode 1 juga yaitu sebesar 78%. Dan pada mode kedua dominan arah X (85% arah X) serta mode ketiga juga dominan arah X(6.32% arah X).

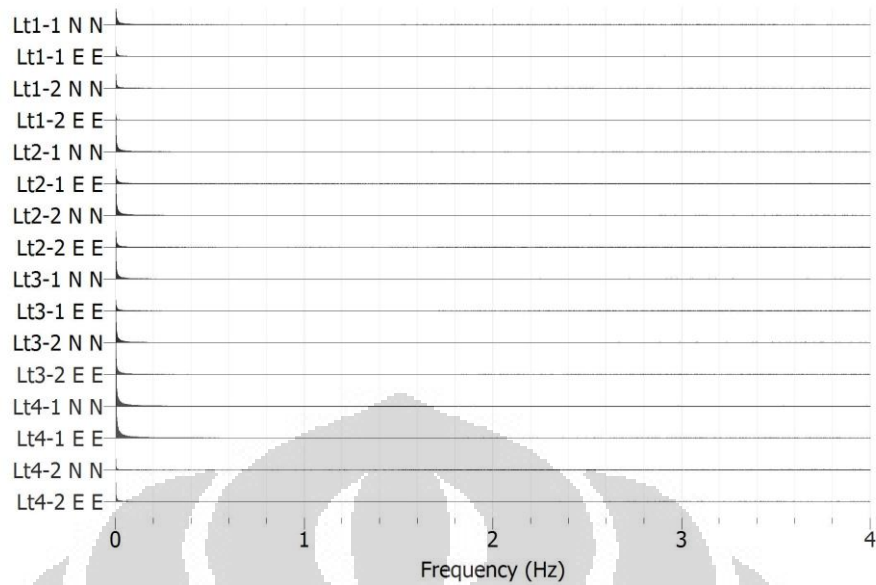
4.5.2. Analisa hasil mikrotremor untuk mengetahui periode utama struktur

Melihat dari hasil mikrotremor, dimana terdapat hasil frekuensi yang beragam dan terdapat titik puncak yang bervariasi, maka penulis mencoba untuk melihat per segmen dari frequency domain. Diharapkan ini mempermudah untuk mencari puncak dari frekuensi yang terekam. Berikut tabulasi jenis segmen yang dibuat.

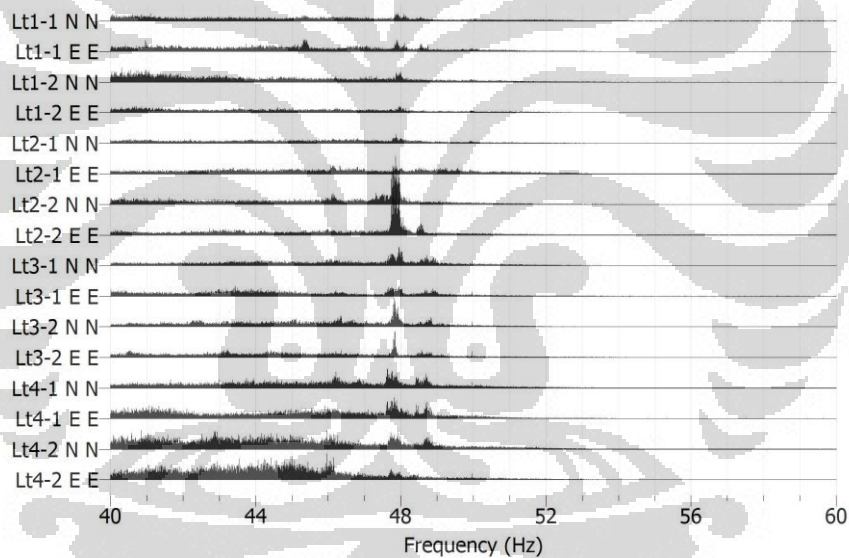
Tabel 4. 11 Segmen Domain Frekuensi Yang Ditinjau

Tipe	Range frekuensi (Hz)
1	0.5-10
2	10-20
3	20-30
4	30-40
5	40-50

Dalam membuat segmen ini, penulis membuang frekuensi dibawah 0.5 Hz dan diatas 50 Hz dikarenakan banyaknya noise dibawah 0.5 Hz yang cukup besar amplitudonya dan juga ini tidak signifikan dalam menentukan periode dari struktur. Karena sebenarnya dengan frekuensi 50 Hz, periode struktur yang didapatkan adalah 0.02 s. Dimana periode lebih kecil dari 0.02 s pastilah merupakan higher mode yang sudah sangat kecil partisipasi massanya sehingga diatas 50 Hz dapat dibuang.

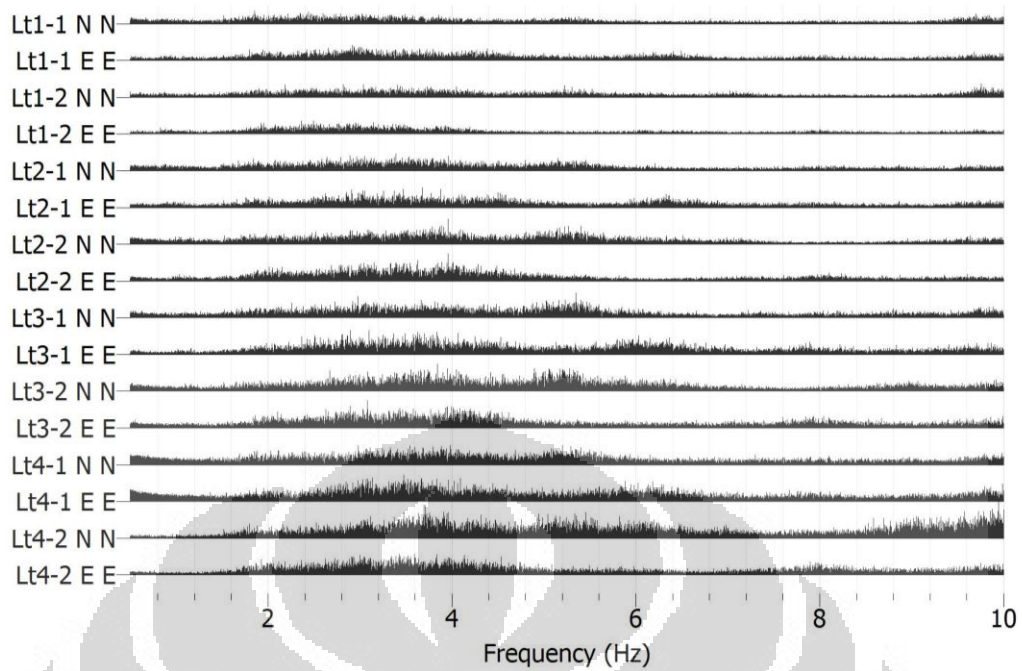


Gambar 4. 27 Frekuensi dibawah 0.5 Hz yang sangat besar

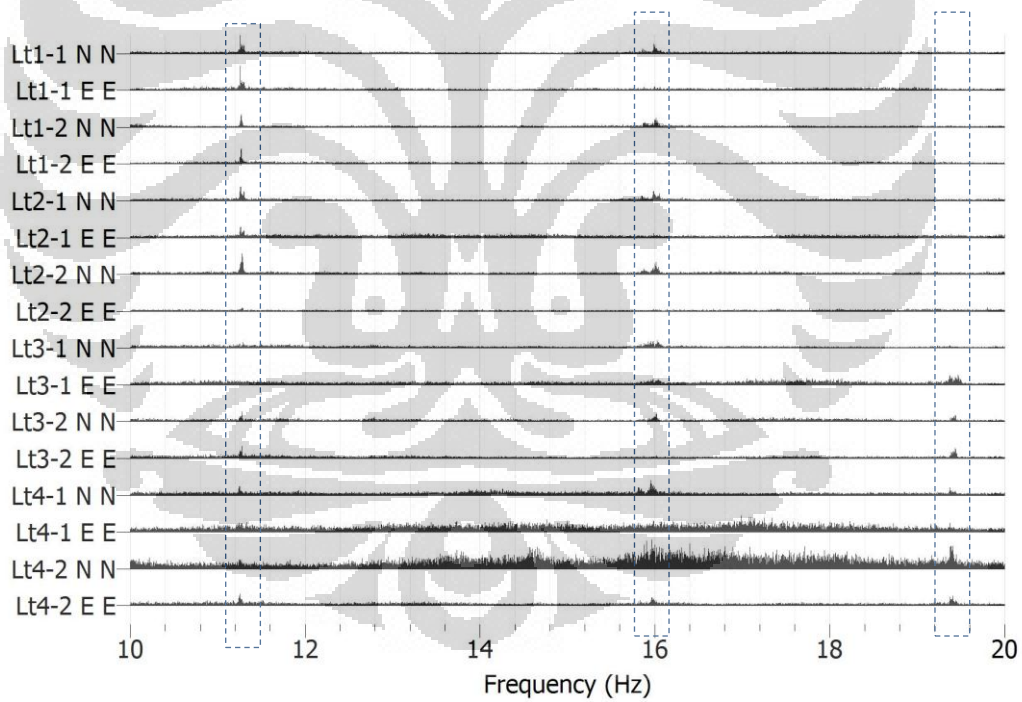


Gambar 4. 28 Frekuensi diatas 50 Hz yang hampir tidak mempunyai nilai

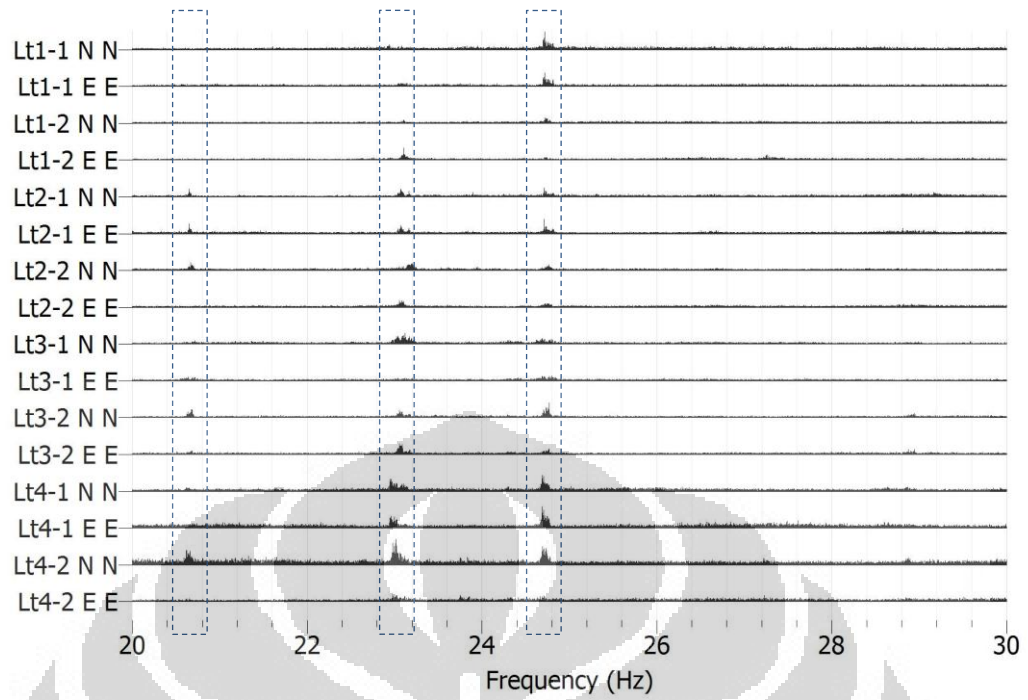
Berikut ini adalah segmen – segmen yang ditinjau sesuai dengan range frekuensi yang telah ditentukan dan skala yang disesuaikan untuk kemudahan pembacaan.



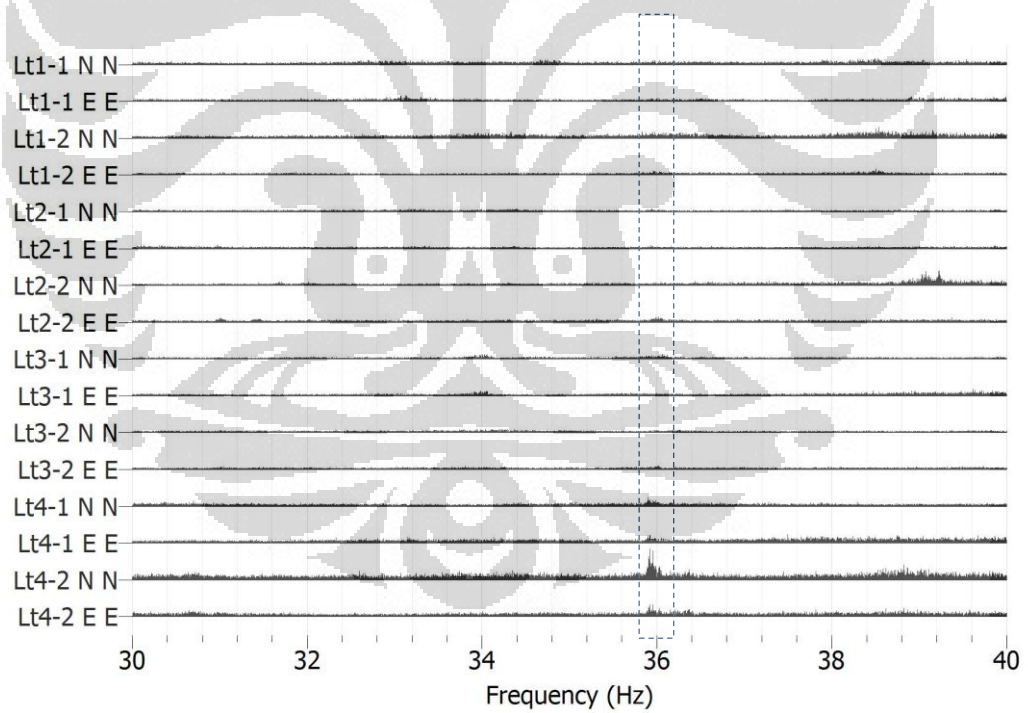
Gambar 4. 29 Domain Frekuensi Segmen 1



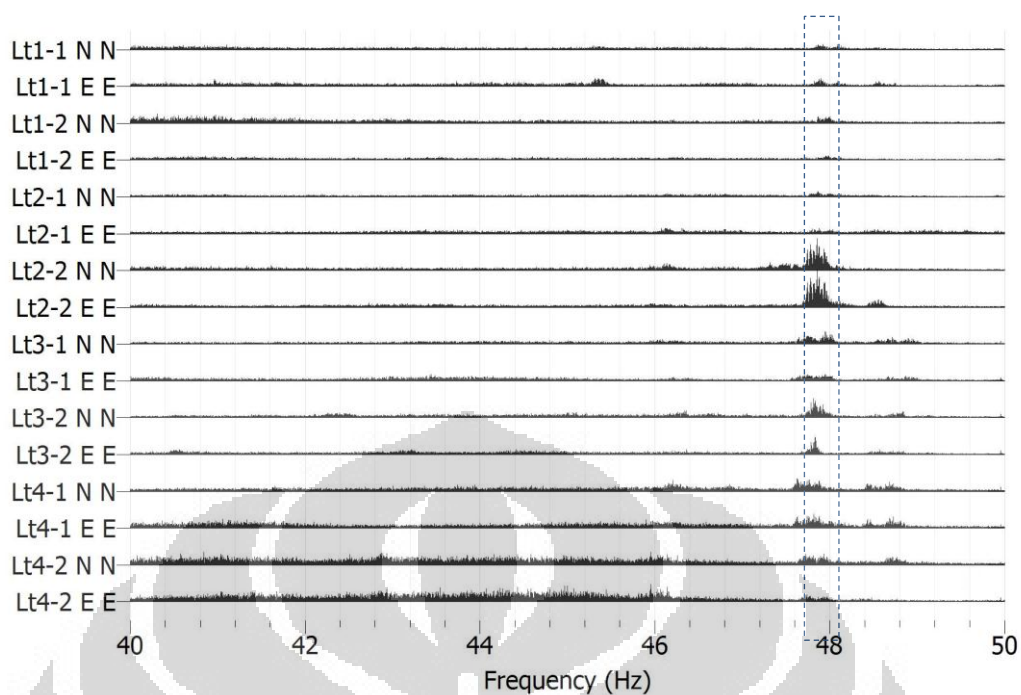
Gambar 4. 30 Domain Frekuensi Segmen 2



Gambar 4. 31 Domain Frekuensi Segmen 3



Gambar 4. 32 Domain Frekuensi Segmen 4



Gambar 4. 33 Domain Frekuensi Segmen 5

Pada segmen 1 sulit diketahui frekuensi utama yang muncul karena terdapat banyaknya noise dan tidak terlihat adanya titik puncak yang signifikan. Sedangkan pada segmen 2 dan 3 dapat teridentifikasi masing-masing tiga titik puncak. Dan pada segmen 4 dan 5 masing-masing teridentifikasi satu titik puncak. Dibawah ini dapat dilihat secara rinci perkiraan frekuensi struktur yang terbaca.

Tabel 4. 12 Perkiraan Periode Struktur Dari Puncak Frekuensi Domain

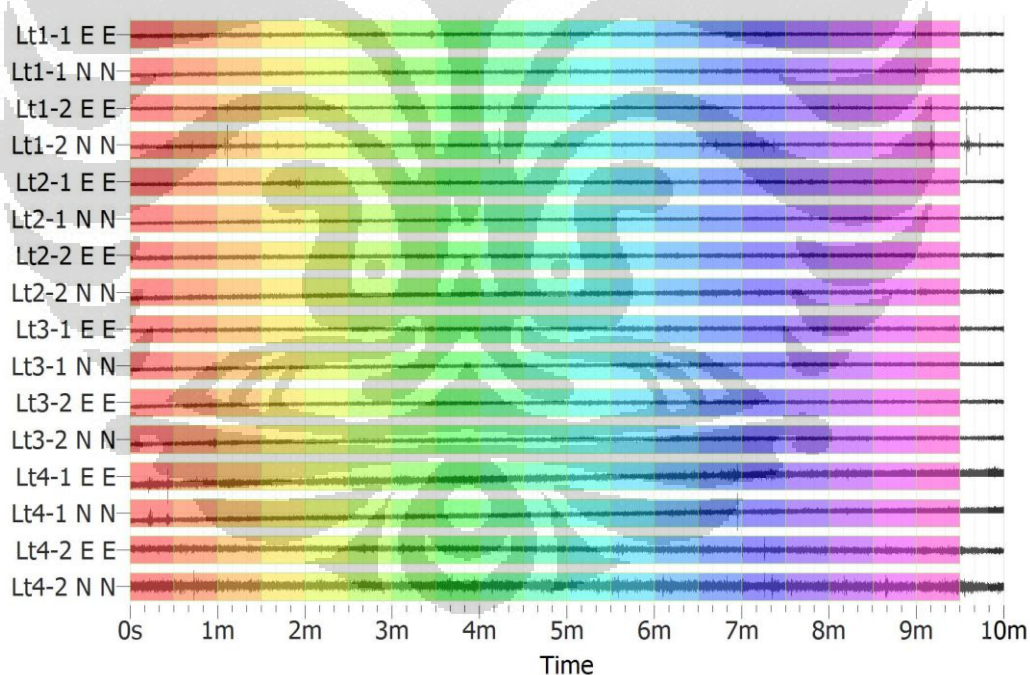
Segmen	No titik puncak	Range frekuensi (Hz)		Range Periode (s)			Periode rata-rata (s)	
2	1	11.24	sd	11.27	0.08873	sd	0.08897	0.08885
	2	15.95	sd	16.03	0.06238	sd	0.06270	0.06254
	3	19.37	sd	19.45	0.05142	sd	0.05164	0.05153
3	4	20.62	sd	20.69	0.04834	sd	0.04851	0.04842
	5	22.94	sd	23.15	0.04319	sd	0.04359	0.04339
	6	24.67	sd	24.79	0.04034	sd	0.04054	0.04044
4	7	35.87	sd	36.04	0.02775	sd	0.02788	0.02781
5	8	47.73	sd	47.98	0.02084	sd	0.02095	0.02090

Dapat terlihat bahwa periode yang didapatkan merupakan periode yang lebih kecil dari 0.1 s. Sementara seperti dapat dilihat pada tabel 4.3, periode struktur pada mode ke 12 adalah 0.16036 dimana ini masih lebih besar dari

periode terbesar yg didapatkan pada segmen 2. Dalam hal ini semua periode getar yang didapatkan merupakan periode mode tinggi (higher modes).

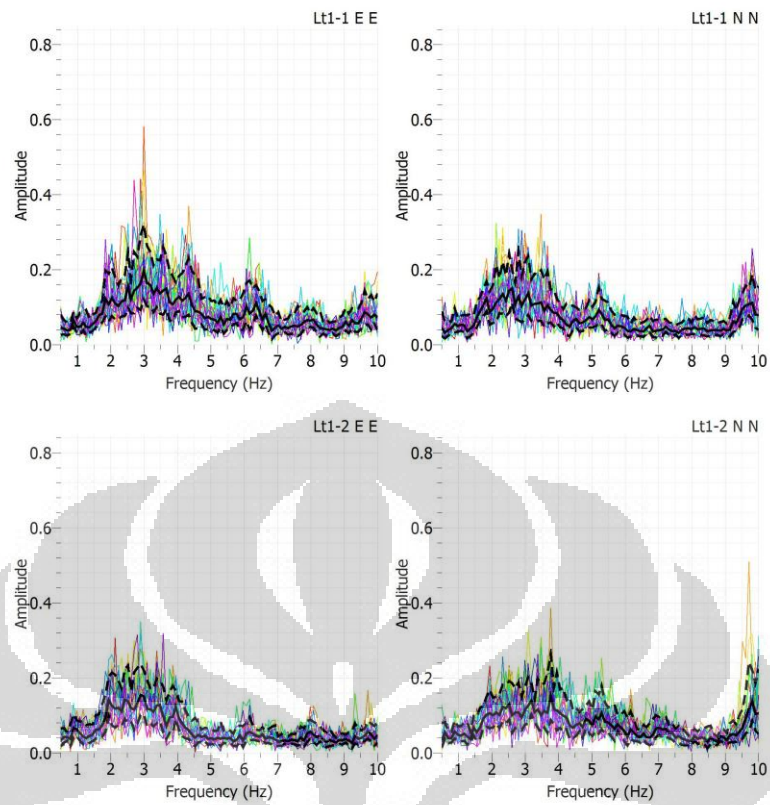
Kemudian penulis mencoba menggunakan fitur dari program Geopsy “Spectrum” yang berfungsi untuk mengambil rata-rata dari data ekstitasi ambient time history dengan membagi bagi dahulu ke dalam “window” atau jeda waktu. Dalam hal ini penulis mengambil jeda waktu 30 detik. Sehingga akan didapatkan 20 data untuk satu time history 10 menit. Dari tiap jeda waktu tersebut akan dilakukan transformasi FFT untuk mengubahnya ke domain frekuensi. Setelah itu program akan dengan sendirinya menampilkan semua data tersebut beserta dengan rata-ratanya. Setelah itu dari data tersebut dapat dilihat lebih lanjut untuk dianalisa.

Penulis menggunakan fitur “spectrum” ini untuk menganalisa segmen 1 dimana sangat sulit untuk melihat puncak dari frekuensinya. Diharapkan dengan metode ini dapat menemukan frekuensi dominan struktur yang diinginkan.

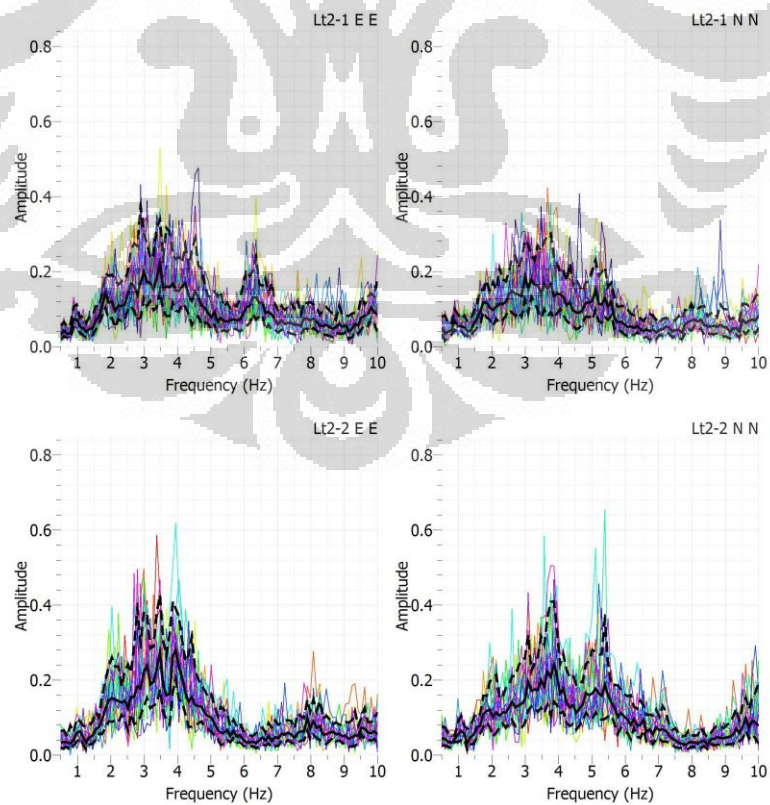


Gambar 4. 34 Jeda Waktu setiap 30 s

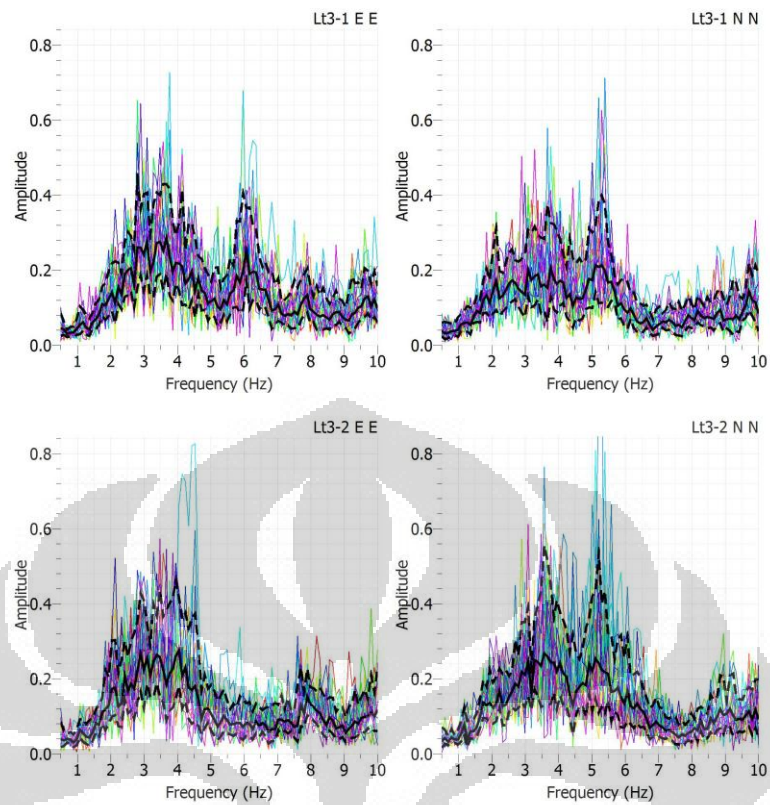
Gambar diatas merupakan jeda waktu yang dipergunakan oleh Geopsy yaitu setiap 30 detik. Warna itu juga yang dapat digunakan untuk mengidentifikasi setiap frekuensi domain yang akan ditampilkan dibawah ini.



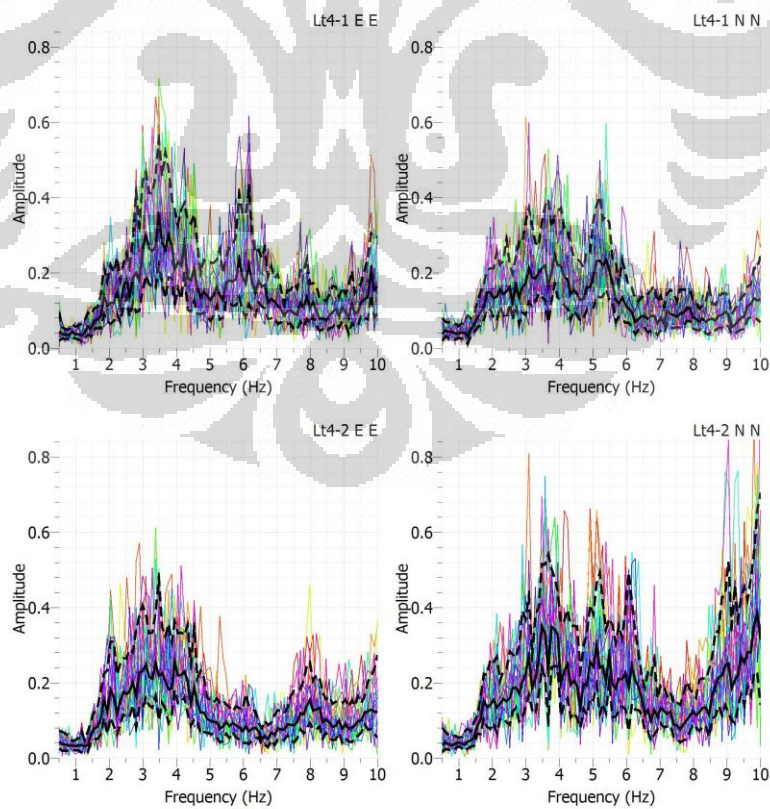
Gambar 4. 35 Spektrum Lantai 1 (0.5Hz -10Hz)



Gambar 4. 36 Spektrum Lantai 2 (0.5Hz -10Hz)

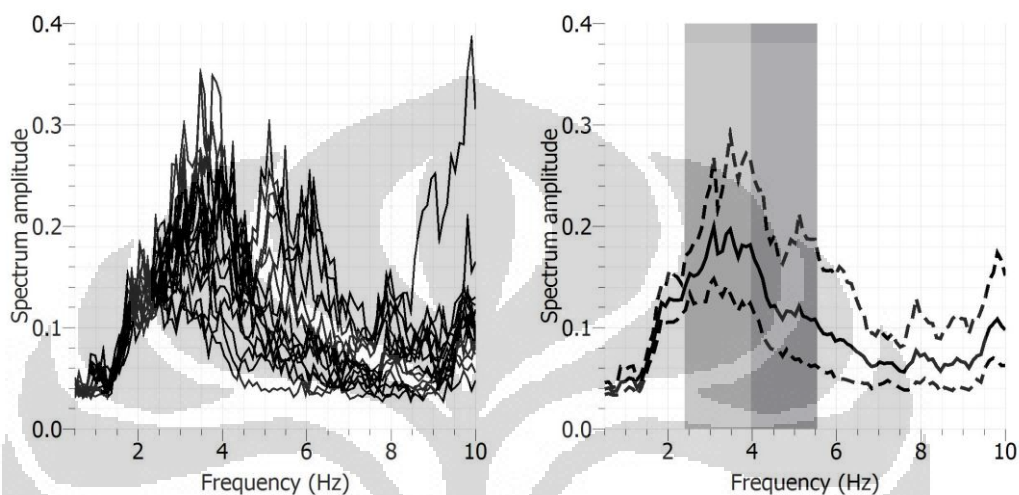


Gambar 4. 37 Spektrum Lantai 2 (0.5Hz -10Hz)



Gambar 4. 38 Spektrum Lantai 4 (0.5Hz -10Hz)

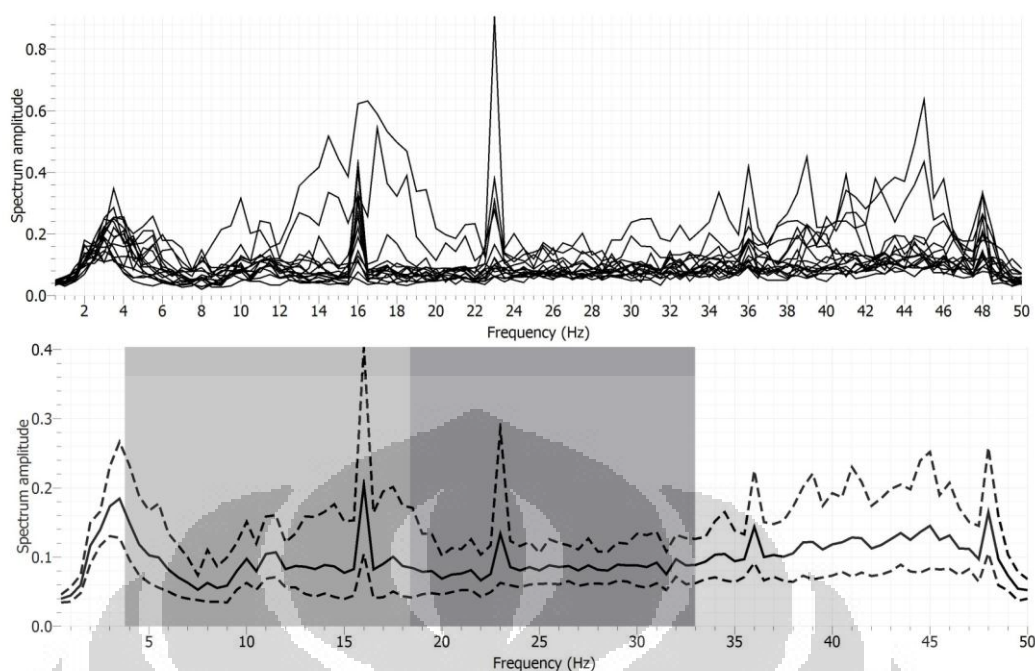
Dapat dilihat pada gambar diatas bahwa ada kecenderungan frekuensi yang memuncak diantara 2.5 Hz sampai 4.5 Hz. Akan tetapi range frekuensi ini terlalu lebar sehingga sulit dinyatakan bahwa ini merupakan frekuensi dari struktur gedung ini. Program Geopsy juga menyediakan data rata-rata dan juga rangkuman dari ke 16 data tersebut yang akan ditunjukkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 4. 39 Rangkuman Spektrum (kiri) dan Rata-Rata (kanan)

Dari hasil perhitungan rata-rata semua data, didapatkan nilai range 2.4 Hz sampai 4.2 Hz dengan titik tengahnya sekitar 3.6 Hz. Dari metode “spectrum” diatas dapat dilihat bahwa dengan windowing bisa diketahui frekuensi domain dari setiap 30 detik. Seperti dapat dilihat pada gambar rangkuman spektrum diatas, dapat dilihat puncak getaran akan tetapi mempunyai range frekuensi yang besar. Dari range 2.4 Hz sampai 4.2 Hz didapatkan range periode struktur dari 0.238 detik sampai 0.4 detik. Dengan frekuensi rata-rata 3.6 Hz periode utama struktur adalah 0.277 detik. Hal ini mengasumsikan bahwa rata rata dari range frekuensi yang besar itu adalah periode utama dari struktur.

Kemudian penulis melakukan metode “spectrum” dari frekuensi 0.5 Hz sampai 50 Hz untuk melihat hasil global dari keseluruhan data rekaman tersebut. Hasil tersebut akan ditampilkan pada gambar berikut ini :



Gambar 4. 40 Metode "Spectrum" Untuk Frekuensi 0.5 Hz - 50 Hz

Dapat terlihat pada rata-rata hasil FFT gelombang, terdapat trend puncak yang terjadi pada frekuensi sekitar 2 Hz - 5 Hz yang kemungkinan merupakan mode – mode pertama yang berkumpul di sekitar frekuensi tersebut. Dan tidak terdapatnya puncak periode utama tersebut diakibatkan karena tidak cukupnya energi untuk menggetarkan mode – mode awal. Selain itu dapat terlihat puncak-puncak pada frekuensi yang terlihat dengan metode visual seperti pada awal, walaupun tidak semuanya terlihat dengan rata - rata ini.

Dari perhitungan ini penulis menyimpulkan bahwa untuk mendapatkan periode utama dari struktur dengan bantuan alat mikrotremor dengan ambient noise, sangat sulit untuk mendapatkan hasil yang pasti untuk periode dominan utama. Hal ini dikarenakan kurangnya energi yang dibutuhkan untuk menggetarkan pola getar mode pertama, sehingga dibutuhkan gaya atau ekstitasi untuk mendapatkan periode dominan dari struktur. Akan tetapi dapat kita mengetahui periode mode yang lebih besar dengan melakukan FFT pada frekuensi tinggi dan dilakukan pemilihan secara visual. Selain itu terdapat keterbatasan alat dimana perekaman data hanya dapat dilakukan sekali saja dalam satu waktu pada satu titik. Apabila bisa dilakukan perekaman data secara simultan di dua atau lebih titik secara bersamaan, seperti contohnya pada dasar bangunan dan pada

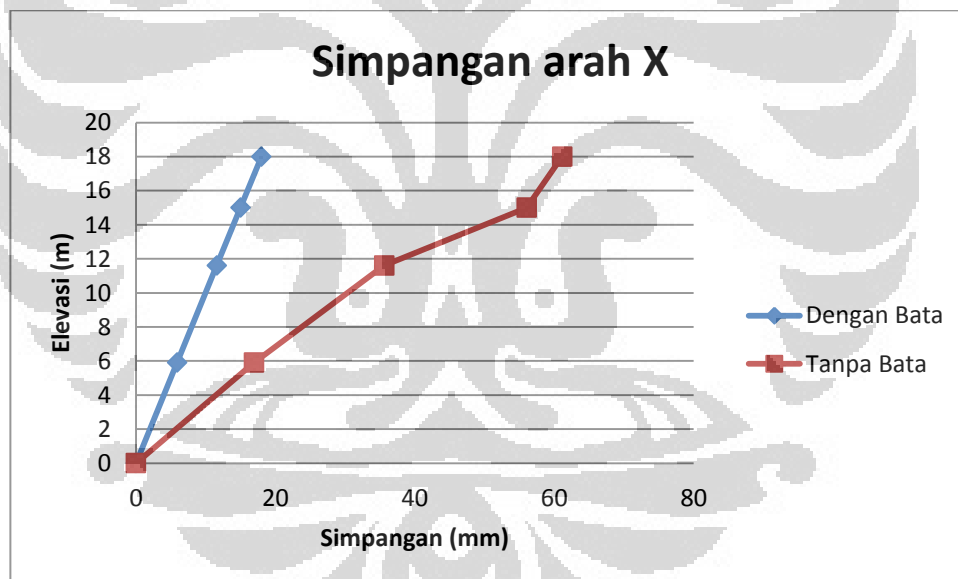
atap, kemungkinan lebih besar untuk mengolah data dan mendapatkan hasil periode struktur yang valid beserta dengan pola ragam getarnya.

4.5.3. Perbandingan Simpangan Tingkat Akibat Gempa Respon Spektrum

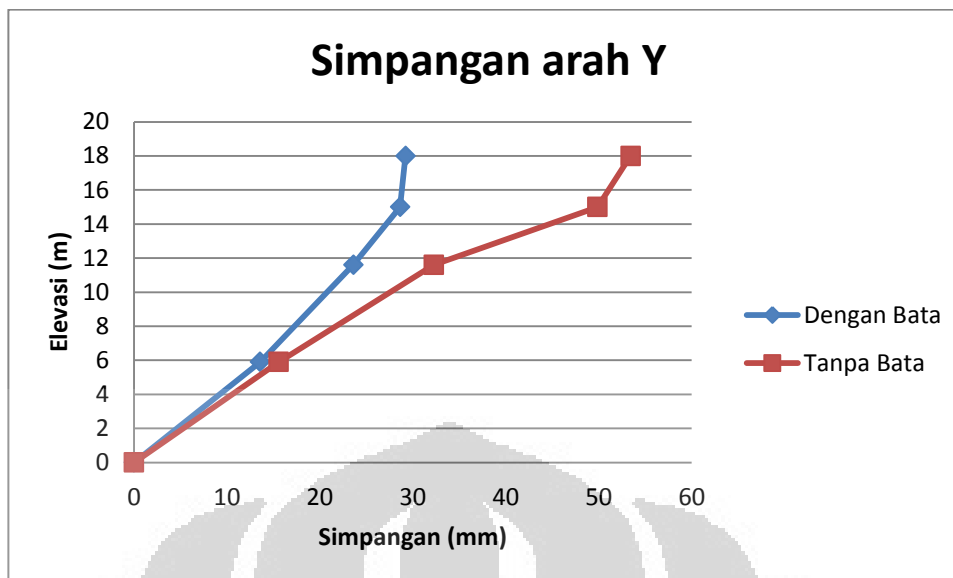
Penulis ingin membandingkan simpangan yang terjadi akibat beban gempa respon spektrum yang telah disesuaikan dengan 80% V_{statik} . Data ini diambil dari hasil perhitungan bab 4.2.

Tabel 4. 13 Ringkasan Simpangan Gedung

Elevasi (m)	h Tingkat (m)	Simpangan arah x (mm)		Simpangan arah y (mm)	
		Dengan Bata	Tanpa Bata	Dengan Bata	Tanpa Bata
18	3	19.574	61.149	29.233	53.437
15	3.4	19.161	56.057	28.639	49.871
11.6	5.7	14.676	35.611	23.608	32.274
5.9	5.9	9.265	16.932	13.580	15.563
0	-	0	0	0	0



Gambar 4. 41 Perbandingan Simpangan Arah X



Gambar 4. 42 Perbandingan Simpangan Arah Y

Dapat dilihat pada gambar diatas bahwa gedung dengan pemodelan bata mempunyai simpangan tingkat yang lebih kecil. Terutama pada dua lantai teratas, dimana terdapat kolom yang kecil akan tetapi tertutup penuh dindingnya dengan batu bata. Sehingga apabila batu bata tidak dimodelkan, terjadi simpangan yang sangat berbeda.

4.5.4. Analisa Hasil Pushover

Dari hasil analisa pushover yang telah ditunjukkan pada bab 4.3 dapat terlihat bahwa dengan semua metode pembebanan, struktur tidak dapat memenuhi target displacement yang ditetapkan dalam FEMA 356 yang ditentukan : Collapse Prevention. Selain itu juga kapasitas struktur berada dibawah demand dari metode spektrum kapasitas dari ATC-40. Sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur tidak mampu dalam menahan beban gempa sesuai perhitungan dengan metode pushover dari FEMA 356 dan ATC-40. Struktur diperkirakan akan mengalami keruntuhan apabila terkena gempa besar dengan periode ulang 500 tahunan sesuai dengan SNI-1726-2002. Kemudian didapatkan bahwa R asumsi mendekati dari R yang dihitung secara otomatis dari program SAP2000.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa Gedung X dengan jumlah data yang terbatas, baik dalam data material, detailing tulangan, dan denah aktual gedung serta dengan asumsi semua data material yang diasumsikan adalah benar, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

- Struktur tidak mampu menahan gaya gempa respon spektrum SNI-1726-2002 dengan asumsi parameter $R=3.5$ dan penggunaan wilayah lokasi zona 3 tanah lunak. Struktur Gedung X tidak dapat mencapai performa “collapse prevention” dari metode performance point FEMA 356, dan struktur mengalami keruntuhan sebelum mencapai performance point yang telah ditentukan. Sedangkan kapasitas global dari struktur tidak dapat memenuhi/dibawah *demand spectrum* yang ditetapkan dengan metode ATC-40. Sehingga struktur diperkirakan akan mengalami keruntuhan dengan asumsi bahwa material beton, baja, dan bata serta gambar denah yang digunakan adalah benar. Yang tentunya ini akan berbahaya bagi orang yang bekerja/tinggal didalamnya, sehingga perlu dilakukannya usaha perkuatan struktur.
- Asumsi awal $R = 3,5$ dapat diasumsikan benar atau mendekati dari hasil pushover yang telah dilakukan pada pemodelan struktur dengan dinding bata.
- Pemodelan dengan memasukkan bata sebagai model strut compression menambah kekakuan global struktur sehingga periode utama struktur menjadi lebih kecil dan merubah secara signifikan pola getar dari Gedung X.
- Pada pengujian mikrotremor dengan sumber ambient noise didapatkan range frekuensi yang cukup besar antara 2.5 Hz sampai 4.2 Hz, yang terjadi dikarenakan eksitasi akibat beberapa moda getar yang berkumpul pada range tersebut. Dikarenakan tidak cukupnya energi yang dibutuhkan untuk menggetarkan moda-moda utama struktur sehingga hasil yang didapatkan sulit untuk diinterpretasikan. Dari hasil pengujian mikrotremor diasumsikan periode utama struktur Gedung X adalah 0.277 s.

- Didapatkan periode utama struktur dari pemodelan sebesar 0.717 s, sedangkan periode struktur yang didapatkan dari pengujian mikrotremor menghasilkan nilai yang jauh berbeda.

5.2. Saran

Adapun saran-saran yang dapat dilakukan untuk penelitian yang berikutnya:

- Mengingat status Gedung X sebagai cagar budaya peninggalan bersejarah, perlu dilakukan analisa lebih lanjut dan mendetail dalam hal properti material yang dipergunakan. Serta dilakukan analisa struktur secara keseluruhan dengan lantai basement agar dapat dilakukan perkuatan struktur apabila diperlukan, yang bertujuan akhir untuk keperluan melestarikan cagar budaya. Untuk mengetahui properti material secara lengkap dapat dilakukan percobaan seperti pengambilan inti beton (core sample) untuk mengetahui kapasitas beton aktual, pengujian material tulangan beton serta menentukan dimensi aktual dan juga pengambilan sampel batu bata.
- Untuk melakukan pengujian mikrotremor dengan sumber ambient noise, perlu dilakukan dengan alat yang lebih banyak sehingga dapat dilakukan pengujian secara simultan dan dapat mencari korelasi, yang pada tujuan akhirnya dapat mengetahui periode utama struktur secara lebih akurat.
- Perlunya dilakukan pengujian mikrotremor dengan sumber getar yang lebih kuat agar terjadi eksitasi yang lebih mudah untuk dideteksi.
- Perlunya diperbanyak penelitian tentang dinding bata yang dimodelkan dalam perhitungan struktur dikarenakan terjadinya perbedaan yang cukup signifikan, dalam hal ini untuk Gedung X, baik dalam pola getar maupun kekakuan global dan periode struktur.

DAFTAR PUSTAKA

- ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1997
- ACMC, 1999, *Asian Concrete Model Code, Level 1 & 2 Documents, Second Draft*. International Committee on Concrete Model Code : Japan, March, 1999
- Arijoeni, Essy, *Report for Confirmation of Candidature: Performance Characteristic of Cikarang (Indonesia) Clay Brick Masonry Wall Panels Under Lateral Loading*, 2001
- Chopra, Anil K., *Dynamics of Structures : Theory And Applications To Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 1995
- Demir, F. And Sivri, M., *Earthquake Response of Masonry Infilled Frames*, ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering, Ankara, Turkey, 2002
- Dewobroto, Wiryanto., *Evaluasi Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*, 2005
- FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, US, 2000
- Habibullah, A. And Pyle, S., *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*, Structure Magazine, winter, 1998
- Lumantarna, Benjamin, *Perkembangan Peraturan Pembebanan Dan Perencanaan Bangunan Tahan Gempa*.
- Pauley, T. And Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc, 1992
- Pranata, Yosafat Aji, *Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Pushover Analysis*, Jurnal Teknik Sipil, Vol 3., No.1, 2006
- SAP2000, *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 2002

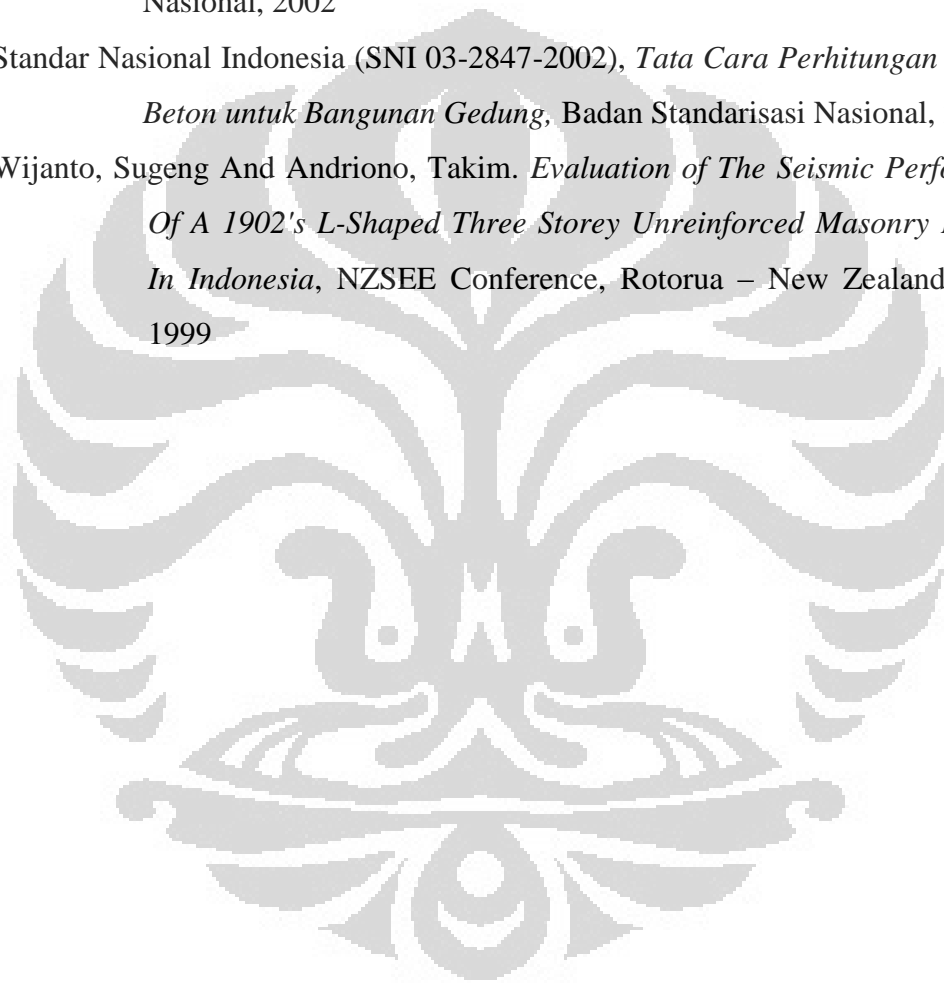
Sejarah Gedung X, bangunan fisik serta gaya arsitektur,
<<http://www.1ponticom.biz/Indonesia/Jakarta/Touristattraction/mbm/mbm.htm>>

Sejarah Gedung X, wikipedia, <
http://id.wikipedia.org/wiki/Gedung_Bank_X>

Standar Nasional Indonesia (SNI 03-1726-2002), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, 2002

Standar Nasional Indonesia (SNI 03-2847-2002), *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, 2002

Wijanto, Sugeng And Andriono, Takim. *Evaluation of The Seismic Performance Of A 1902's L-Shaped Three Storey Unreinforced Masonry Building In Indonesia*, NZSEE Conference, Rotorua – New Zealand, March 1999



LAMPIRAN A

A.1 Data Kolom

Kolom	Dimensi	Tulangan	Kolom	Dimensi	Tulangan	Kolom	Dimensi	Tulangan
K-01-D'	28X25	4Ø16	K-02-P	40X25	6Ø16	K-06-C	57X57	8Ø22
K-01-E	28X25	4Ø16	K-02-Q	40X40	8Ø16	K-06-C'	62X62	12Ø25
K-01-H	28X25	4Ø16	K-02-S'	40X40	8Ø16	K-06-D	62X62	8Ø22
K-01-J	28X25	4Ø16	K-04-A	62X62	10Ø19	K-06-D'	64X64	12Ø28
K-01-P'	25X25	4Ø16	K-04-C	57X57	10Ø19	K-06-E	64X64	12Ø25
K-01-Q	28X25	4Ø16	K-04-C'	60X60	10Ø19	K-06-F	64X64	12Ø25
K-02-A	25X25	4Ø16	K-04-D'	57X57	10Ø19	K-06-G	62X62	12Ø25
K-02-B	40X25	6Ø16	K-04-D	60X60	10Ø19	K-06-H	64X64	12Ø25
K-02-C'	40X25	6Ø16	K-04-G	60X60	10Ø19	K-06-J	64X64	12Ø28
K-02-C	40X25	6Ø16	K-04-H	57X57	10Ø19	K-06-K	62X62	8Ø25
K-02-D	40X25	6Ø16	K-04-J	57X57	12Ø19	K-06-L	64X64	8Ø25
K-02-D'	40X40	8Ø16	K-04-K	60X60	10Ø19	K-06-P	62X62	8Ø25
K-02-E	40X40	8Ø16	K-04-L	57X57	10Ø19	K-06-Q	64X64	12Ø25
K-02-F	40X40	8Ø16	K-04-P	60X60	10Ø19	K-06-S'	64X64	12Ø25
K-02-G	40X25	6Ø16	K-04-Q	57X57	12Ø19	K-06-Z	25X40	6Ø19
K-02-H	40X40	8Ø16	K-04-S'	57X57	12Ø19			
K-02-J	40X40	8Ø16	K-04-Z	40X25	6Ø19			
K-02-K	40X25	6Ø16	K-06-A	55X55	8Ø22			
K-02-L	40X40	8Ø16	K-06-B	62X62	8Ø25			

A.2 Data Balok

Balok	Dimensi (Cm)	Tulangan	Balok	Dimensi (Cm)	Tulangan
B-01-2	28X42	5Ø25	B-04-15	40X60	4Ø28+2Ø30
B-02-1	25X40	5Ø22	B-04-3	40X60	3Ø25+2Ø22
B-02-11	25X50	2Ø25+2Ø22	B-04-38	25X25	5Ø14
B-02-12	25X50	2Ø16+2Ø19	B-04-4	40X60	3Ø19+2Ø22
B-02-15	25X45	6Ø25	B-04-5	40X60	3Ø22+2Ø25
B-02-16	25X50	5Ø19	B-04-7	40X60	3Ø22+2Ø19
B-02-18	25X50	5Ø22	B-05-1	40X30	6Ø16
B-02-7	25X50	4Ø22	B-05-2	40X30	4Ø22
B-02-8	25X50	2Ø19+2Ø16	B-05-3	40X30	8Ø12
B-03-10	40X40	5Ø16	B-05-4	30X25	4Ø14
B-03-11	40X40	6Ø16	B-05-5	40X25	6Ø12
B-03-12	40X40	4Ø25+1Ø22	B-05-7	25X30	6Ø16
B-03-14	40X40	6Ø22	B-06-16	40X60	6Ø30
B-03-15	40X40	5Ø22	B-06-21	40X125	4Ø19+6Ø16
B-03-16	40X40	4Ø22	B-06-22	40X60	6Ø32

B-03-18	40X40	3Ø22+2Ø19	B-06-24	40X33	4Ø25+1Ø22
B-03-19	40X40	5Ø16	B-06-25	40X33	4Ø25+1Ø22
B-03-20	40X40	5Ø19	B-06-4	40X60	3Ø22+2Ø19
B-03-22	40X40	5Ø19	B-06-6	40X60	4Ø22
B-03-9	40X40	6Ø16	B-06-7	40X60	2Ø22+3Ø19
B-04-11	40X60	6Ø30	B-06-9	40X60	4Ø22
B-04-13	40X40	6Ø25	B-07-1	40X30	4Ø22
B-04-14	40X40	4Ø25+2Ø22	B-07-2	40X30	8Ø12

A.3 Data Pelat Lantai

Nama Pelat	Tebal (mm)	Nama Pelat	Tebal (mm)	Nama Pelat	Tebal (mm)
01-a	130	03-l	100	06-d	200
01-b	100	03-m	100	06-e	180
01-c	110	03-n	200	06-f	150
01-d	90	03-o	150	06-g	240
01-f	80	04-a	150	06-h	150
01-g	160	04-b	110	06-i	100
01-h	800	04-c	160	06-k	120
02-a	90	04-d	180	06-l	130
02-f	200	04-e	210	06-n	90
02-g	200	04-f	100	06-o	70
03-a	110	04-g	150	06-p	150
03-b	110	04-h	150	06-r	400
03-c	110	04-i	400	07-a	90
03-d	110	05-a	90	07-b	70
03-e	120	05-b	70	07-c	100
03-f	120	05-c	80	07-d	100
03-g	140	05-d	100	07-e	70
03-h	80	06-a	130		
03-i	200	06-b	100		
03-k	110	06-c	140		

A.4 Tabel Data Bata

Nama	tinggi (mm)	tinggi a (mm)	Rc (KN)
BA-01-F-3m	15	679.56	331.29
BA-01-F-6m	15	353.53	172.34
BA-02-P1.8-3m	15	417.38	203.47
BA-02-P1.8-6m	15	792.91	386.54
BA-03-F-3m	15	669.84	326.55
BA-03-F-6m	15	416.78	203.18
BA-04-P1-3m	15	579.94	282.72
BA-04-P1-6m	15	1196.34	583.22

BA-04-P2-3m	15	556.20	271.15
BA-04-P2-6m	15	1116.64	544.36
BA-05-Fd-3m	15	567.72	276.76
BA-05-Fd-6mP	15	814.87	397.25
BA-05-Fd-6mT	15	798.58	389.31
BA-05-FL-3m	15	815.13	397.38
BA-05-FL-6m	15	579.49	282.50
BA-05-K-3m	15	470.47	229.35
BA-05-K-6m	15	970.53	473.13
BA-05-P1-3m	15	972.21	473.95
BA-05-P1-6m	15	524.33	255.61
BA-05-P1-7.5m	15	1415.40	690.01
BA-05-P2.3-3m	15	510.97	249.10
BA-05-P2.3-6m	15	947.43	461.87
BA-07-Fd-3m	15	847.90	413.35
BA-07-Fd-6m	15	599.34	292.18
BA-07-FL-3m	15	838.46	408.75
BA-07-FL-6m	15	607.00	295.91

Nama	tinggi a (mm)	tinggi b (mm)	Rc (KN)
(-A) BA-01-F-3m	15	679.56	331.29
(-B) BA-01-F-6m	15	353.53	172.34
(-C) BA-02-P1.8-3m	15	417.38	203.47
(-D) BA-02-P1.8-6m	15	792.91	386.54
(-E) BA-03-F-3m	15	669.84	326.55
(-F) BA-03-F-6m	15	416.78	203.18
(-G) BA-04-P1-3m	15	579.94	282.72
(-H) BA-04-P1-6m	15	1196.34	583.22
(-I) BA-04-P2-3m	15	556.20	271.15
(-J) BA-04-P2-6m	15	1116.64	544.36
(-K) BA-05-Fd-3m	15	567.72	276.76
(-L) BA-05-Fd-6mP	15	814.87	397.25
(-M) BA-05-Fd-6mT	15	798.58	389.31
(-N) BA-05-FL-3m	15	815.13	397.38
(-O) BA-05-FL-6m	15	579.49	282.50
(-P) BA-05-K-3m	15	470.47	229.35
(-Q) BA-05-K-6m	15	970.53	473.13
(-R) BA-05-P1-3m	15	972.21	473.95
(-S) BA-05-P1-6m	15	524.33	255.61

(-T) BA-05-P1-7.5m	15	1415.40	690.01
(-U) BA-05-P2.3-3m	15	510.97	249.10
(-V) BA-05-P2.3-6m	15	947.43	461.87
(-W) BA-07-Fd-3m	15	847.90	413.35
(-X) BA-07-Fd-6m	15	599.34	292.18
(-Y) BA-07-FL-3m	15	838.46	408.75
(-Z) BA-07-FL-6m	15	607.00	295.91

A.5 Elevasi Gambar

Elevasi 0 m ada pada lantai basement (blad09).

Gambar	Elevasi (m)
blad08	4
blad07	8.9
blad06	9.9
blad05	14.6
blad04	15.6
blad03	19.05
blad02	20.05
blad01	22.05

LAMPIRAN B

Analisa Respon Spektrum dilakukan dengan parameter berikut ini :

- R = 3,5 (Asumsi)
- I = 1
- Respon spektrum Tanah lunak Zona 3 (SNI-1726-2002)
- Mass source → From loads
 - Dead 1
 - Live 0.3
- Kombinasi beban yg dipergunakan :

Combination	Dead	Live	EQX	EQY
Comb1	1.4	-	-	-
Comb2	1.2	1.6	-	-
Comb3	1.2	1	1	0.3
Comb4	1.2	1	0.3	1
Comb5	0.9	-	1	0.3
Comb6	0.9	-	0.3	1

B1. Analisa Respon Spektrum Gedung Tanpa Dinding Bata

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
DEAD	LinStatic	0.000000817	-1.924E-07	34334.882
LIVE	LinStatic	0.000000257	-9.234E-08	9974.467
EQX	LinRespSpec	6290.773	1112.538	9.445
EQY	LinRespSpec	1112.444	5406.162	6.58

Pengecekan Gaya Geser Dasar

Berat Total Struktur

DEAD = 34334.882 kN

LIVE = 9974.467 kN

$W_t = 1 * DEAD + 0.3 * LIVE$
 $= 37327.2221 \text{ kN}$

$V_{st} = C * I * W_t / R$

Dimana : I = 1 ; R = 3.5 ; dan C = 0.75

Didapatkan $V_{st} = 7998.69045 \text{ kN}$

$$0,8 V_{st} = 6398.95236 \text{ kN}$$

Sedangkan hasil respon spektra dari SAP2000 :

$$\begin{aligned} \text{Eq X} &= 6290.773 \text{ kN} < 0,8 V_{st} \rightarrow \text{Skala} &= 1.0172 \\ \text{Eq Y} &= 5406.162 \text{ kN} < 0,8 V_{st} \rightarrow \text{Skala} &= 1.18364 \end{aligned}$$

B2. Analisa Respon Spektrum Gedung Dengan Dinding Bata

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
DEAD	LinStatic	0.000001082	-3.299E-07	37263.739
LIVE	LinStatic	3.226E-07	-9.867E-08	9974.467
EQX	LinRespSpec	7273.329	522.86	8.425
EQY	LinRespSpec	522.937	7570.815	10.242

Pengecekan Gaya Geser Dasar

Berat Total Struktur

$$\begin{aligned} \text{DEAD} &= 37263.739 \text{ kN} \\ \text{LIVE} &= 9974.467 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_t &= 1 * \text{DEAD} + 0.3 * \text{LIVE} \\ &= 40256.0791 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{st} = C * I * W_t / R$$

Dimana : $I = 1$; $R = 3.5$; dan $C = 0.75$

$$\begin{aligned} \text{Didapatkan } V_{st} &= 8626.30 \text{ kN} \\ 0,8 V_{st} &= 6901.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sedangkan hasil respon spektra dari SAP2000 :

$$\begin{aligned} \text{Eq X} &= 7273.329 \text{ kN} \geq 0,8 V_{st} \rightarrow \text{OK!} \\ \text{Eq Y} &= 7570.815 \text{ kN} \geq 0,8 V_{st} \rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Untuk penyetaraan dengan model tanpa bata, maka perlu diskalakan:

$$\begin{aligned} \text{Eq X} &= 0.9488148 \\ \text{Eq Y} &= 0.9115323 \end{aligned}$$

LAMPIRAN C

Target Displacement metode koefisien perpindahan (FEMA 356)

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

Arah X

Co =	1.25	4 lantai	R=	3.5
C1 =	1.532972	Te<Ts		
C2 =	1.5	Collapse Prevention		
C3 =	1			
Sa =	0.75			
Te =	0.572685			
g =	9.81			
Ts=	1			

$\delta t =$	0.175686	m
150% $\delta t =$	0.263529	m

Arah Y

Co =	1.25	4 lantai	R=	3.5
C1 =	1.298089	Te<Ts		
C2 =	1.5	Collapse Prevention		
C3 =	1			
Sa =	0.75			
Te =	0.705555			
g =	9.81			
Ts=	1			

$\delta t =$	0.225807	m
150% $\delta t =$	0.338711	m

LAMPIRAN D

Hasil UPV test

No	Structure	Path Length (cm)	Time (μ sec)	Velocity (m/sec)	Equiv. Cube Compr. Strength (kg/cm^2)	Average Strength (kg/cm^2)
1	It3 kolom tangga	33.0	118.2	2,792	189.8	191.3
		33.0	119.5	2,762	187.7	
		33.0	113.2	2,915	198.6	
		33.0	119.7	2,757	187.4	
		33.0	116.5	2,833	192.7	
2	It3 kolom tangga, sekitar 50cm diatas lokasi 1	33.0	228.0	1,447	115.7	113.3
		33.0	230.1	1,434	115.1	
		33.0	279.9	1,179	104.8	
		33.0	228.2	1,446	115.6	
		33.0	230.2	1,434	115.1	
3	It3 kolom semidirect	28.3	91.8	3,081	211.2	202.6
		28.3	98.8	2,863	194.8	
		28.3	94.5	2,993	204.4	
		28.3	95.5	2,962	202.1	
		28.3	96.2	2,940	200.5	
4	It3 kolom semidirect sekitar 50cm diatas lokasi 3	28.3	99.0	2,857	194.4	188.3
		28.3	101.0	2,800	190.4	
		28.3	105.0	2,694	183.1	
		28.3	105.0	2,694	183.1	
		28.3	101.0	2,800	190.4	
5	It2 kolom tangga, acian lebih tebal, berongga	32.0	391.0	818	91.7	94.2
		32.0	385.0	831	92.2	
		32.0	340.0	941	96.0	
		32.0	336.0	952	96.4	
		32.0	355.0	901	94.6	

Rata - rata kelima sampel = 173.8 kg/cm^2

Bila dikonversikan ke kuat tekan silinder ~ 14.4 Mpa

Penulis memutuskan untuk menggunakan 15 Mpa sebagai material beton dalam pemodelan


Lampiran E

Denah Kolom

Denah Balok

Denah Pelat

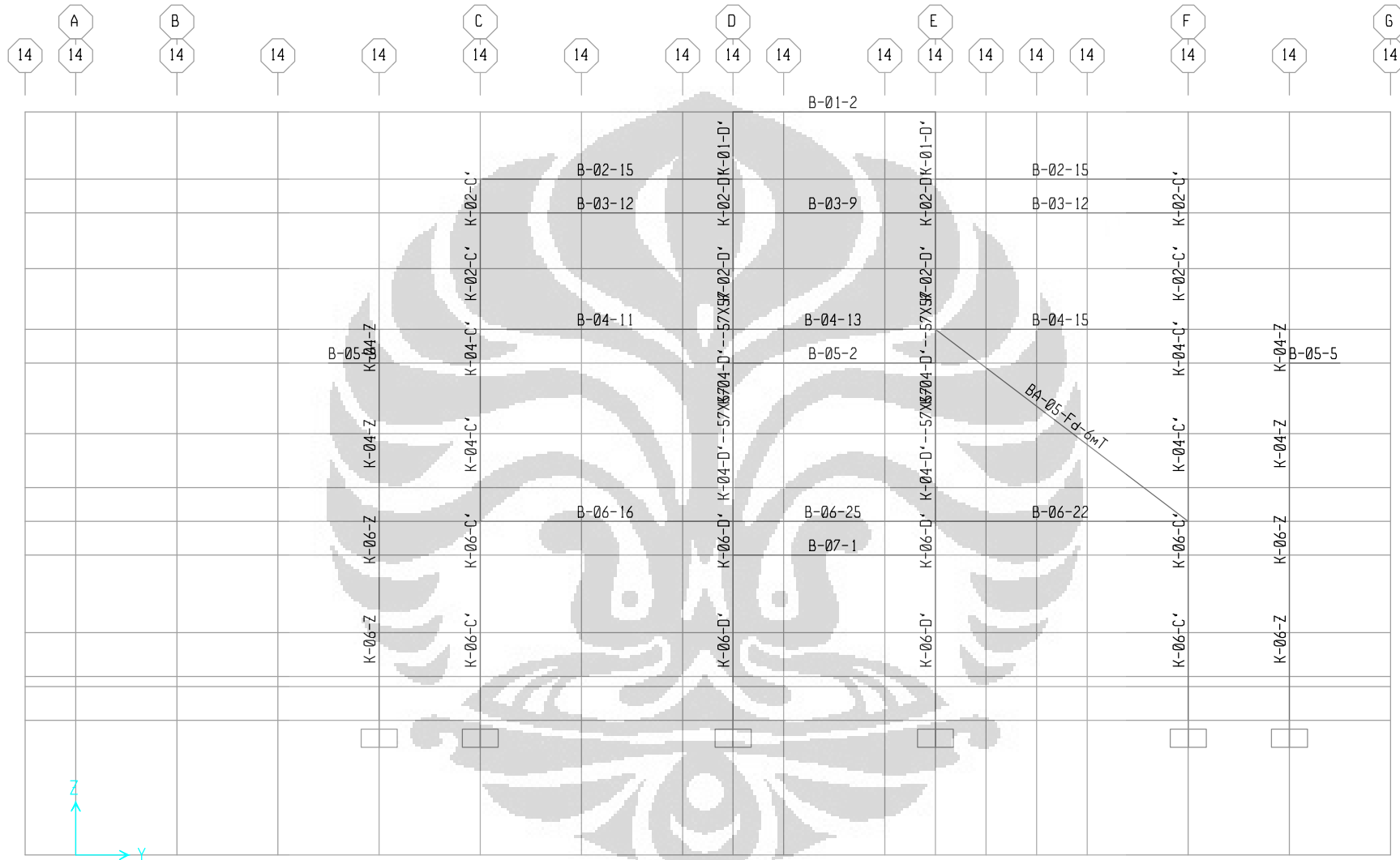
Denah Strut Bata

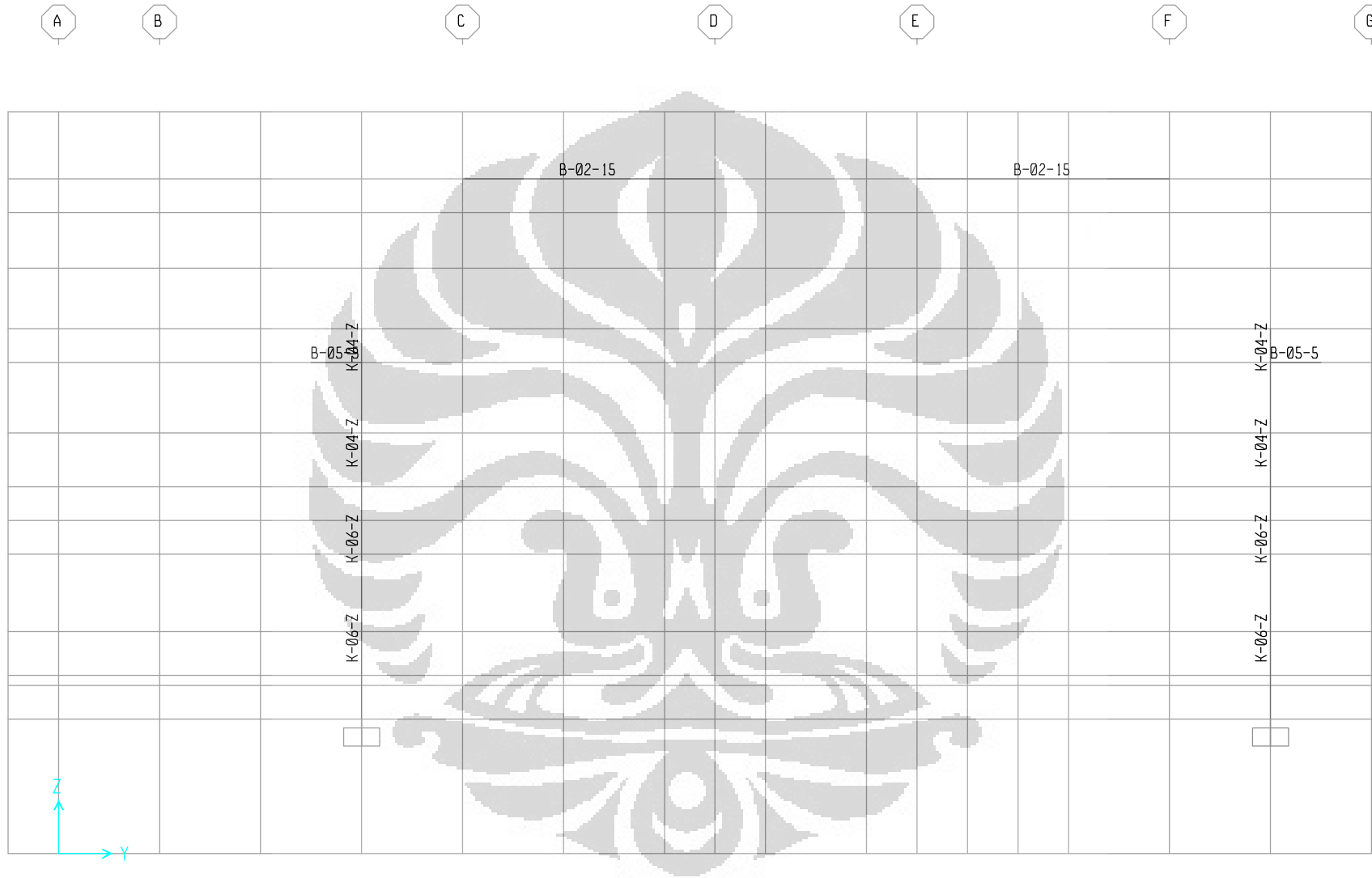


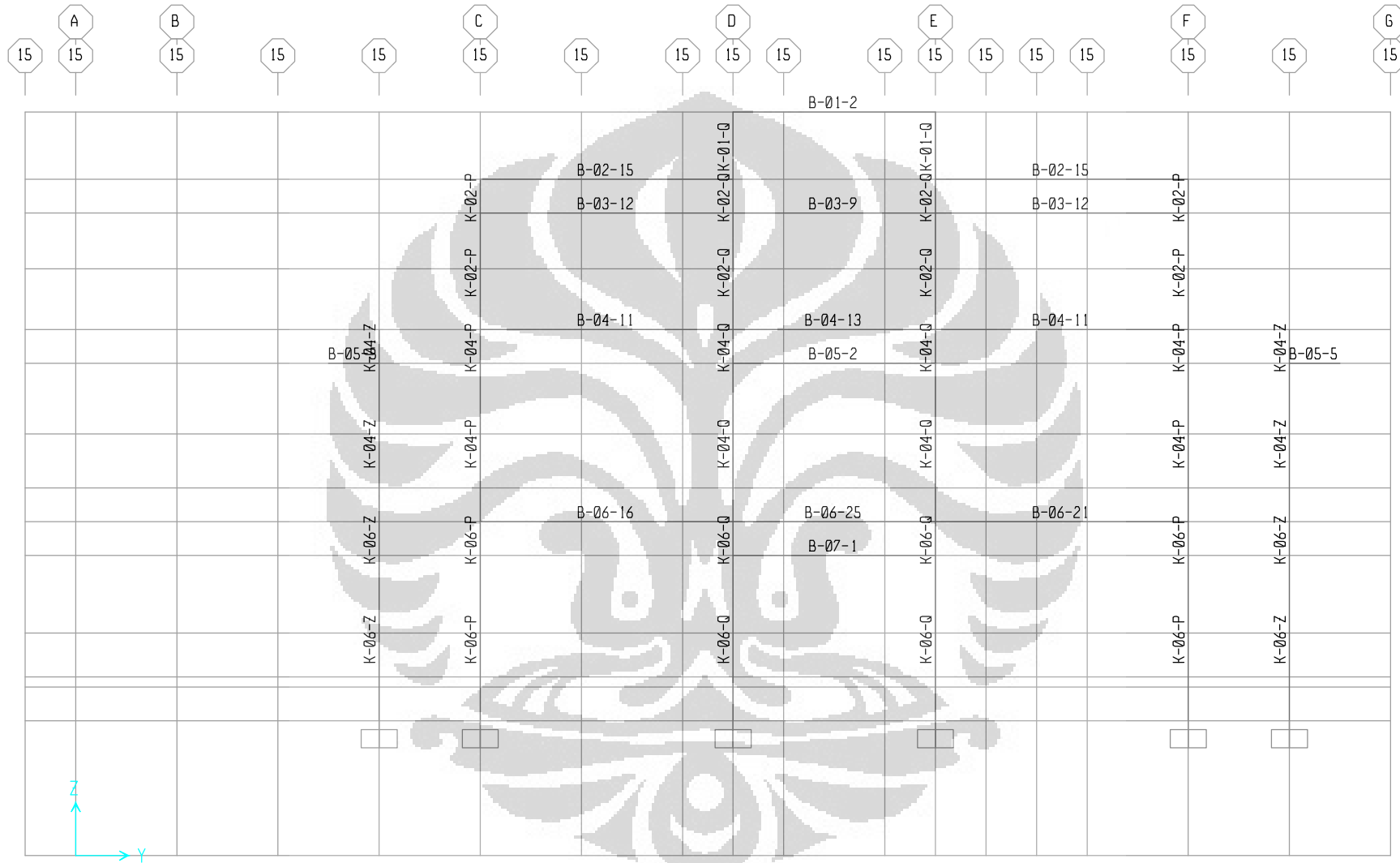
Denah Kolom & Deep Beam & Strut Bata

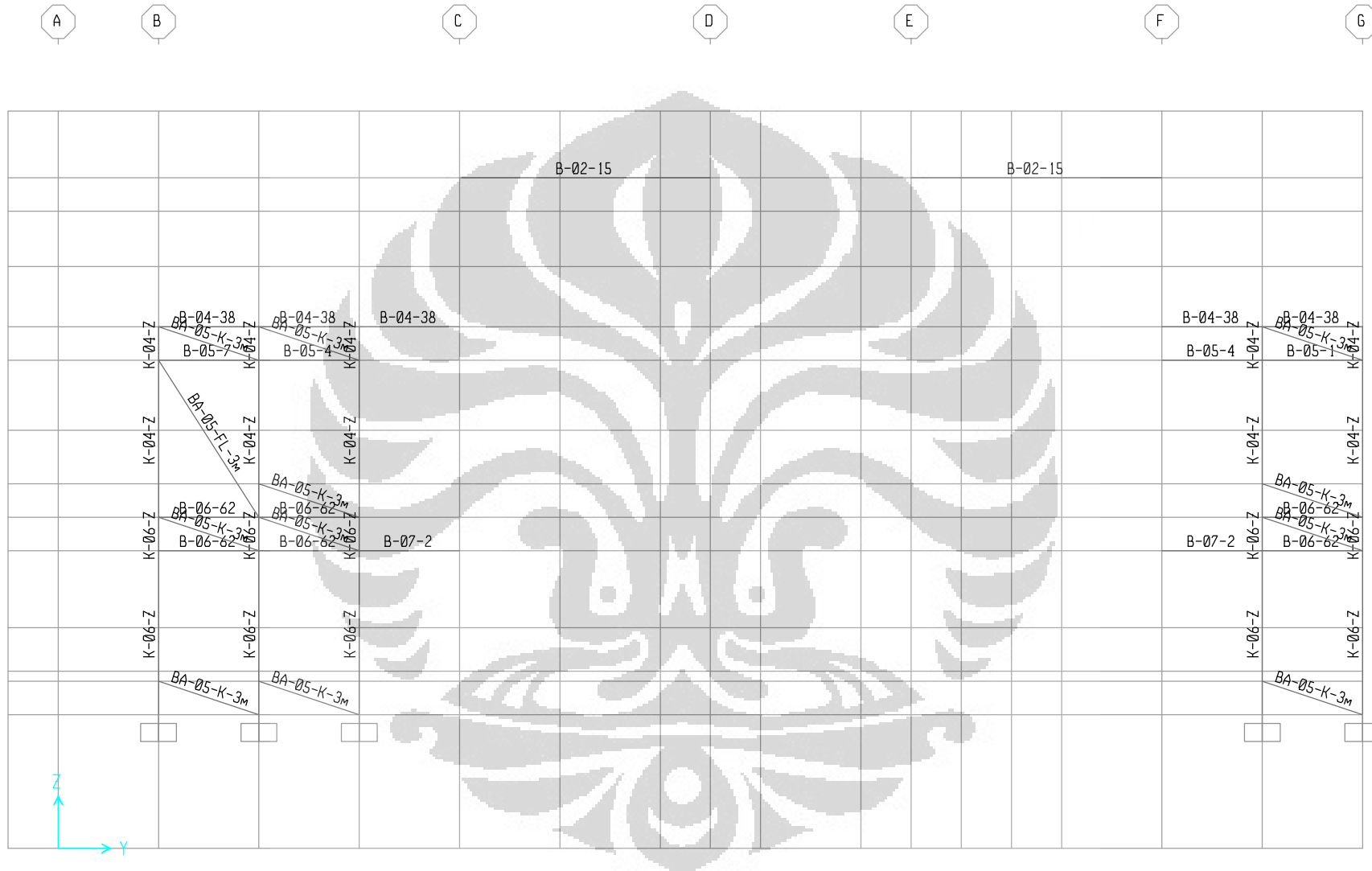
***Note:**

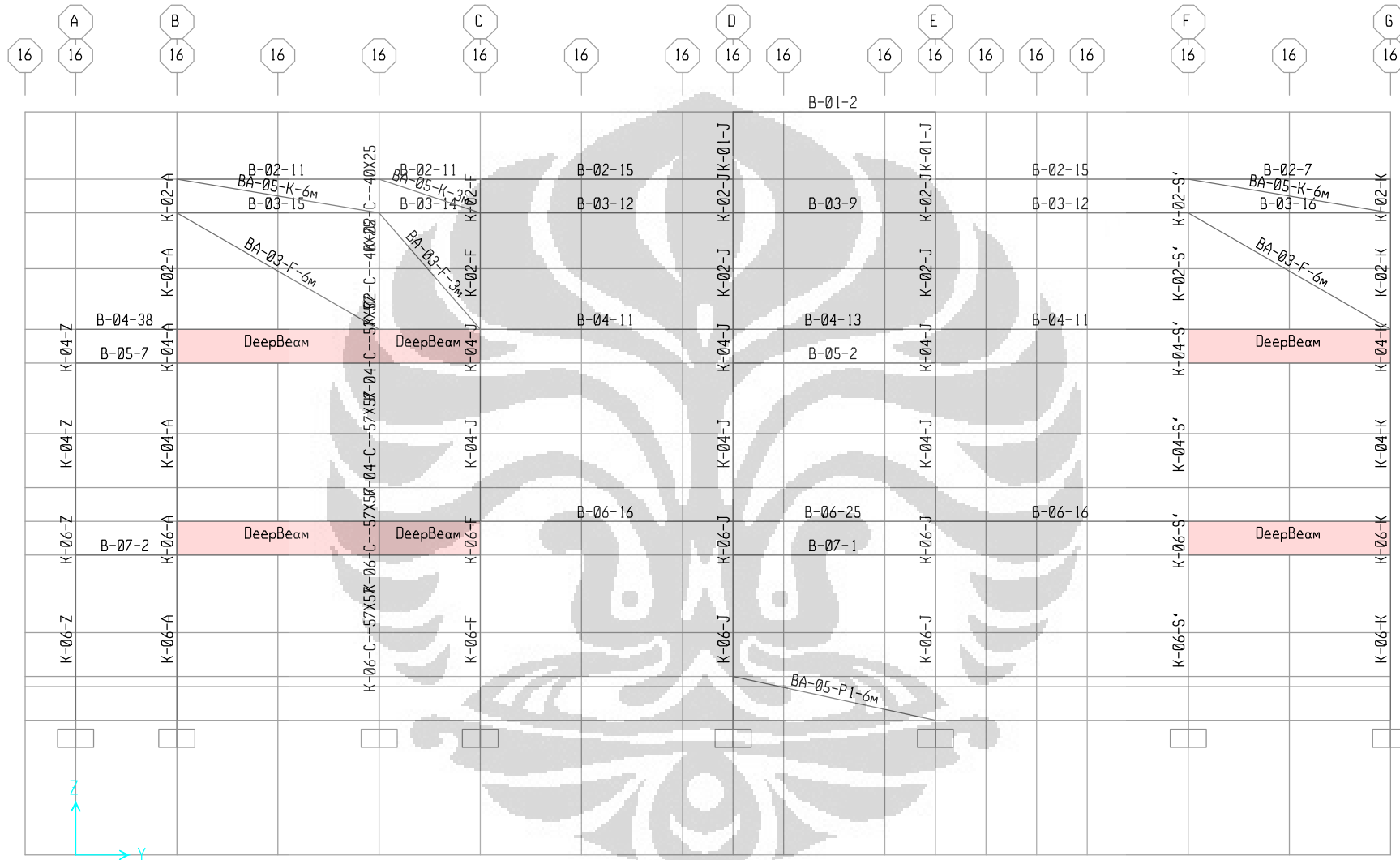
Untuk mempermudah penampilan gambar denah, maka penulis menghapus salah satu dari strut bata. Dikarenakan semua dinding bata mempunyai pasangannya yang simetris, maka salah satunya dihilangkan agar tidak saling menimpa pada label sectionnya. Sehingga semua strut miring yang ada di denah ini sebenarnya mempunyai satu pasang strut dengan properti yang sama hanya saling bersilangan.

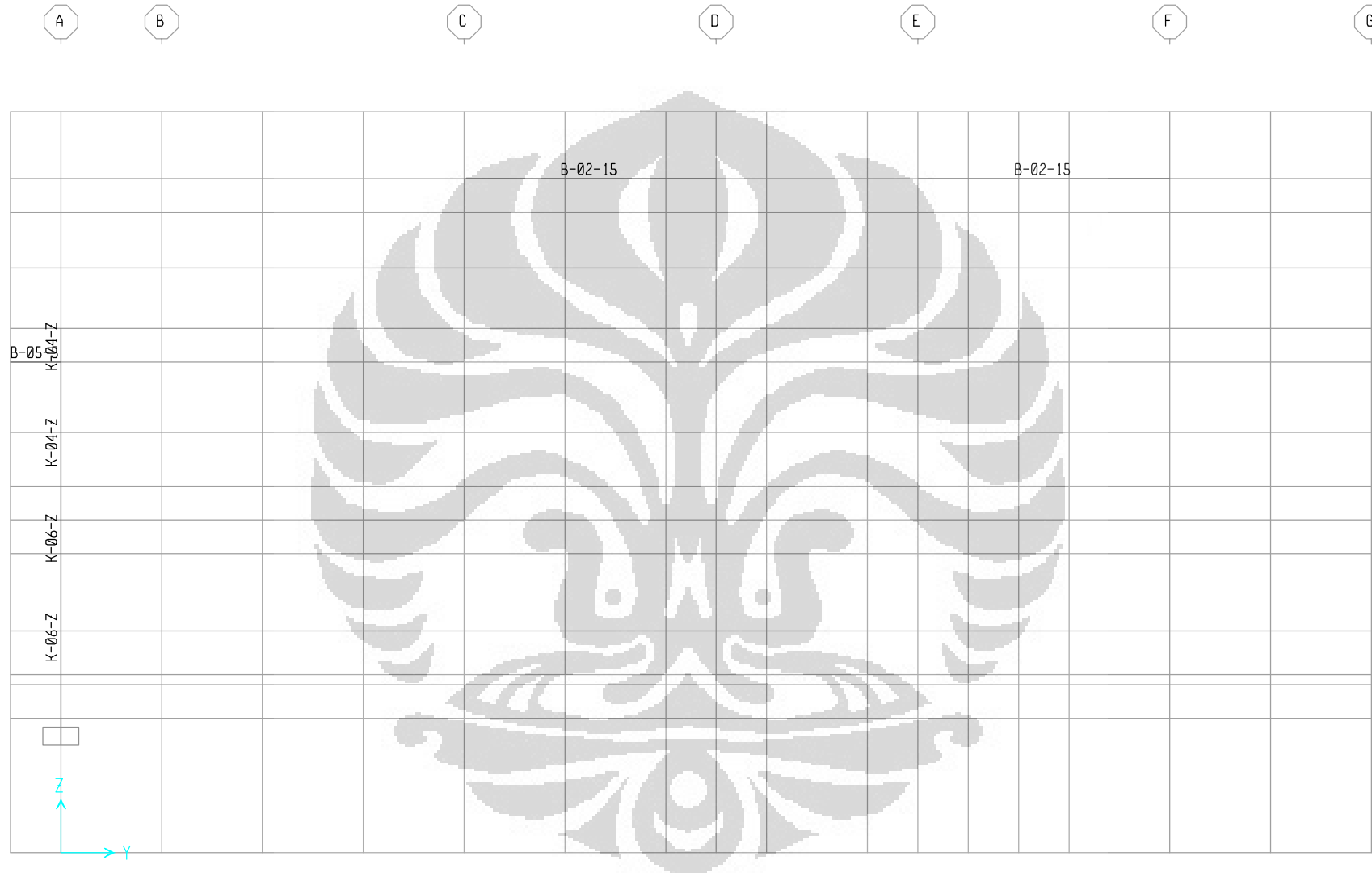


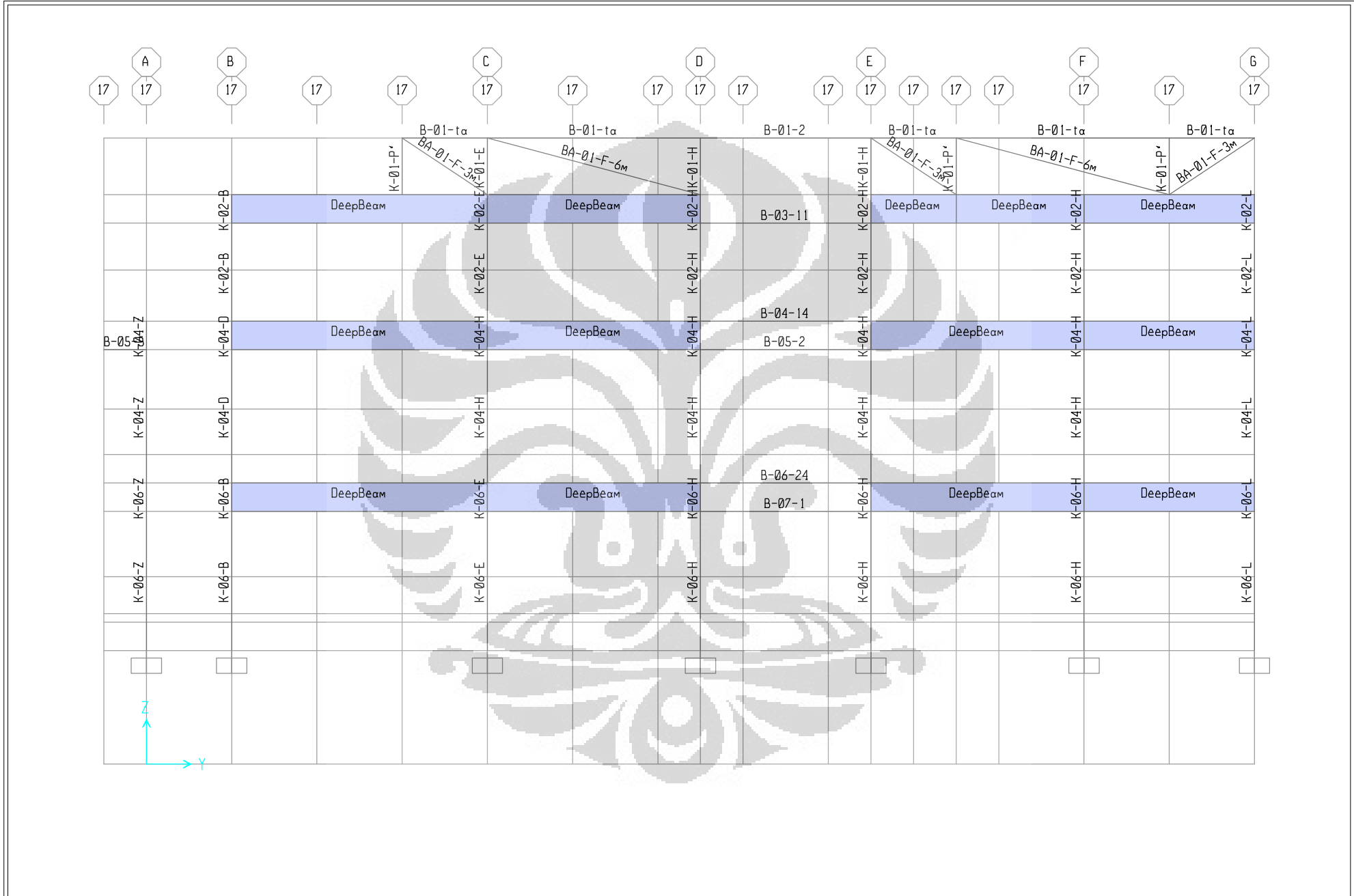


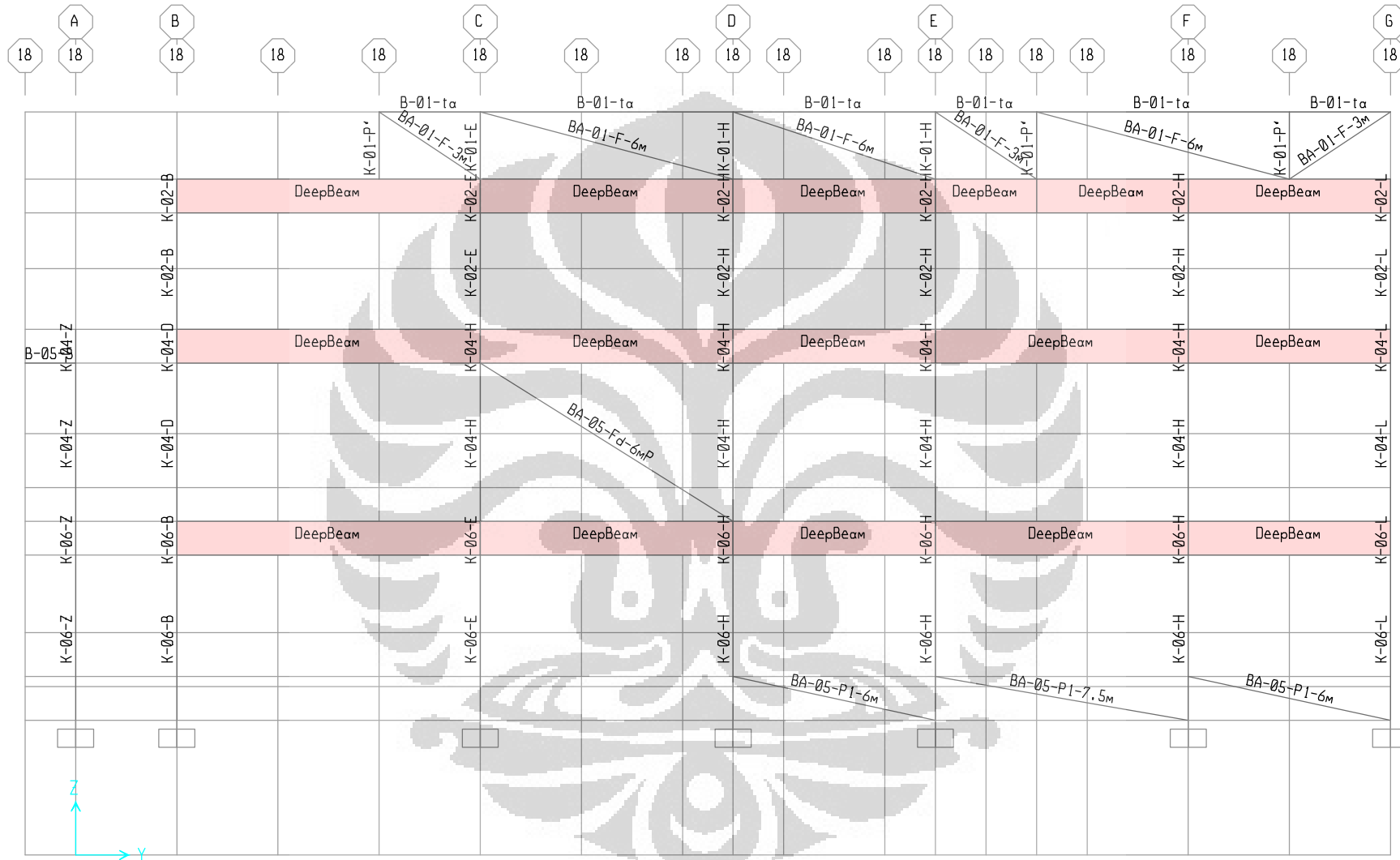


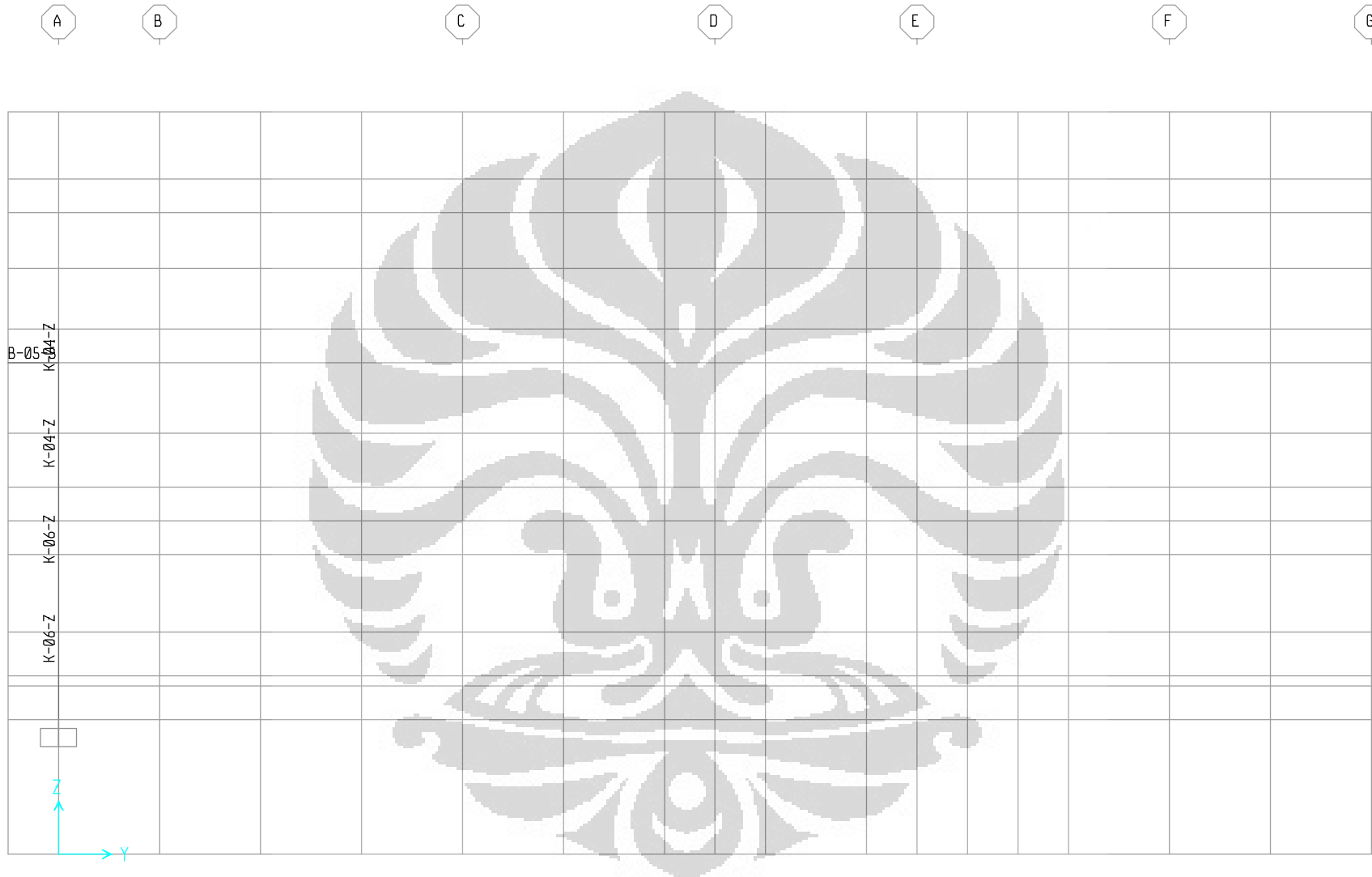


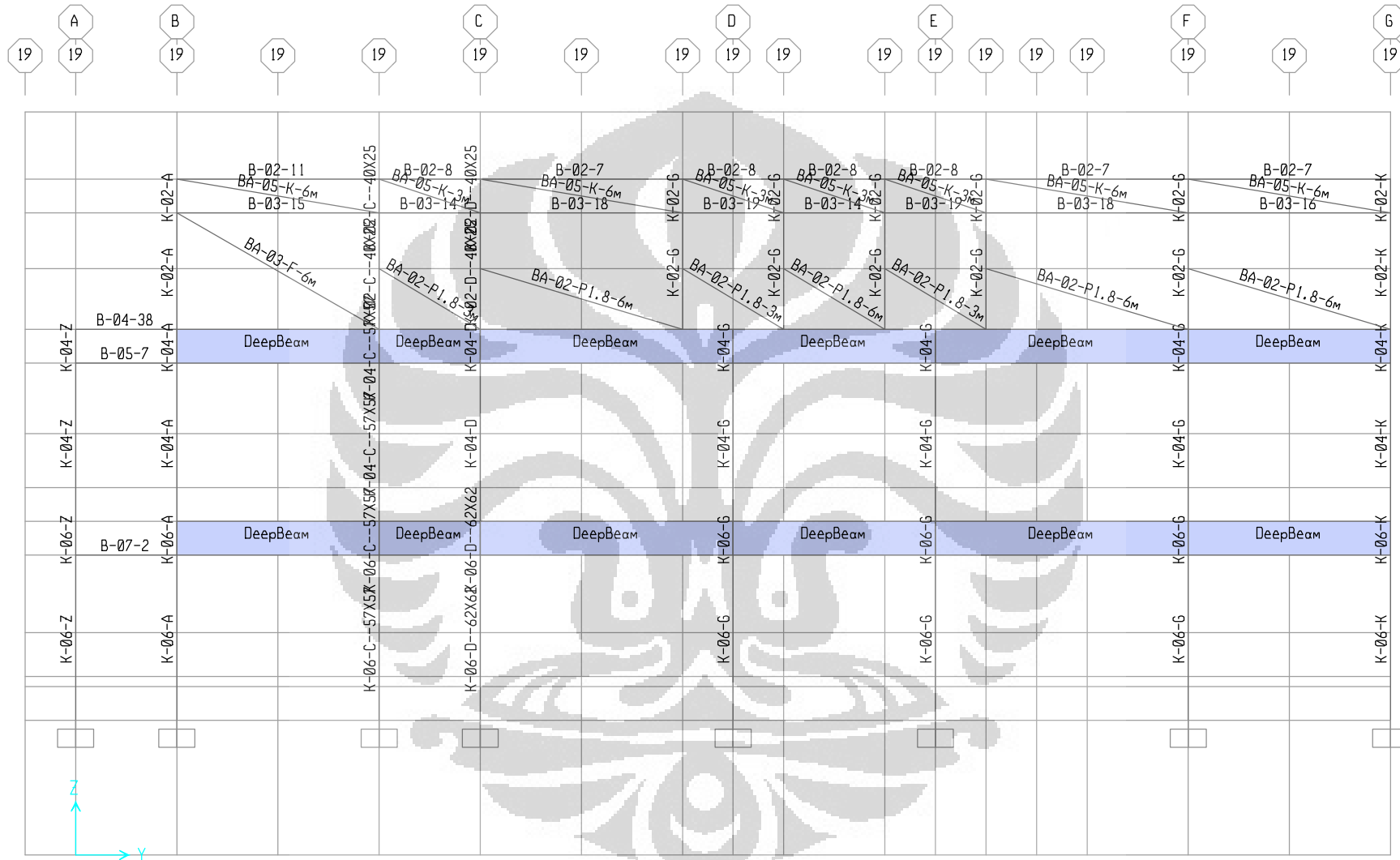


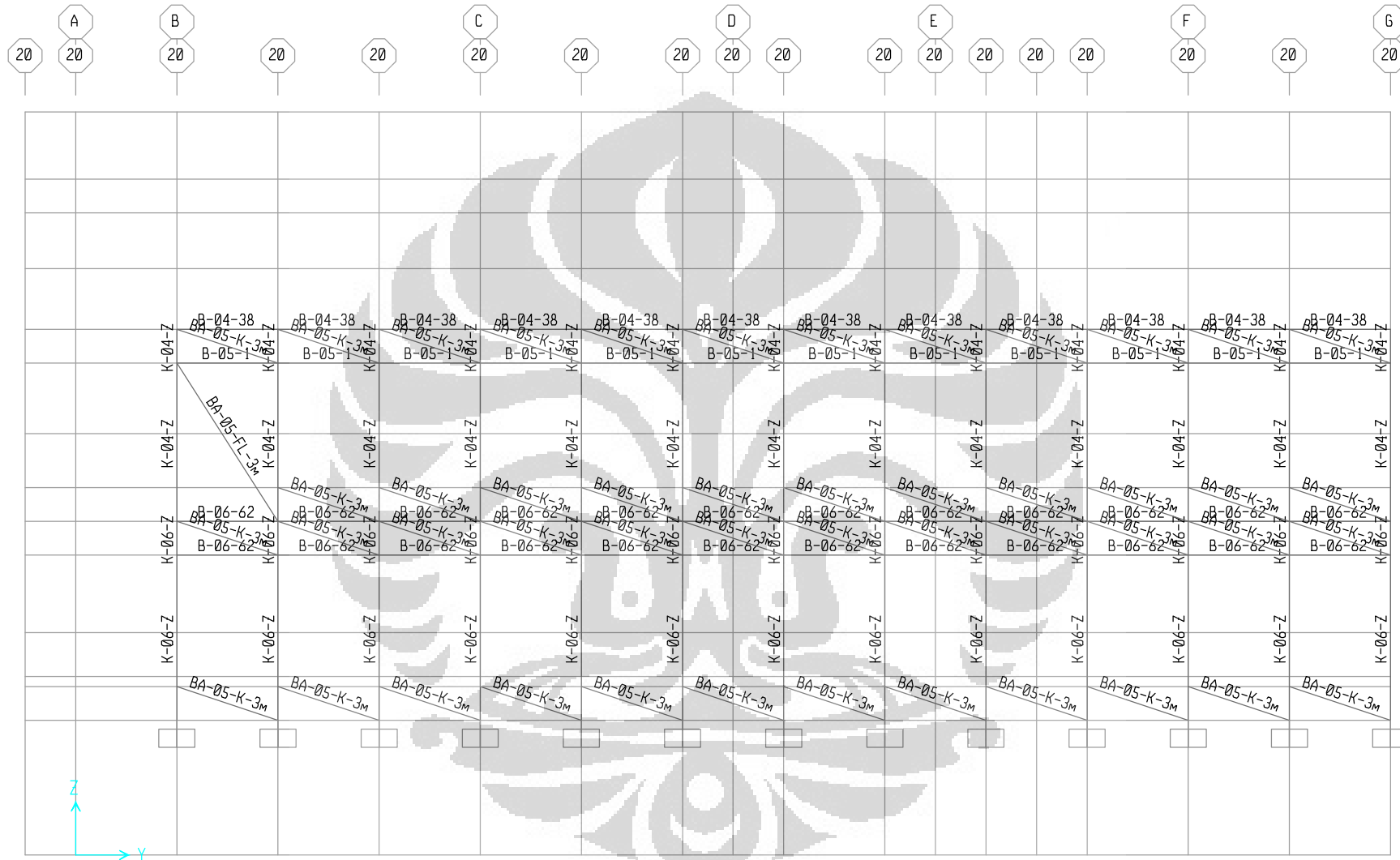


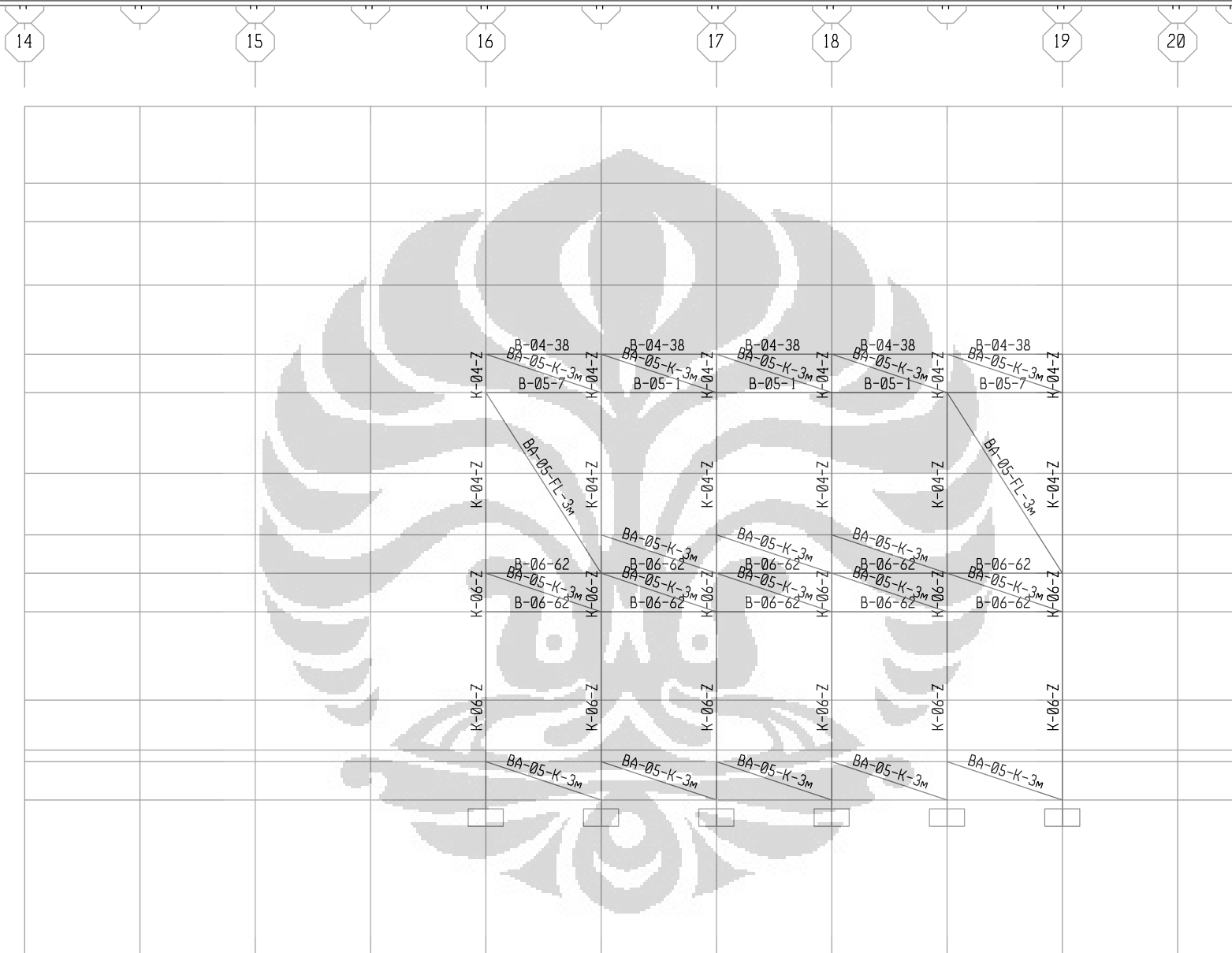


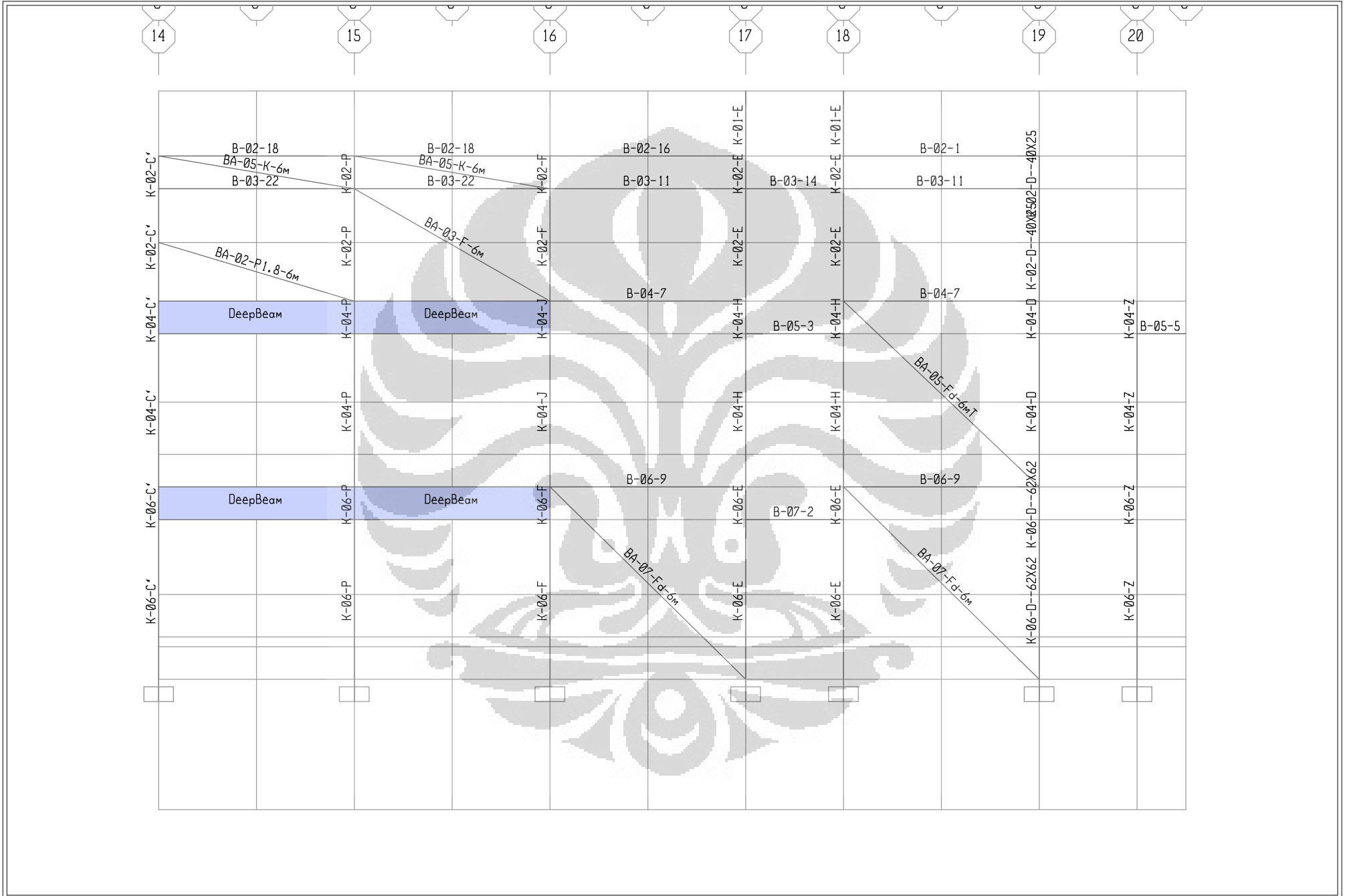


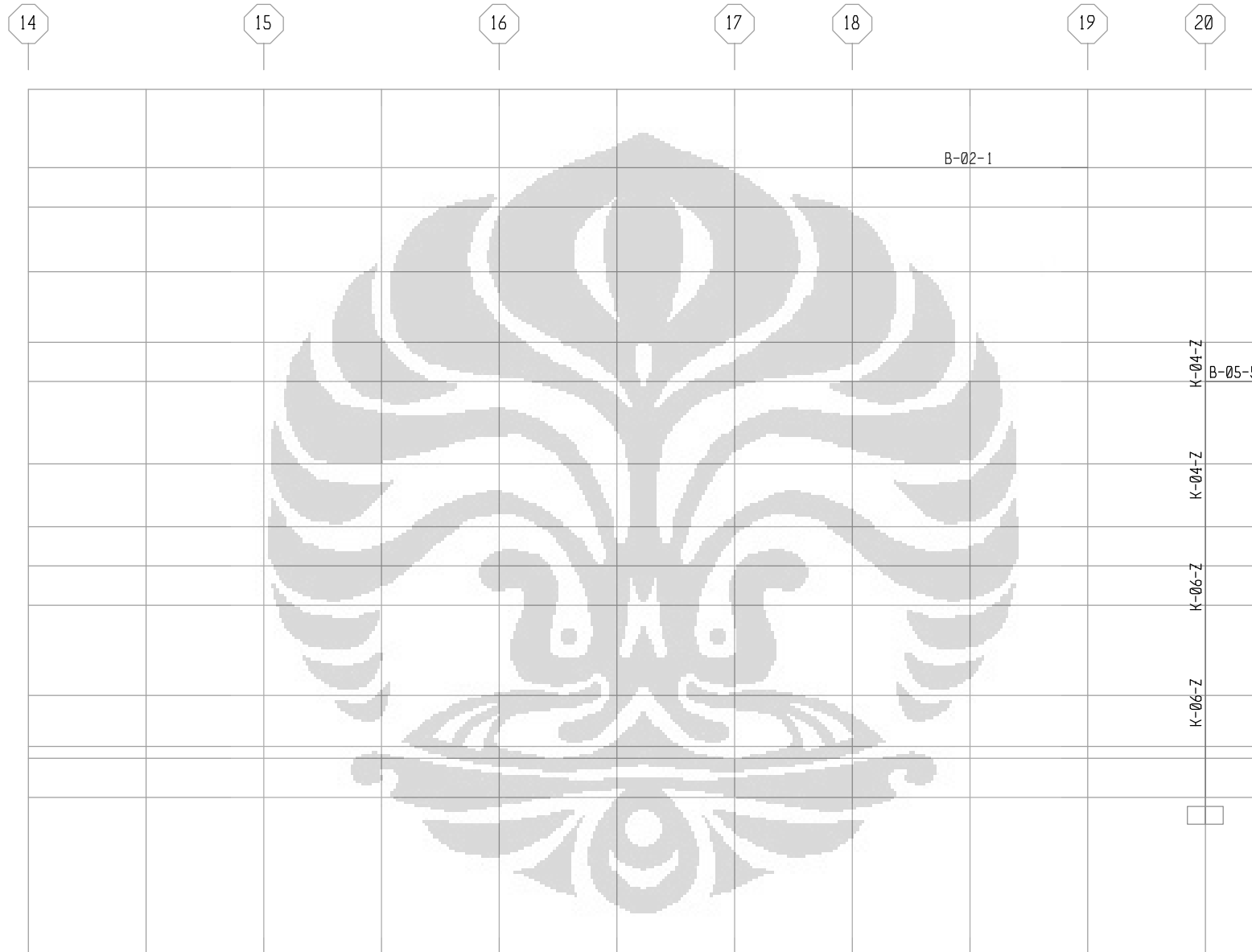


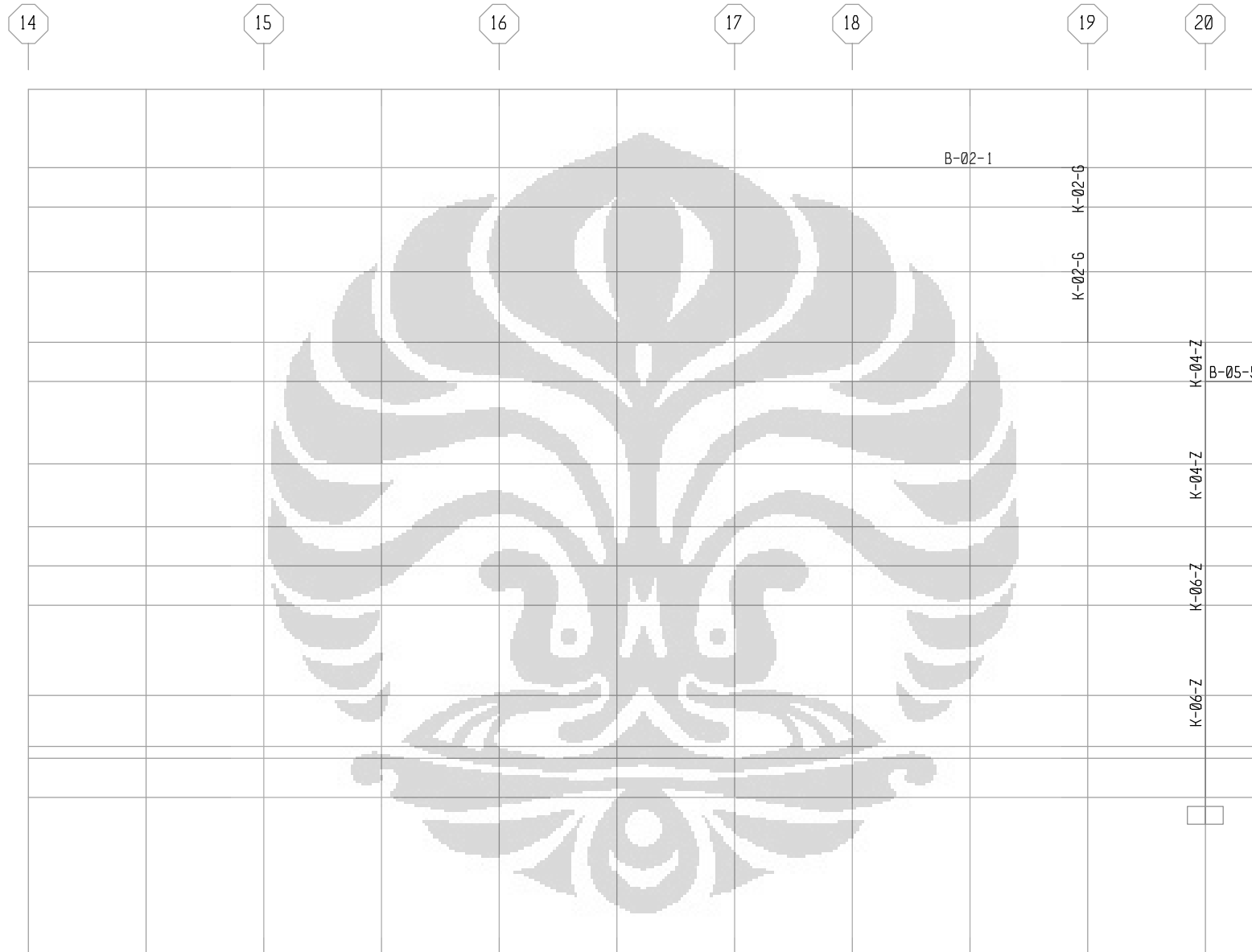


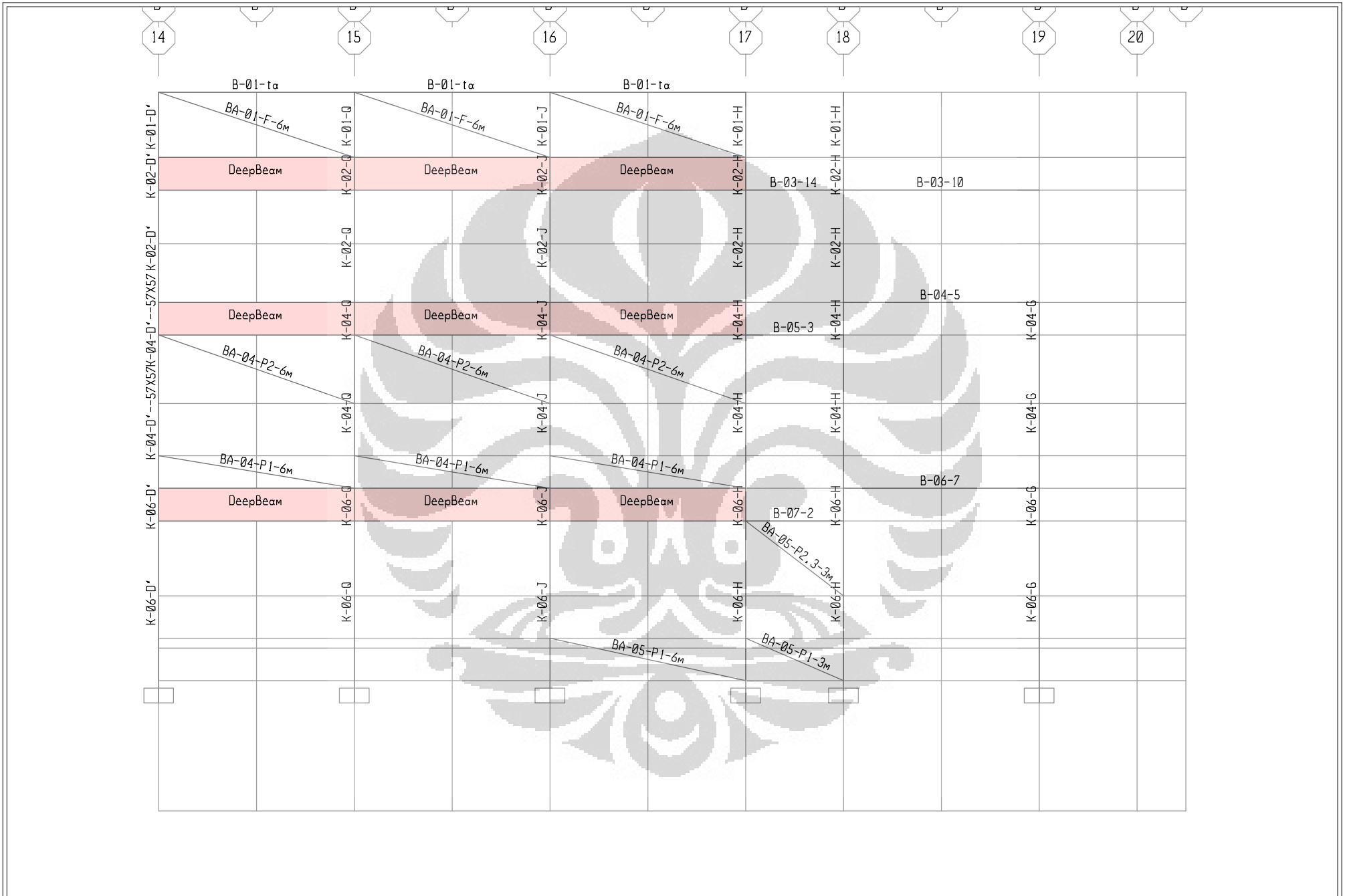


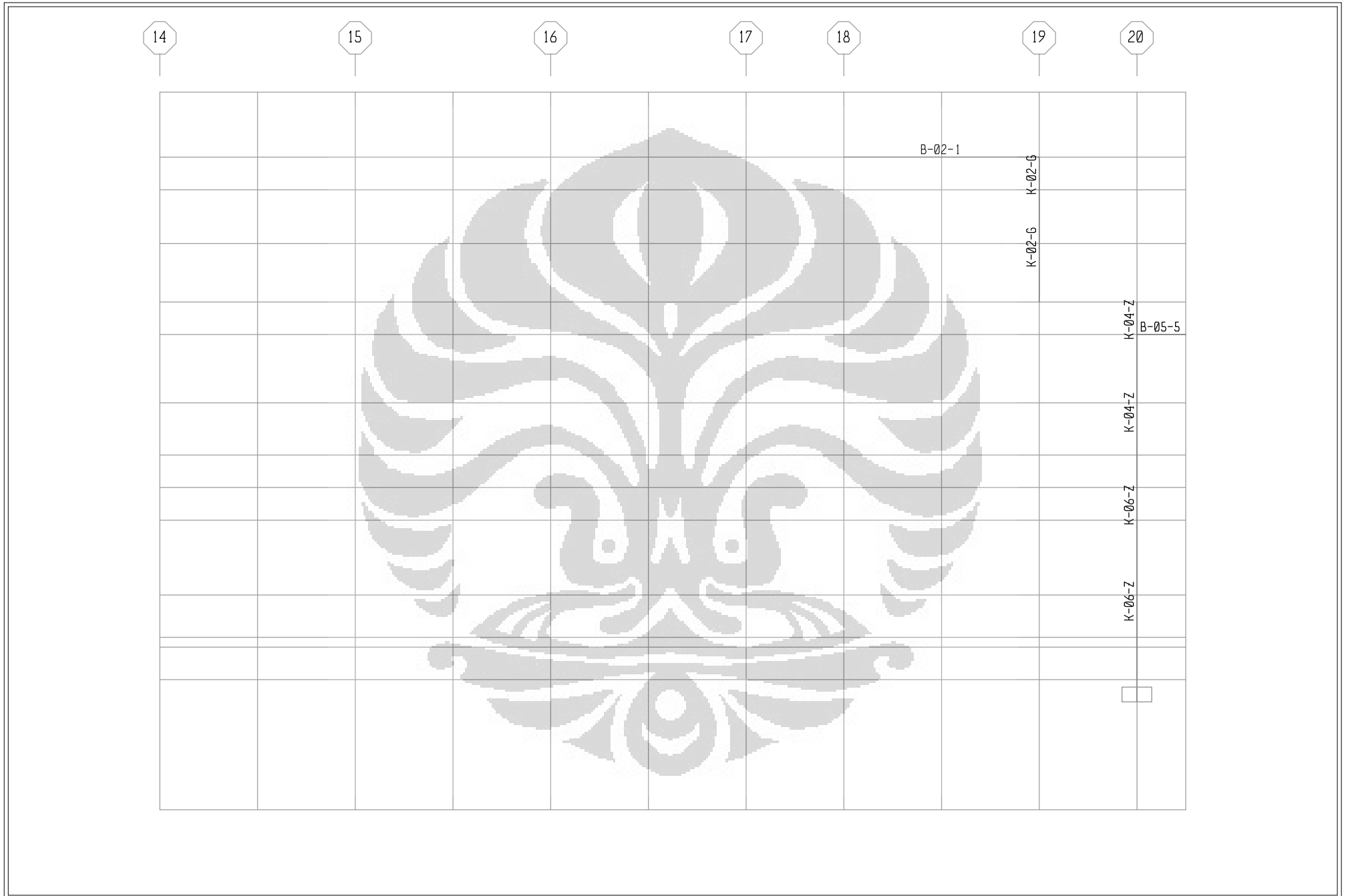


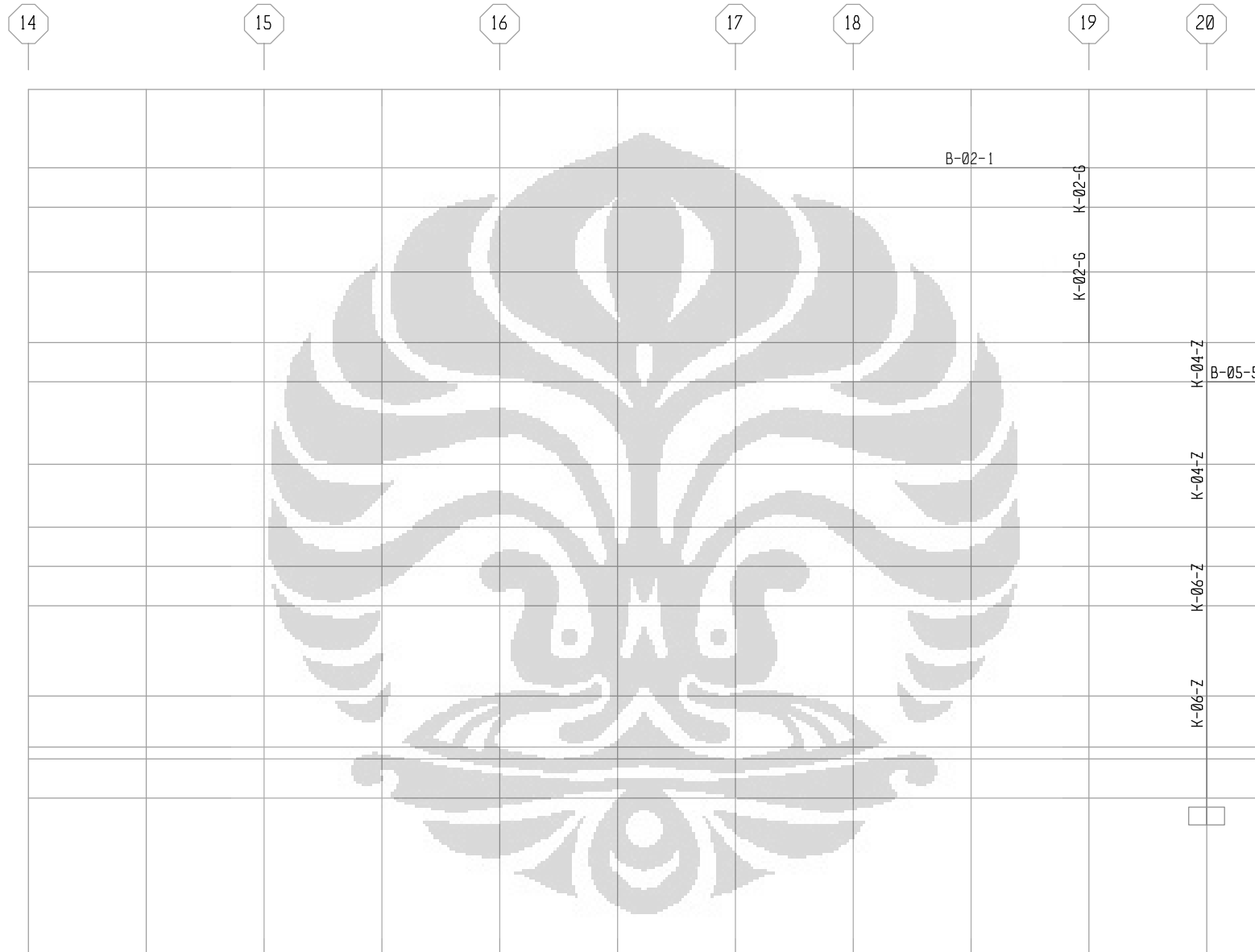


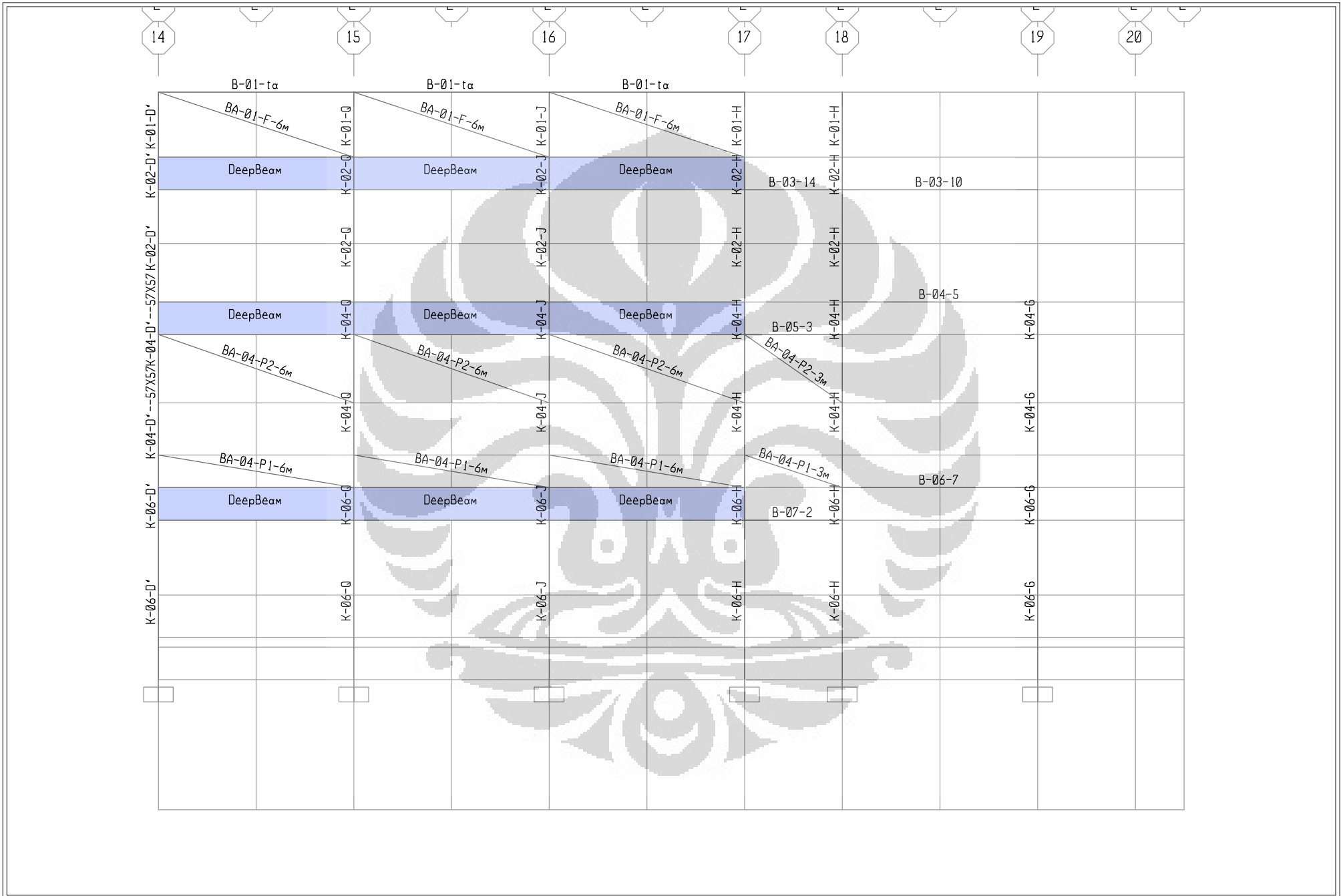


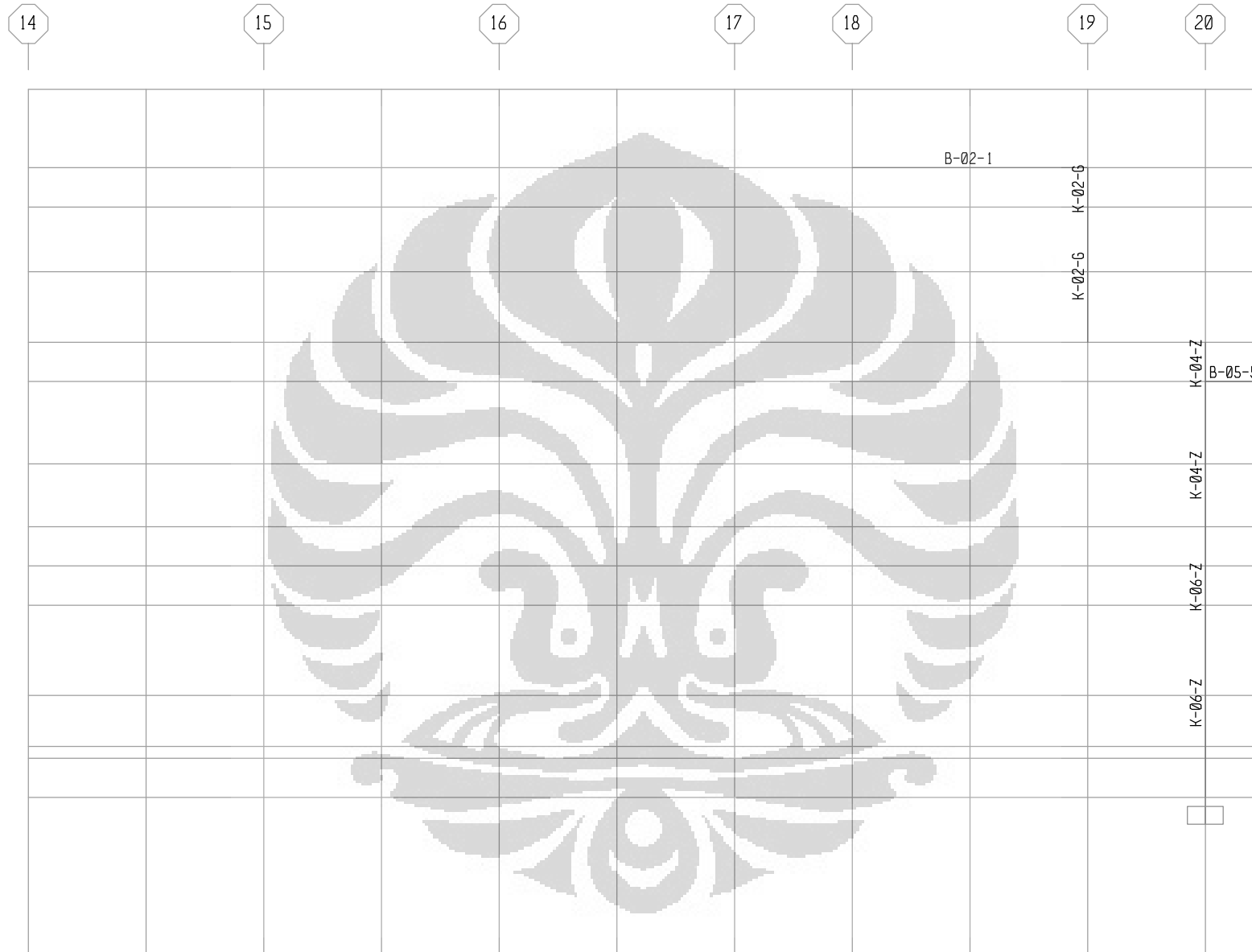












14

15

16

17

18

19

20

