



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERBANDINGAN BEBAN-LENDUTAN DINDING
SLENDER SHEAR WALL YANG DIANALISIS DENGAN
MEMASUKKAN FAKTOR MODIFIKASI DAN DIANALISIS
SECARA NON-LINEAR**

SKRIPSI

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


Iezal


0806454260

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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



Nama : Iezal
NPM : 0806454260
Tanda Tangan : 
Tanggal : 2 Juli 2010

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Iezal
NPM : 0806454260
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Studi Perbandingan Beban-Lendutan Dinding
Slender Shear Wall yang Dianalisis Dengan
Memasukkan Faktor Modifikasi dan Dianalisis
Secara Non-Linear

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Ir. Sjahril A Rahim, M.Eng

Penguji : Ir. Essy Arijoeni, Ph.D

Penguji : Dr.-Ing. Ir. Henki W.Ashadi

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 2 Juli 2012

KATA PENGANTAR/UCAPAN TERIMA KASIH

Puji syukur saya naikkan kepada Tuhan Yesus Kristus, karena atas berkat dan pemeliharaan-Nya, saya dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Saya juga menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ir. Sjahril A Rahim, M.Eng. , selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini;
2. Bapak Riki dan Ibu Aliyah, kedua orangtua saya yang terus memberikan dorongan moral dan material;
3. Iline, saudari saya yang senantiasa mengingatkan saya untuk menyelesaikan skripsi ini tepat waktu;
4. Geinessa Purba, Indra Kusuma, Johanna Evasari dan Rizal Prasetyo, teman seperjuangan dalam menyelesaikan skripsi ini. Terima kasih untuk diskusi, pengetahuan, bantuan yang telah dibagikan selama penyusunan skripsi ini.
5. Amanda Sevanya, Bennard Setiawan, Felicia Tiara, Fiona Ursula, Garry Alfanzo, Irene Fagia, yang telah memberikan dukungan moral dan bantuan selama penyusunan skripsi ini.

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

Depok, 2 Juli 2012
Penulis

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

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

Nama : Iezal
NPM : 0806454260
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis Karya : Skripsi

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

Studi Perbandingan Beban-Lendutan Dinding *Slender Shear Wall* yang Dianalisi Dengan Memasukkan Faktor Modifikasi dan Dianalisis Secara Non-Linear

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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 2 Juli 2012

Yang menyatakan



(Iezal)

ABSTRAK

Nama : Iezal
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Studi Perbandingan Beban-Lendutan Dinding Slender Shear Wall yang Dianalisis Dengan Memasukkan Faktor Modifikasi dan Dianalisis Secara Non-Linear

Slender shear wall atau dinding geser tipe lansing merupakan dinding geser dengan aspek ratio tinggi terhadap panjang ($h_w/l_w \geq 2$). Menurut SNI 03-2847-2002 dan ACI 318-08, pengurangan kapasitas gaya yang bekerja dibutuhkan dalam mendesain struktur dinding geser ini. Dari penelitian ini, untuk dinding geser tipe lansing (slender), nilai faktor reduksi kekakuan yang paling berpengaruh adalah F22 dengan persentase kesalahan sebesar 8.18%. Untuk faktor reduksi kekakuan F11 dan F12 memiliki pengaruh yang kecil dengan persentase kesalahan 38.9% dan 32.94%. Penelitian ini dilanjutkan dengan menganalisa penggunaan flat slab pada struktur bangunan.

Kata kunci:

Slender shear wall, faktor reduksi kekakuan, non-linear, linear, *flat slab*

ABSTRACT

Name : Iezal
Study Program : Civil Engineering
Title : Comparative Study on Load-Deflection Diagrams of Slender Shear Wall Analyzed with Modification Factor and Analyzed in Non-Linear Manner.

Slender shear wall is shear wall with height to length aspect ratio (h_w / l_w) ≥ 2 . According to SNI 03-2847-2002 and ACI 318-08, the reduction of work force capacity is required in designing shear wall structure. From this study, for slender shear wall, the most influential stiffness reduction factor is F22 with a percentage error of 8.18%. Stiffness reduction factor F11 and F12 has little effect, with percentage error of 38.9% and 32.94%. This research was continued by analyzing the use of flat slab in structural building.

Keywords:

Slender shear wall, factor stiffness reduction, non-linear, linear, flat slab

DAFTAR ISI

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR/UCAPAN TERIMA KASIH	iv
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	v
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS	v
ABSTRAK.....	vi
ABSTRACT	vii
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL.....	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Tujuan Penulisan	3
1.3 Metode Penelitian.....	3
1.4 Ruang Lingkup Pembahasan	4
1.5 Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA.....	6
2.1 Dinding Geser	6
2.2 Analisa Struktur Secara Linear	7
2.3 Analisa Struktur Secara Non-Linear	9
2.4 Perilaku Dinding Geser Terhadap Beban Lateral.....	12
2.5 Sistem Pelat Lantai	14
2.6 Ketentuan Umum dalam Perencanaan Struktur Bangunan Gedung	15
2.7 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.....	18

BAB 3 METODE PENELITIAN DAN PERMODELAN 29

3.1	Alur Berpikir	29
3.2	Properti <i>Shear Wall</i>	30
3.3	Permodelan dengan Program SAP2000	32
3.4	Permodelan Struktur	36

BAB 4 SIMULASI DAN ANALISIS 43

4.1	Perilaku Statik/Dinamik Struktur.....	51
4.1.1	Periode Alami Struktur	51
4.1.2	Perbangan Gaya Geser Statik (S) dan Gaya Geser Dinamik (D)	51
4.1.3	Pengecekan Drift Layan dan Drift Ultimate	52
4.2	Perencanaan Penulangan Gedung 4 Lantai	54
4.2.1	Penulangan Shear Wall	54
4.2.1.1	Penentuan Tebal Dinding Geser	54
4.2.1.2	Penulangan Lentur Dinding Geser	54
4.2.1.3	Penulangan Geser Dinding Geser.....	55
4.2.1.4	Pengecekan Sliding Shear	56
4.2.1.5	Pengecekan Boundary Element	57
4.2.1.6	Pendimensian Boundary Element.....	58
4.2.2	Perencanaan Kolom.....	59
4.2.2.1	Properti Kolom.....	59
4.2.2.2	Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:.....	59
4.2.2.3	Konfigurasi penulangan	60
4.2.2.4	Kuat kolom	60
4.2.2.5	Perhitungan Tulangan Geser.....	61
4.3	Perencanaan Penulangan Gedung 8 Lantai	62
4.3.1	Penulangan Shear Wall	62
4.3.1.1	Penentuan Tebal Dinding Geser	62
4.3.1.2	Penulangan Lentur Dinding Geser	62
4.3.1.3	Penulangan Geser Dinding Geser.....	63
4.3.1.4	Pengecekan Sliding Shear	64
4.3.1.5	Pengecekan Boundary Element	64
4.3.1.6	Pendimensian Boundary Element.....	66
4.3.2	Perencanaan Kolom.....	67
4.3.2.1	Properti Kolom.....	67
4.3.2.2	Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:.....	67
4.3.2.3	Konfigurasi penulangan	68
4.3.2.4	Kuat kolom	68
4.3.2.5	Perhitungan Tulangan Geser.....	69
4.4	Perencanaan Penulangan Gedung 12 lantai	70

4.4.1	Penulangan Shear Wall	70
4.4.1.1	Penulangan Lentur Dinding Geser	70
4.4.1.2	Penulangan Geser Dinding Geser.....	71
4.4.1.3	Pengecekan Sliding Shear	72
4.4.1.4	Pengecekan Boundary Element	72
4.4.1.5	Pendimensian Boundary Element	74
4.4.2	Perencanaan Kolom	75
4.4.2.1	Properti Kolom	75
4.4.2.2	Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:.....	75
4.4.2.3	Konfigurasi penulangan	76
4.4.2.4	Kuat kolom	76
4.4.2.5	Perhitungan Tulangan Geser.....	77
4.5	Perencanaan Pelat Lantai.....	78
4.5.1	Pembebanan Pelat.....	79
4.5.2	Penulangan Pelat (Lentur)	80
4.5.2.1	Penulangan End Span (<i>middle strip</i>)	80
4.5.2.2	Tulangan Lapangan (Arah x).....	81
4.5.2.3	Tulangan Lapangan (Arah y).....	81
4.5.2.4	Tulangan Tumpuan (Arah x).....	82
4.5.2.5	Tulangan Lapangan (Arah y).....	82
4.5.2.6	Penulangan End Span (<i>Column strip</i>)	83
4.5.2.7	Tulangan Lapangan (Arah x).....	83
4.5.2.8	Tulangan Lapangan (Arah y).....	83
4.5.2.9	Tulangan Tumpuan (Arah x).....	84
4.5.2.10	Tulangan Lapangan (Arah y).....	84
4.5.2.11	Penulangan Interior Span (<i>Middle strip</i>)	85
4.5.2.12	Tulangan Lapangan (Arah x).....	85
4.5.2.13	Tulangan Lapangan (Arah y).....	86
4.5.2.14	Tulangan Tumpuan (Arah x).....	86
4.5.2.15	Tulangan Lapangan (Arah y).....	87
4.5.2.16	Penulangan Interior Span (<i>Column strip</i>)	87
4.5.2.17	Tulangan Lapangan (Arah x).....	87
4.5.2.18	Tulangan Lapangan (Arah y).....	88
4.5.2.19	Tulangan Tumpuan (Arah x).....	88
4.5.2.20	Tulangan Lapangan (Arah y).....	89

BAB 5 KESIMPULAN DAN ANALISIS 90

5.1 Kesimpulan.....90

5.2 Saran90

DAFTAR PUSTAKA 91

DAFTAR GAMBAR

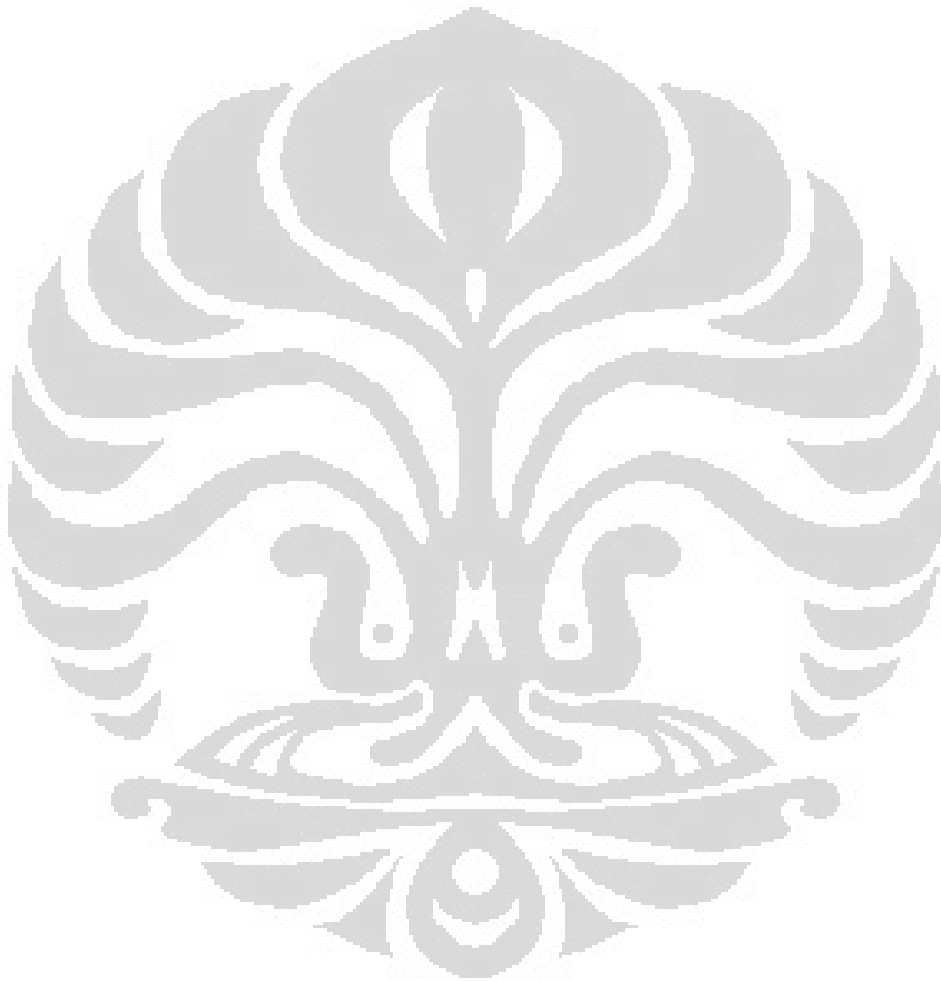
Gambar 2.1. Sembilan Nodal pada Elemen Heterosis	10
Gambar 2.2. Elemen mempunyai lima DOF setiap nodal	10
Gambar 2.3. Lapisan Elemen Sistem Acuan.....	11
Gambar 2.4. Generalisasi Hubungan Tegangan-Regangan pada Beton	12
Gambar 2.5. Rotasi Sendi Plastis pada Dinding Geser dengan Respon Inelastik yang Didominasi Momen Lentur	13
Gambar 2.6. <i>Story Drift</i> pada Dinding Geser dengan Respon Inelastik yang Didominasi Gaya Geser	14
Gambar 2.7. Tipe Sistem Pelat 2 arah.....	15
Gambar 2.8. Design Drift Ratio	15
Gambar 2.9. Respon Spektrum Wilayah Kegempaan Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah	23
Gambar 3.1. Detail Pembesian <i>Shear Wall</i>	30
Gambar 3.2. Gambar Diagram Beban-Lendutan Material Beton	31
Gambar 3.3. Diagram Beban-Lendutan Material Baja.....	32
Gambar 3.4. Permodelan <i>Shear Wall</i> pada SAP 2000	33
Gambar 3.5. Detail Elemen <i>Quadrilateral</i> . a) Elemen <i>Shell</i> dengan 4 Nodal. b) Lapisan pada Setiap Elemen <i>Quadrilateral</i>	35
Gambar 3.6. Diagram Beban-Lendutan yang Diperoleh dari Uji Laboratorium	36
Gambar 3.7. Denah Struktur	38
Gambar 3.8. Permodelan Gedung 4 Lantai.....	39
Gambar 3.9. Permodelan Gedung 8 Lantai.....	39
Gambar 3.10. Permodelan Gedung 12 Lantai.....	40
Gambar 3.11. Respon Spektra Rencana.....	41
Gambar 4.1. Diagram Beban-Lendutan Linear dan Non-Linear.....	43
Gambar 4.2. Diagram Beban-Lendutan	44
Gambar 4.3. Gaya Dalam Pada Elemen <i>Shell</i> Terkait Dengan (a) <i>Membrane Action</i> ; dan (b) <i>Plate-Bending Action</i>	44
Gambar 4.4. Diagram Tegangan pada <i>Shear Wall</i> yang Mengalami Retak	46
Gambar 4.5. Diagram Beban-Lendutan (FR 0,7)	49
Gambar 4.6. Pengelompokkan <i>Column</i>	50
Gambar 4.7. Diagram Interaksi Kolom 4 Lantai	61
Gambar 4.8. Diagram Interaksi Kolom 8 Lantai	69
Gambar 4.9. Diagram Interaksi Kolom 12 Lantai	77
Gambar 4.10. <i>Design Story Drift Ratio</i> Gedung	78

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Faktor Reduksi Kekuatan SNI 03-2847-2002 dan ACI 318-08	8
Tabel 2.2. Faktor Reduksi Kekakuan FEMA 356.....	8
Tabel 2.3. Faktor Keutamaan Berbagai Kategori Gedung.....	19
Tabel 2.4. Parameter Daktilitas Struktur Gedung.....	20
Tabel 2.5. Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah untuk Masing-Masing Wilayah Gempa Indonesia	21
Tabel 2.6. Spektrum Respon Gempa Rencana.....	22
Tabel 2.7. Koefisien ζ yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung	25
Tabel 3.1. Properti Material.....	31
Tabel 3.2. Detail Elemen <i>Layered Shell</i>	34
Tabel 3.3. Permodelan Struktur.....	37
Tabel 3.4. Dimensi Struktur	37
Tabel 3.5. Kombinasi Pembebanan Untuk Perancangan Struktur.....	42
Tabel 4.1. Tabel Beban-Lendutan	43
Tabel 4.2. Parameter Kekakuan	46
Tabel 4.3. Beban-Lendutan	47
Tabel 4.4. Parameter Kekakuan pada <i>Membrane Action</i>	48
Tabel 4.5. Beban Lendutan	48
Tabel 4.6. Kesalahan Relatif.....	49
Tabel 4.7. Gaya pada Kolom Gedung 4 Lantai	59
Tabel 4.8. Gaya pada Kolom Gedung 8 Lantai	67
Tabel 4.9. Gaya pada Kolom Gedung 12 Lantai	75
Tabel 4.10. Story Drift Gedung.....	79
Tabel 4.11. Momen Gaya pada Pelat.....	80

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1. Diagram Beban Lendutan Kombinasi 7,8,9
- Lampiran 2. Periode Getar Bangunan
- Lampiran 3. Partisipasi Massa Bangunan



BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Indonesia merupakan negara yang terletak diantara tiga lempeng tektonik dunia yaitu Eurasia, Indo-Australia dan Pasifik. Hal ini yang menyebabkan Indonesia menjadi Negara yang rawan terhadap gempa. Indonesia juga merupakan jalur *The Pasific Ring of Fire* (Cincin Api Pasifik), yang merupakan jalur rangkaian gunung api aktif di dunia. Cincin api Pasifik membentang diantara subduksi maupun pemisahan lempeng Pasifik dengan lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, lempeng Amerika Utara dan lempeng Nazca yang bertabrakan dengan lempeng Amerika Selatan. Ia membentang dari mulai pantai barat Amerika Selatan, berlanjut ke pantai barat Amerika Utara, melingkar ke Kanada, semenanjung Kamsatschka, Jepang, Indonesia, Selandia baru dan kepulauan di Pasifik Selatan. Indonesia memiliki gunung berapi dengan jumlah kurang lebih 240 buah, di mana hampir 70 di antaranya masih aktif. Dalam tiga tahun terakhir, gempa yang terjadi di Indonesia antara lain gempa bumi Mentawai 7.2 SR (2010), gempa bumi Biak 7.1 SR (2010), gempa bumi Sinabang 7.2 SR (2010), dan gempa bumi Padang 7.6 SR (2009).

Penggunaan dinding struktur beton sudah lama dikenal, terutama sebagai elemen struktur penahan beban lateral akibat beban gempa dan angin. Karena dinding struktur memiliki kekakuan yang tinggi maka seringkali dijumpai bahwa sebagian besar beban lateral berupa beban geser tersebut dipikul oleh dinding tersebut, sehingga dinding struktur tersebut sering disebut “Dinding geser” (“*Shear wall*”) karena perilaku struktur ditentukan oleh beban geser. Negara yang berada dalam kawasan gempa aktif, penggunaan dinding struktur beton sudah dipakai secara luas untuk berbagai macam sistem bangunan. Oleh karena itu, permodelan yang baik dari dinding struktur beton sangatlah penting untuk analisis linear dan analisis non-linear dari bangunan struktur.

Meninjau ulang kerusakan struktur yang disebabkan oleh gempa, dasar kegagalan dapat diidentifikasi sebagai akibat dari desain elastis. Sebelumnya desain elastis merupakan metode utama yang digunakan dalam desain struktur terhadap beban yang berkaitan dengan gempa bumi. Namun seiring dengan perkembangan teknologi dalam bidang struktur telah memberikan kesempatan untuk menggunakan model elemen hingga untuk menganalisa ke non-linear dari struktur beton bertulang. Penggunaan program analisis ini sudah diverifikasi dengan hasil tes laboratorium dalam hal keefesienan dan hal ekonomis.

Konsep desain yang baru telah dikembangkan, dimana sifat non-linear dari struktur telah dipertimbangkan. Sifat non-linear dapat diperhitungkan dengan menggunakan analisis *static pushover*, dimana sebuah gaya horizontal diberikan terhadap sebuah struktur. Evaluasi dari sifat non-linear sebuah struktur memberikan informasi penting yang berhubungan dengan respon struktur, kerusakan dan deformasi plastis. Kemampuan sebuah struktur untuk mengalami deformasi plastis merupakan sifat dari beton yang dinamakan daktilitas dan ini adalah sifat yang paling penting untuk desain yang berhubungan dengan gempa, karena hal ini memberikan pilihan untuk mendesain struktur dengan gaya yang bekerja jauh lebih kecil dari gaya yang diberikan pada desain yang menggunakan *elastic design*. Untuk mengatasi pengurangan kapasitas tersebut SNI 03-2847-2002 dan ACI 318-08 telah menetapkan nilai reduksi sebesar 0.7 yang dikalikan dengan besar inersia dari elemen struktur. Kedua nilai ini didapatkan dari hasil tes uji terhadap kolom pipih yang diasumsikan mempunyai perilaku yang serupa dengan dinding geser. Tes uji dilakukan dengan analisa linear dan non-linear. Akan tetapi gaya yang mendominasi untuk masing-masing jenis dinding geser (*shear wall* atau *squat wall*) berbeda-beda, contoh untuk *shear wall* lebih didominasi oleh gaya lentur, sehingga nilai faktor reduksi kekakuan sebaiknya di aplikasikan terhadap gaya lentur bukan terhadap inersia elemen struktur secara keseluruhan. Oleh karena itu penulis ingin mengevaluasi penggunaan nilai faktor reduksi terhadap gaya yang mendominasi dinding geser dan menentukan nilai mana yang paling tepat

1.2 Tujuan Penulisan

1. Mengevaluasi nilai faktor modifikasi kekakuan dengan cara menganalisa perbandingan beban-lendutan dinding *shear wall* yang dianalisis dengan memasukkan faktor modifikasi dan dianalisis secara non-linear, dengan bantuan program SAP2000.
2. Menganalisa penggunaan flat slab sebagai sistem penahan lateral atau sebagai sistem penahan gravitasi pada wilayah gempa kuat dengan cara mendesain gedung sesuai ACI 318-05

1.3 Metode Penelitian

Penulisan skripsi ini dilakukan menggunakan tahapan – tahapan sebagai berikut:

1.3.1 Pencarian literatur – literatur yang berkaitan dengan topik penulis.

Dalam tahapan ini, penulis mempelajari dasar-dasar teori analisis non-linear, perbandingan *confined* dan *unconfined* dari struktur beton bertulang serta mempelajari hasil uji kekuatan yang telah dilakukan terhadapat dinding geser melalui buku-buku, jurnal, tugas akhir. Literatur diperoleh baik secara *online* ataupun secara manual di perpustakaan.

1.3.2 Modelisasi *shear wall*

Penulis memodelkan *shear wall* secara linear dan non-linear. Permodelan analisis non-linear akan dilakukan diskritisasi elemen dinding menjadi elemen yang lebih kecil.

1.3.3 Evaluasi nilai faktor reduksi kekakuan

Pada tahap ini penulis mengevaluasi nilai faktor reduksi kekakuan dengan membandingkan diagram beban-lendutan dari analisis linear dan non-linear.

1.3.4 Mendesain bangunan dengan mengaplikasikan parameter yang telah diperoleh

Penulis akan mengaplikasikan pembebanan, baik statik maupun dinamik pada bangunan yang telah didesain.

1.3.5 Pada tahap ini akan ditampilkan evaluasi dari tahap-tahap yang telah dilakukan pada bab sebelumnya.

1.4 Ruang Lingkup Pembahasan

- a. Pembahasan masalah dalam penelitian ini adalah dinding geser dengan rasio tinggi terhadap panjang (h_w/l_w) ≥ 2 (*shear wall*).
- b. Analisa non-linear dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga, dimana dinding akan didiskretisasi menjadi beberapa elemen agar perilaku non-linearnya dapat dievaluasi. Sedangkan analisa non-linear melalui uji laboratorium akan dilakukan dengan pengumpulan data dari uji laboratorium yang pernah dilakukan.
- c. Pembebanan pada bangunan terbatas pada beban statik dan beban dinamik, tidak akan dilakukan sampai bangunan mengalami keruntuhan (*pushover*).

1.5 Sistematika Penulisan

Bab 1 Pendahuluan

Pada bab ini penulis menjelaskan mengenai latar belakang masalah, tujuan penulisan skripsi, metode penelitian, dan juga ruang lingkup pembahasan.

Bab 2 Tinjauan Pustaka

Pada bab ini penulis menjelaskan teori – teori yang berkaitan dengan topik skripsi yaitu gempa, persyaratan desain struktur gedung konvensional dan struktur gedung yang menggunakan *base isolation*.

Bab 3 Metode Penelitian dan Permodelan

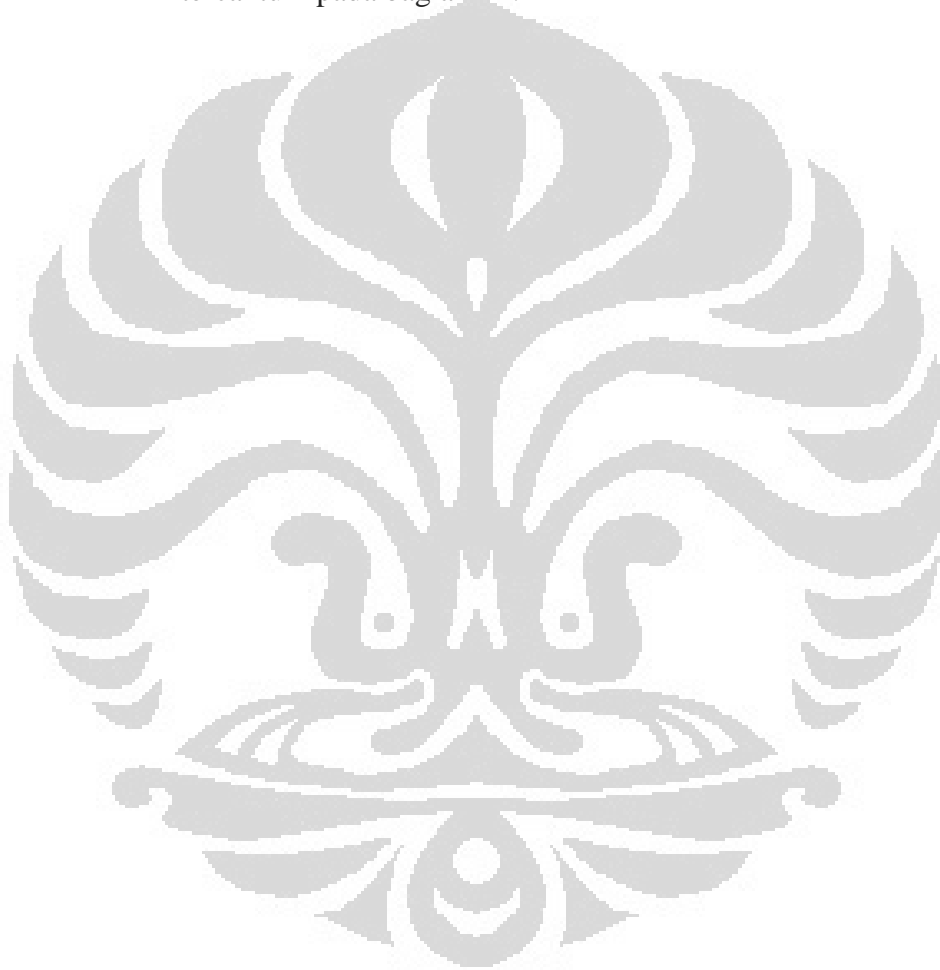
Pada bab ini penulis menjelaskan tentang kerangka berpikir dari penelitian ini, penjelasan mengenai properti *shear wall* dan material yang digunakan, analisa dengan program SAP2000, serta data bangunan yang akan didesain pada tahap akhir penelitian.

Bab 4 Proses Simulasi dan Analisa

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai hasil dari analisa struktur, baik secara linear maupun non-linear pada dinding geser, serta evaluasi dari desain bangunan yang telah dijelaskan dalam bab III.

Bab 5 Kesimpulan dan Saran

Pada bab ini akan dimasukkan kesimpulan dari analisis yang telah dijabarkan pada bab sebelumnya. Saran atau tambahan yang dipikirkan oleh penulis pada saat penyempurnaan penelitian juga tercantum pada bagian ini.



BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dinding Geser

Penggunaan dinding geser beton sudah lama dikenal, terutama sebagai elemen struktur penahan beban lateral akibat beban gempa dan angin. Tujuan utama penggunaan dinding geser pada daerah gempa adalah untuk memberi kekuatan dan keamanan yang cukup pada struktur, sehingga lendutan horizontal antar tingkat menjadi lebih kecil dan terkendali. Sehingga dapat meminimalkan kerusakan non-struktur yang seringkali membutuhkan biaya yang relatif besar dalam perbaikannya. Perencanaan dinding struktur yang baik tidak terlepas dari pemilihan bentuk dinding, lokasi penempatannya pada denah struktur serta bentuk ragam keruntuhannya. Suatu dinding struktur beton dianggap memiliki daktilitas penuh bila memiliki bila dinding tersebut mampu bertahan terhadap minimum 4 kali lendutan horizontal leleh pertama, dengan kehilangan kekuatan tidak lebih dari 20% kekuatannya. Lendutan horizontal yang dimaksudkan di atas adalah lendutan horizontal pada bagian atap bangunan.

Salah satu hal penting yang harus diperhatikan dalam perencanaan dinding struktur untuk gempa adalah dalam menghadapi *torsional stability*. Penempatan struktur yang simetris belum tentu menghasilkan *torsional stability* yang baik dan begitu pula sebaliknya. Beberapa hal yang harus diperhatikan dalam penempatan dinding struktur adalah dinding struktur harus mampu menyalurkan beban gravitasi dan lateral sampai ke tanah pendukungnya dengan baik tanpa kehilangan stabilitasnya. Sistem yang memberikan tahanan torsi terbesar adalah bila dinding struktur sebanyak mungkin dipasang pada daerah semua sisi atau tepi bangunan.

Menurut FEMA 356, dinding geser dapat dipertimbangkan sebagai ramping (*slender*) jika aspek rasio tinggi terhadap panjang (h_w/l_w) ≥ 3 , dan dapat dikategorikan pendek atau *squat wall* jika aspek rasionya (h_w/l_w) ≤ 1.5 . *Shear wall* dengan kategori ramping akan dikontrol berdasarkan sifat lentur.; *squat wall* akan dikontrol berdasarkan sifat geser. Respon dari dinding geser yang berada di tengah-tengah aspek rasio dipengaruhi oleh kedua sifat lentur dan geser.

Dinding geser dengan beban aksial yang lebih besar dari $0.35 P_o$ tidak dapat menahan gaya yang dihasilkan dari gempa dengan efektif. Spasi maksimum dari perkuatan tulangan horizontal dan vertical tidak boleh lebih dari 18 in. Dinding dengan rasio perkuatan tulangan horizontal dan vertical kurang dari 0.0025, tetapi dengan spasi tulangan kurang dari 18 in, dapat diijinkan dimana gaya geser yang diperlukan tidak melebihi jumlah reduksi kekuatan geser dari dinding.

2.2 Analisa Struktur Secara Linear

Analisa linear adalah salah satu pendekatan yang digunakan dalam menganalisa sebuah struktur. Pada analisa linear, nilai dari properti struktur, seperti kekakuan, redaman, dan sebagainya, dianggap konstan. Selain itu, analisa selalu dimulai dari kondisi awal, dimana tidak ada pembebanan dari analisa sebelumnya. Respon dari struktur, seperti *displacement*, tegangan, dan reaksi mempunyai nilai yang proporsional dengan besarnya pembebanan yang diberikan.

Namun, pada kenyataannya nilai dari properti struktur tidaklah konstan karena adanya perubahan yang mungkin terjadi seperti retak dan sebagainya. Dengan mempertimbangkan hal tersebut, beberapa peraturan memperkenalkan nilai reduksi/faktor modifikasi untuk mengurangi nilai properti struktur.

Gaya-gaya aksial terfaktor, P_u , momen terfaktor M_1 dan M_2 pada ujung-ujung kolom dan bilamana diperlukan simpangan relatif antar lantai, Δ_0 , harus dihitung dengan analisis elastik rangka orde satu, dimana besaran-besaran penampang ditentukan dengan memperhatikan pengaruh beban aksial, adanya retak sepanjang bentang komponen struktur, dan pengaruh durasi beban. Sebagai alternatif, nilai-nilai besaran di bawah ini boleh digunakan untuk komponen-komponen struktur pada bangunan yang ditinjau:

Modulus Elastisitas	E_c
Momen Inersia	
Balok	$0,35 I_g$
Kolom	$0,70 I_g$
Dinding - Tak Retak	$0,70 I_g$
- Retak	$0,35 I_g$
Pelat datar dan slab datar	$0,25 I_g$

Tabel 2.1. Faktor Reduksi Kekuatan SNI 03-2847-2002 dan ACI 318-08

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_e for T-beams as twice the value of I_w of the web alone. Otherwise, I_e shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Tabel 2.2. Faktor Reduksi Kekakuan FEMA 356

Kekakuan EI yang digunakan dalam analisis elastik yang dipakai untuk desain kekuatan harus mewakili kekakuan komponen struktur sesaat sebelum kegagalan. Hal ini adalah sangat benar untuk analisis orde kedua yang harus memprediksi defleksi lateral pada saat beban mendekati ultimit. Nilai EI harus tidak secara total didasarkan pada hubungan momen-kurvatur untuk penampang yang terbebani paling tinggi disepanjang panjang setiap komponen struktur. Sebagai gantinya, nilai EI tersebut harus sesuai dengan hubungan momen-rotasi ujung untuk komponen struktur yang lengkap.

2.3 Analisa Struktur Secara Non-Linear

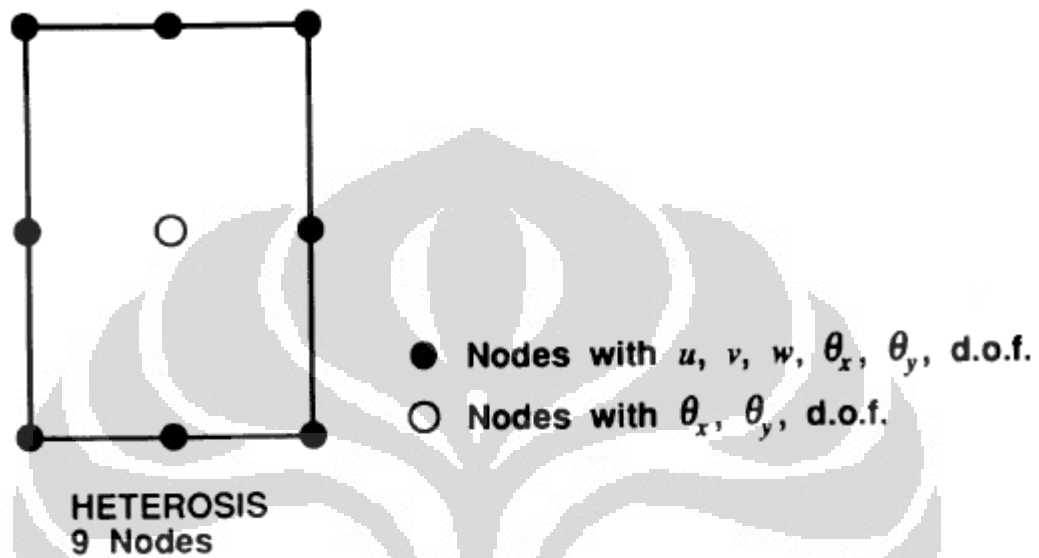
Selain analisa linear, pendekatan lain yang data digunakan dalam menganalisa struktur adalah analisa non-linear. Berbeda dengan analisa linear, nilai properti struktur tidak konstan namun berubah berdasarkan waktu, deformasi, dan pembebanan. Sifat non-linear ini bergantung pada properti yang dimodelkan, besarnya pembebanan, dan parameter yang digunakan dalam analisa. Oleh karena itu, respon dari analisa non-linear tidak proporsional dengan pembebanan yang diberikan. Untuk memodelkan sifat non-linear ini, digunakanlah metode elemen hingga.

Metode elemen hingga merupakan metode model matematis yang digunakan untuk mendapatkan perkiraan solusi numerik dari persamaan diferensial parsial dan persamaan integral. Kedua persamaan ini berfungsi memprediksi respon sistem fisik yang dipengaruhi secara eksternal. Elemen hingga non-linear diperkenalkan untuk analisa pada kerangka beton bertulang, dimana keretakan yang terjadi pada beton akan dianggap sebagai material *orthotropic* melalui pendekatan *smearred rotating crack*.

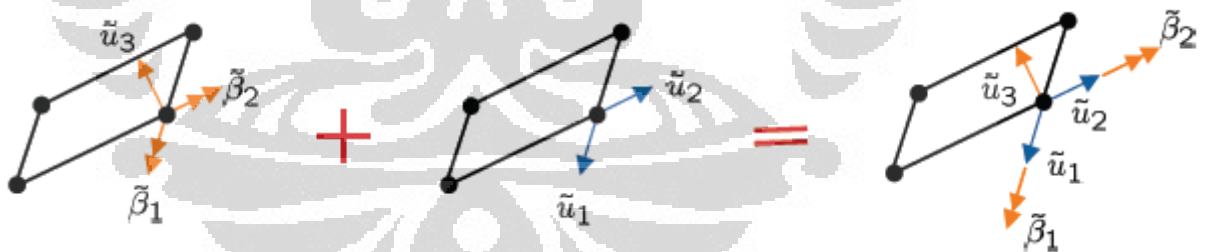
Respon berupa retaknya struktur beton bertulang diwakilkan dengan memformulasikan model sederhana berupa *modified compression field theory* (MCFT) (Vecchio and Collins 1986). Teori ini didasarkan pada *smearred rotating crack idealization* yang mempertimbangkan keseimbangan (*equilibrium*) dan persamaan kompatibilitas (*compatibility condition*) dengan rata-rata tegangan dan rata-rata regangan sebagai ketentuan. Permodelan ini mampu menentukan retak pada beton akibat gaya tekan, mencerminkan efek berkurangnya gaya tekan yang berkaitan dengan retak pada arah lintang, serta retak pada beton akibat gaya tarik, dan mencerminkan efek bertambahnya kekakuan interaksi ikatan dengan tulangan.

Dalam pemilihan spesifikasi tipe elemen, terdapat beberapa syarat yang harus dipertimbangkan, yaitu: elemen dipilih berdasarkan perumusan elastisitas tiga dimensi, memungkinkan permodelan dalam kerangka tebal dan tipis, dan elemen tersebut harus dapat menerima implementasi model *smearred rotating crack* untuk beton bertulang berdasarkan MCFT. Dari ketiga persyaratan yang diberikan, dipilih sebuah perumusan tipe elemen heterosis *degenerate isoparametric*.

Elemen *quadratic heterosis* yang digunakan mempunyai 9 titik nodal dengan 42 derajat kebebasan (gambar 2.). Masing-masing 8 sisi elemen masing-masing mempunyai lima derajat kebebasan; tiga translasi dan dua rotasi. Nodal ke-9, merupakan nodal pada titik pusat elemen yang hanya mempunyai dua derajat kebebasan yaitu rotasi.



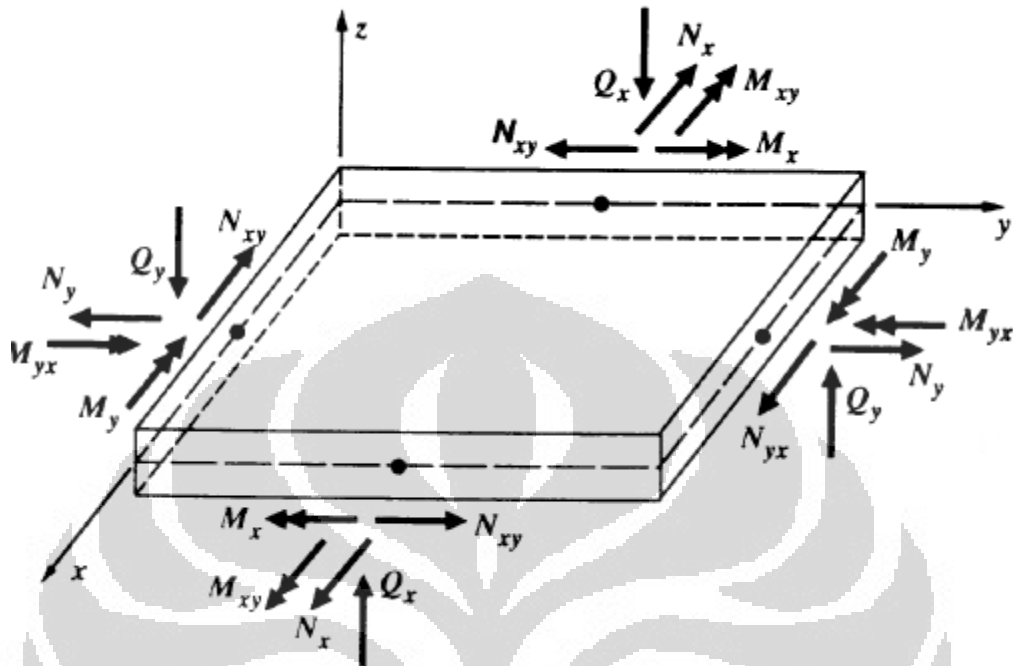
Gambar 2.1. Sembilan Nodal pada Elemen Heterosis



Gambar 2.2. Elemen mempunyai lima DOF setiap nodal

Integrasi dari masing-masing ketebalan elemen, akan menghasilkan nilai yang akurat dari material yang non-linear, dimana hasil yang diperoleh berasal dari formulasi *layered-element*. Kerangka elemen dibagi kedalam beberapa lapisan, yang setiap lapisannya mempunyai satu titik integrasi pada kedalaman tengah permukaan. Lapisan beton dan lapisan kekuatan tulangan akan

dimodelkan secara terpisah (gambar 2.). Lapisan tulangan sebelumnya dimodelkan dalam satu bidang akan tetapi dibagi terpisah.



Gambar 2.3. Lapisan Elemen Sistem Acuan

Sehingga regangan-lendutan yang diwakili oleh matrix \mathbf{B} dan kekakuan material yang diwakili oleh matrix \mathbf{D} akan dihitung pada titik tengah setiap lapisan dan semua titik integrasi pada bidang dari lapisan. Nilai resultan tegangan diperoleh dari integrasi yang sesuai dengan komponen tegangan di atas ketebalan elemen. Kekakuan elemen yang diwakili dengan matriks \mathbf{k} dan gaya dalam yang diwakili dengan vektor \mathbf{f} akan dihitung sesuai dengan cara standar. Solusi algoritma yang digunakan pada analisis nonlinear merupakan prosedur iterasi langsung dengan menggunakan variabel *secant moduli*. Dalam setiap langkah iterasinya, pembebanan penuh diaplikasikan terhadap struktur dan total perpindahannya dihitung berdasarkan;

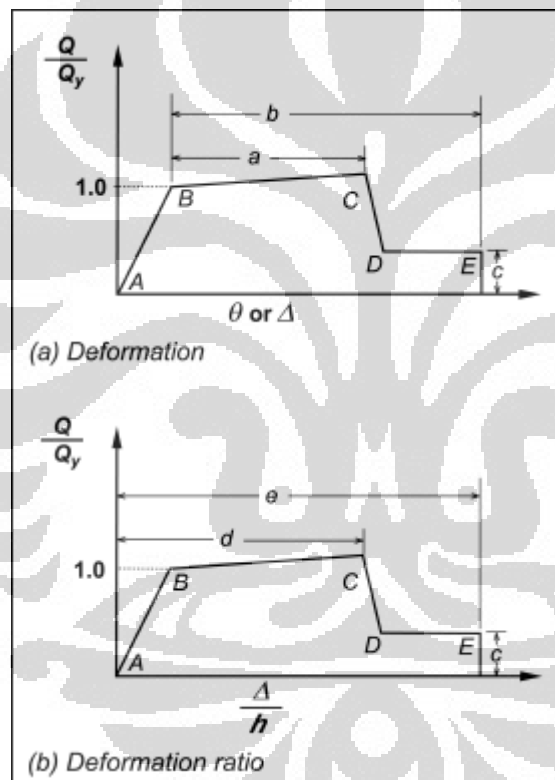
$$\mathbf{K}_i \mathbf{d}_{i+1} = \mathbf{R}$$

Dimana \mathbf{K}_i merupakan matriks kekakuan untuk sumbu global yang diperoleh dalam iterasi ke- i ; \mathbf{d}_{i+1} merupakan vektor perpindahan yang dihitung pada iterasi $i+1$; dan \mathbf{R} merupakan beban yang diberikan. Solusi algoritma ini

memuat material nonlinear dan perilaku geometri nonlinear. Dalam setiap iterasi, regangan-perpindahan matriks **B**, kekakuan material matriks **D** dan kekakuan elemen matriks **k** dievaluasi ulang sesuai dengan regangan lokal dan kondisi perpindahan. Pembebanan penuh lalu diaplikasikan kembali, dan proses ini diulang sampai tingkat yang diinginkan dari titik temu diperoleh.

2.4 Perilaku Dinding Geser Terhadap Beban Lateral

Pendekatan berikut dapat digunakan dalam menganalisa perilaku inelastik dinding geser yang dibebani secara lateral dengan momen lentur dominan.



Gambar 2.4. Generalisasi Hubungan Tegangan-Regangan pada Beton

Sumbu- x gambar 2.4 dianggap sebagai rotasi terhadap zona sendi plastis yang berada pada ujung elemen seperti yang tergambar pada gambar 2.5. Rotasi titik B pada gambar 2.4 berhubungan dengan nilai θ_y , dan dapat dihitung dengan persamaan:

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c I} \right) I_p$$

Dimana

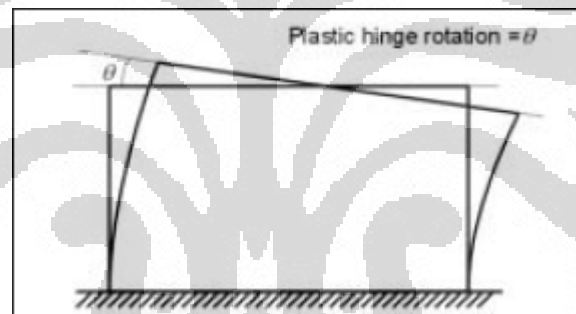
M_y = Kapasitas momen leleh dari dinding geser

E_c = Concrete modulus

I = Momen Inersia

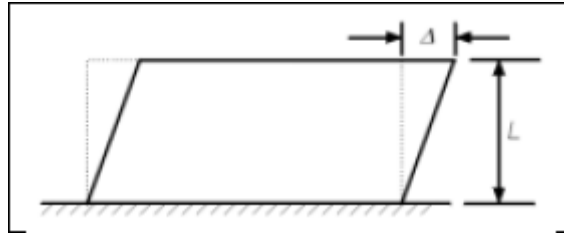
I_p = Asumsi panjang sendi plastis

Dalam analisa dinding geser, nilai I_p yang digunakan adalah 0.5 dikalikan dengan tinggi *flexural depth*, namun lebih kecil dari tinggi lantai pada dinding geser, dan lebih kecil dari 50% panjang elemen pada segmen dinding.



Gambar 2.5. Rotasi Sendi Plastis pada Dinding Geser dengan Respon Inelastik yang Didominasi Momen Lentur

Sedangkan pendekatan berikut digunakan dalam menganalisa perilaku inelastik dinding geser yang dibebani secara lateral dengan gaya geser dominan. Gambar 2.4(b) dapat digunakan, dengan sumbu-x sebagai pergeseran lateral. Pada dinding geser, pergeseran ini merupakan pergeseran lantai seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.6.



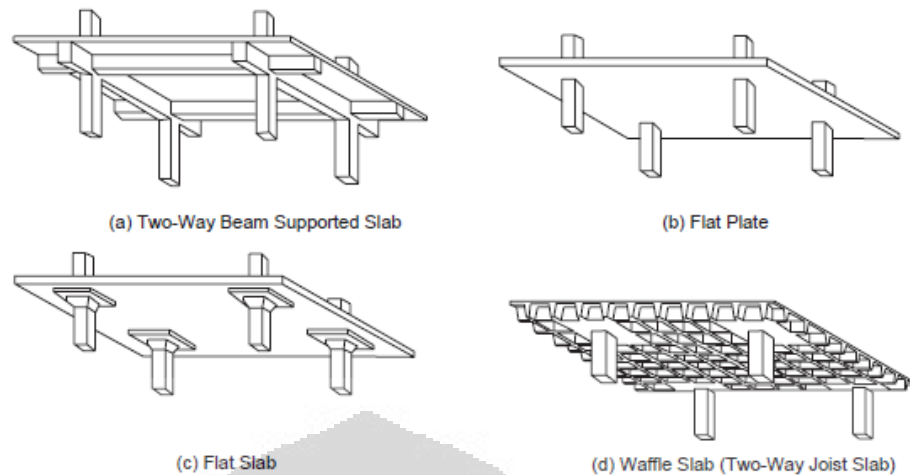
Gambar 2.6. *Story Drift* pada Dinding Geser dengan Respon Inelastik yang Didominasi Gaya Geser

2.5 Sistem Pelat Lantai

Pelat dengan balok sebagai tumpuan pada keempat sisinya merupakan sistem pelat yang awalnya digunakan pada struktur beton bertulang. Pada sistem ini, apabila rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, transfer beban akan didominasi oleh *bending* pada bentang pendek dan pelat akan bekerja sebagai pelat 1 arah. Apabila rasio mendekati angka 1, beban akan ditransfer oleh *bending* pada kedua arah ortogonal dan pelat dianggap bekerja sebagai pelat 2 arah.

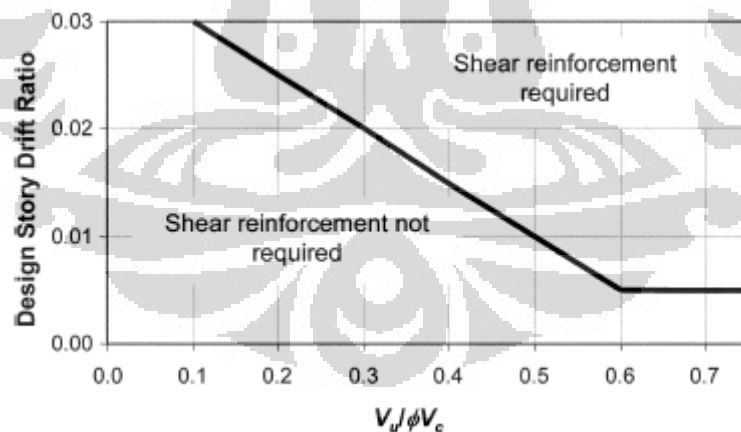
Seiring dengan perkembangan waktu dan teknologi, penggunaan balok mulai berkurang secara perlahan, menghasilkan sistem pelat yang menumpu langsung pada kolom (*flat plate*). Penggunaan *flat plate* 2 yang sangat efisien dan ekonomis menjadikan sistem ini sebagai sistem pelat yang umum digunakan untuk gedung bertingkat seperti motel, hotel, asrama, apartemen, dan rumah sakit. Dibandingkan dengan sistem lain, proses konstruksi *flat plate* memakan waktu dan biaya pekerja yang lebih sedikit karena sistem ini menggunakan *formwork* dan penyusunan tulangan yang paling sederhana. Selain itu penggunaan *flat plate* juga memberikan keuntungan ekonomis lainnya, seperti mengurangi tinggi lantai dikarenakan penggunaan sistem lantai yang tipis.

Mengingat bahwa penggunaan *flat plate* biasanya dibatasi oleh gaya geser di sekitar kolom, apabila pelat harus menanggung beban yang berat atau mempunyai bentang yang panjang, perlu dilakukan penebalan pada area sekitar kolom (*drop panel*). *Flat plate* yang dilengkapi dengan *drop panel* disebut juga dengan *flat slab*.



Gambar 2.7. Tipe Sistem Pelat 2 arah

Sesuai dengan pasal 21.2.1.4 pada ACI 318-05, elemen struktur dari bangunan yang berada pada wilayah gempa kuat dapat digunakan untuk memikul gaya yang diberikan oleh gempa. Sedangkan elemen yang tidak didesain untuk memikul gaya gempa harus didesain berdasarkan pasal 21.11. *Flat plate/flat slab* sendiri diatur dalam pasal 21.11.5 yang menyatakan bahwa tulangan geser harus disediakan pada area sambungan kolom-pelat, kecuali rasio *drift* lantai tidak melampaui 0.005 dan $[0.035-0.05(V_u/\phi V_c)]$.



Gambar 2.8. Design Drift Ratio

2.6 Ketentuan Umum dalam Perencanaan Struktur Bangunan Gedung

Berdasarkan SKBI-13.53.1987, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, pengertian berbagai jenis beban yang harus

dipertimbangkan dalam perencanaan bangunan rumah dan gedung adalah sebagai berikut:

1. **Beban Mati**

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

2. **Beban Hidup**

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

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

3. **Beban Mati Nominal**

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

4. **Beban Hidup Nominal**

Beban hidup nominal adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah

sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

5. Beban Gempa Nominal

Beban gempa nominal adalah beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya, dan oleh kekuatan lebih yang terkandung dalam struktur tersebut. Menurut standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut gempa rencana (dengan periode ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih f_1 untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1.6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 .

6. Kombinasi Pembebanan

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

$$R_u = \phi R_n$$

$$Q_u = \gamma Q_n$$

Dimana

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

R_n = Kekuatan nominal struktur gedung

γ = Faktor beban

Q_n = Pembebanan nominal pada struktur gedung

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

$$R_u \geq Q_u$$

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

Untuk kombinasi pembebanan gravitasi

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n$$

Untuk kombinasi pembebanan gravitasi dan gempa

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n$$

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

$$Q_u = 1.2DL + 1.0LL \pm 1.0E$$

$$Q_u = 0.9DL \pm 1.0E$$

2.7 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung

Ketentuan Umum

a. Gempa Rencana dan Kategori Gedung

Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan gedung selama umur gedung dan umur gedung yang diharapkan, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) menurut persamaan berikut:

$$I = I_1 I_2$$

Dimana

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

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

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan, dan perkantoran	1.0	1.0	1.0
Monumen dan bangunan monumental	1.0	1.6	1.6
Gedung pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, usat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio, dan televise	1.6	1.0	1.6
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1.6	1.0	1.6
Cerobong, tangki di atas menara	1.5	1.0	1.5

Tabel 2.3. Faktor Keutamaan Berbagai Kategori Gedung

b. Daktilitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Gempa Nominal

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

$$1.0 \leq \mu = \delta_m / \delta_y \leq \mu_m$$

$\mu = 1.0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, yaitu gedung yang mengalami kondisi di ambang keruntuhan saat terjadinya pelelehan pertama, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan.

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1.0	1.6
Daktail Parsial	1.5	2.4
	2.0	3.2
	2.5	4.0
	3.0	4.8
	3.5	5.6
	4.0	6.4
	4.5	7.2
	5.0	8.0
Daktail Penuh	5.3	8.5

Tabel 2.4. Parameter Daktilitas Struktur Gedung

c. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

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

Wilayah Gempa	Percepatan Puncak Batuan Dasar (g)	Percepatan Puncak Muka Tanah A_0 (g)			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0.03	0.04	0.05	0.08	Diperlukan
2	0.10	0.12	0.15	0.20	Evaluasi
3	0.15	0.18	0.23	0.30	Khusus di
4	0.20	0.24	0.28	0.34	Setiap
5	0.25	0.28	0.32	0.36	Lokasi
6	0.30	0.33	0.36	0.38	

Tabel 2.5. Percepatan Puncak Batuan Dasar dan Percepatan Puncak Muka Tanah untuk Masing-Masing Wilayah Gempa Indonesia

Untuk menentukan pengaruh gempa rencana pada struktur gedung, yaitu berupa gaya geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan, gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan, dan gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan untuk masing-masing wilayah gempa ditetapkan spektrum respon gempa rencana C-T. Dalam gambar, C adalah Faktor Respon Gempa yang dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung yang dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$, nilai C menjadi sama dengan A_0 dengan A_0 adalah percepatan puncak muka tanah yang tergantung pada jenis tanah.

Dengan menetapkan respon percepatan maksimum A_m sebesar $A_m = A_0$ dan waktu getar alami sudut T_c sebesar 0.5 detik, 0.6 detik, dan 1.0 detik untuk jenis tanah berturut-turut tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak, maka faktor respon gempa C ditentukan oleh persamaan sebagai berikut:

Untuk $T \leq T_c$

$$C = A_m$$

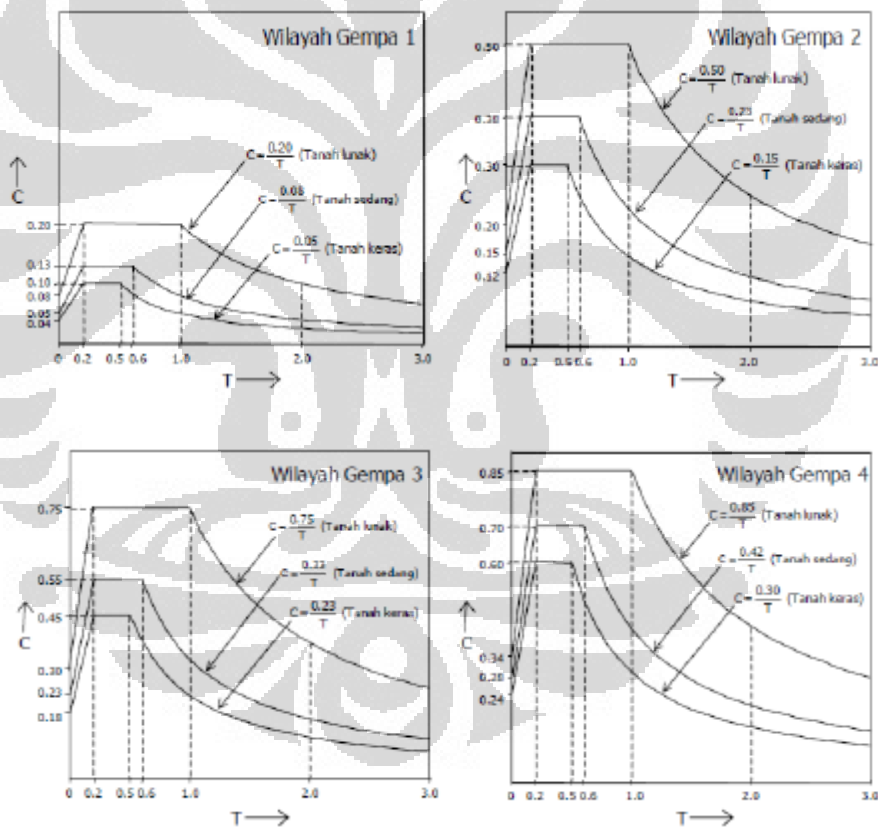
Untuk $T > T_c$

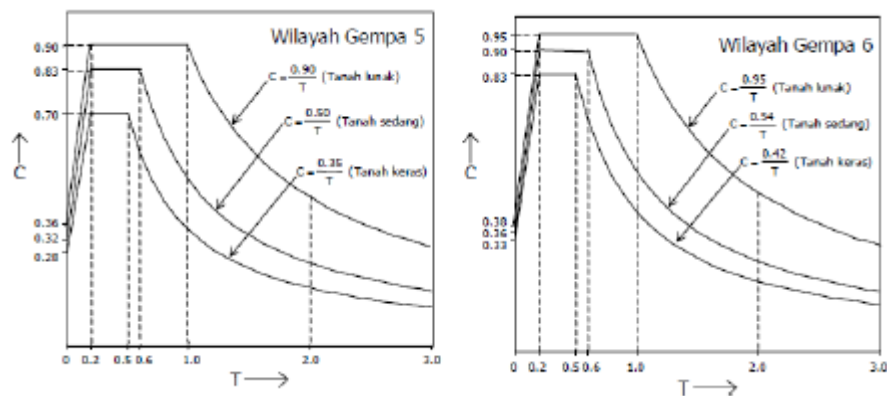
$$C = \frac{A_r}{T}$$

Dimana $A_r = A_m T_c$

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0.5$ detik		Tanah Sedang $T_c = 0.6$ detik		Tanah Lunak $T_c = 1.0$ detik	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0.10	0.05	0.13	0.08	0.20	0.20
2	0.30	0.15	0.38	0.23	0.50	0.50
3	0.45	0.23	0.55	0.33	0.75	0.75
4	0.60	0.30	0.70	0.42	0.85	0.85
5	0.70	0.35	0.83	0.50	0.90	0.90
6	0.83	0.42	0.90	0.54	0.95	0.95

Tabel 2.6. Spektrum Respon Gempa Rencana





Gambar 2.9. Respon Spektrum Wilayah Kegempaan Indonesia untuk Berbagai Jenis Tanah

Perencanaan Umum Struktur Gedung

a. Struktur Penahan Beban Gempa

Semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok, dan kombinasinya harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana. Pengabaian pemikulan pengaruh gempa rencana oleh salah satu atau lebih kolom atau subsistem struktur yang disebutkan hanya diperkenankan jika partisipasi pemikulan pengaruh gempanya kurang dari 10%.

b. Lantai Tingkat sebagai Diafragma

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

c. Eksentrisitas Pusat Massa terhadap Pusat Rotasi Lantai

Apabila pusat massa dan pusat rotasi ada suatu lantai tingkat suatu gedung tidak berhimpit maka akan terjadi eksentrisitas yang dapat menghasilkan

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

Untuk $0 < e \leq 0.3b$:

$$e_d = 1.5e + 0.05b$$

Atau

$$e_d = e - 0.05b$$

Dipilih yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur bangunan yang ditinjau.

Untuk $e > 0.3b$:

$$e_d = 1.33e + 0.1b$$

Atau

$$e_d = 1.17e - 0.1b$$

Dipilih yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur bangunan yang ditinjau. Eksentrisitas ini ditinjau dalam dua arah utama bangunan. Dengan demikian titik tangkap gaya gempa statik ekuivalen di setiap lantai digeser untuk memperhitungkan eksentrisitas rencana tersebut, sebelum dilakukan analisa statik.

d. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T_1) dari struktur gedung harus dibatasi, tergantung

pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya (n) menurut persamaan berikut.

$$T_1 < \zeta n$$

Wilayah Gempa	ζ
1	0.20
2	0.19
3	0.18
4	0.17
5	0.16
6	0.15

Tabel 2.7. Koefisien ζ yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung

e. Arah Pembebanan Gempa

Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada utama pembebanan tadi dengan efektivitas hanya 30%.

Perencanaan Struktur Gedung Beraturan

a. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

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

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t$$

Dimana:

V = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

C_1 = Nilai faktor respon gempa yang diperoleh dari spektrum respon gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental T_1 dalam satuan g (percepatan gravitasi)

I = Faktor keutamaan gedung

R = Faktor reduksi gempa

W_t = Massa total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

Gaya geser dasar nominal (V) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_1 yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan sebagai berikut

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Dimana:

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

W_i = Massa lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai

z_i = Ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral

n = Nomor lantai tingkat paling atas

b. Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan analisa getar bebas tiga dimensi dengan bantuan program computer yang menggunakan cara yang sama dengan *eigen value analysis*.

Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan

a. Ketentuan untuk Analisis Respon Dinamik

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

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

$$V \geq 0.8V_l$$

Dimana V_l = Gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana menurut persamaan sebelumnya.

b. Analisa Dinamik Ragam Respon Spektrum

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

Penjumlahan respon ragam untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berdekatan harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Waktu getar alami ini harus dianggap berdekatan apabila nilainya kurang dari 15%.

Untuk struktur yang mempunyai waktu getar alami berjauhan, penjumlahan respon ragam dapat dilakukan dengan metode Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root Sum Squares* atau SRSS).

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

$$\frac{0.8V_i}{V} \geq 1$$

Apabila nilai $V < 0.8V_i$. Setelah dikalikan faktor skala tersebut maka gaya geser dasar nominal itulah yang menjadi beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana untuk gedung tersebut yang akan digunakan untuk perancangan atau pemeriksaan struktur.

Kinerja Struktur Gedung

a. Kinerja Batas Layan

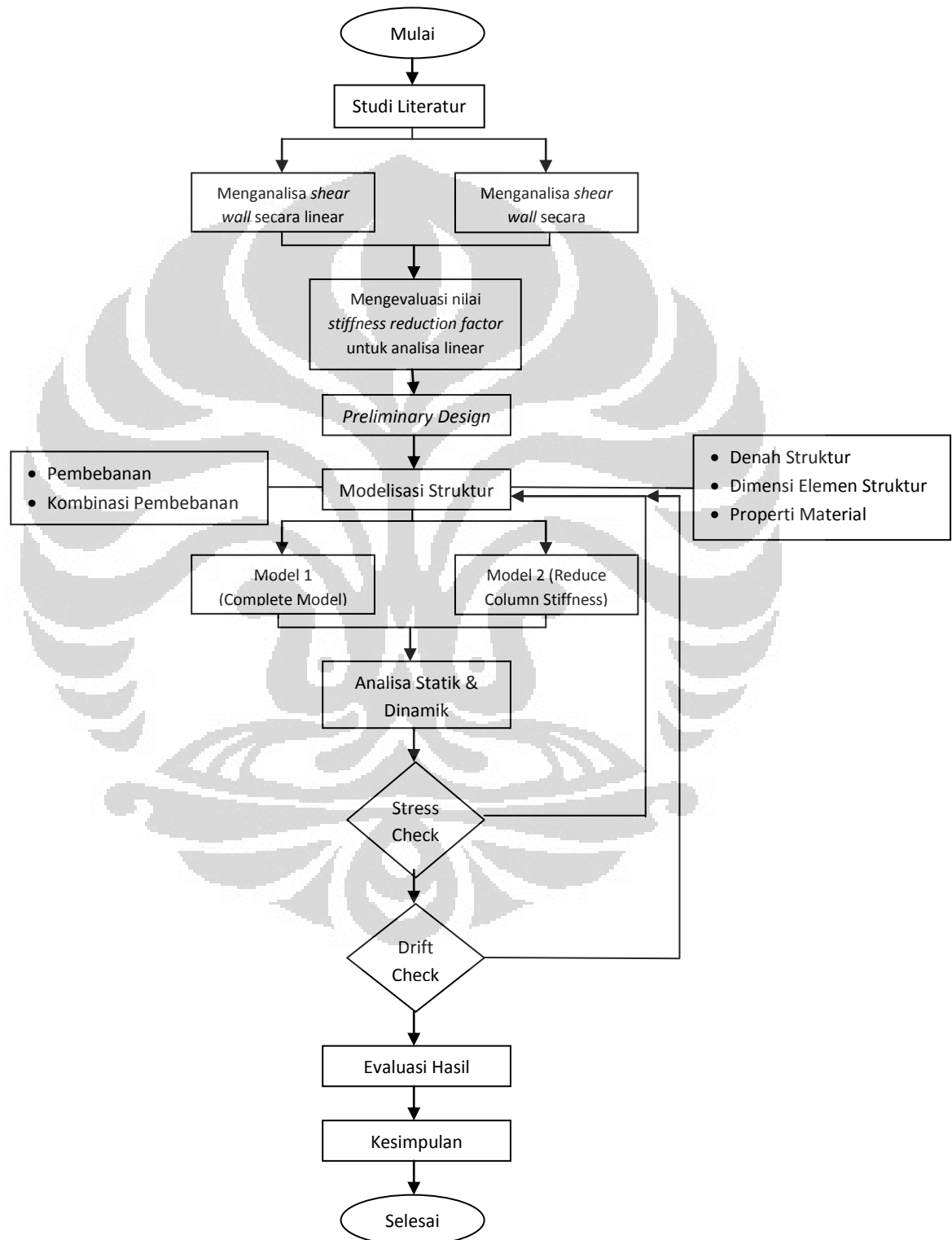
Kinerja batas layan struktur gedung dibatasi oleh simpangan antar tingkat (*drift*) akibat pengaruh gempa rencana. Simpangan antar tingkat ini dihitung dari simpangan struktur gedung yang telah dibagi Faktor Skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan, simpangan antar tingkat tidak boleh melampaui $0.03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung pada nilai mana yang terkecil.

b. Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan. Simpangan dan simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan akibat pembebanan gempa nominal dikalikan faktor pengali $\zeta = 0.7R$ (untuk struktur beraturan). Simpangan antar tingkat dalam kondisi ultimit ini tidak boleh melebihi 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

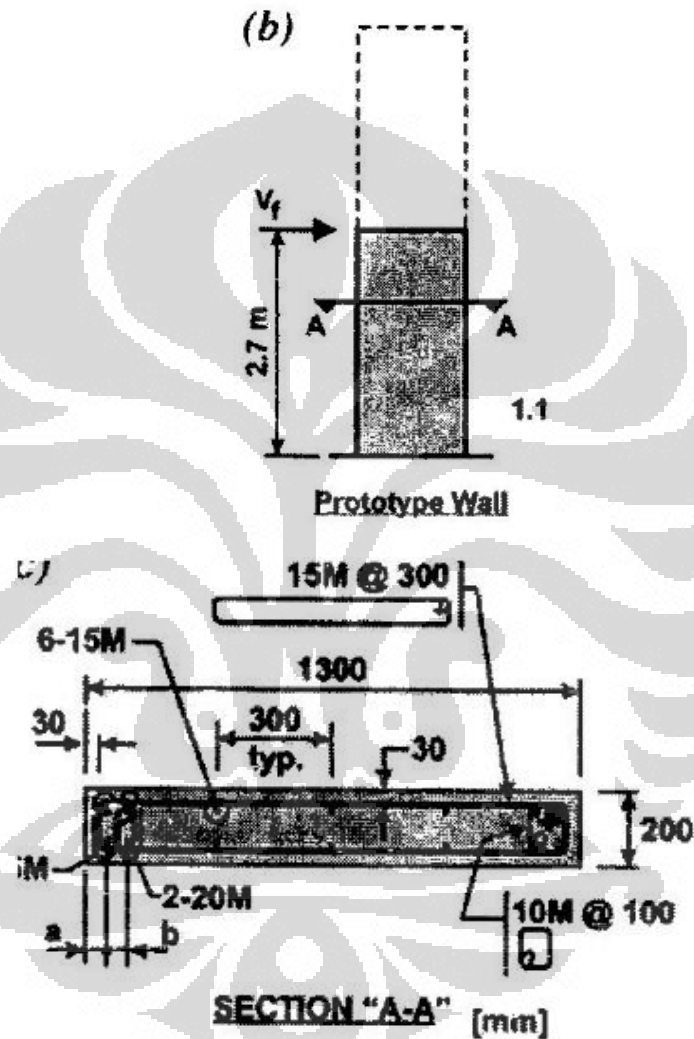
BAB 3 METODE PENELITIAN DAN PERMODELAN

3.1 Alur Berpikir



3.2 Properti *Shear Wall*

Dinding geser yang dimodelkan dalam skripsi ini adalah dinding berukuran 130 cm x 270 cm (4.26 ft x 8.85 ft) dengan tebal 20 cm. Besar rasio h_w/l_w adalah 2.08 sehingga dinding masuk ke dalam kategori *shear wall* ($h_w/l_w \geq 2$).



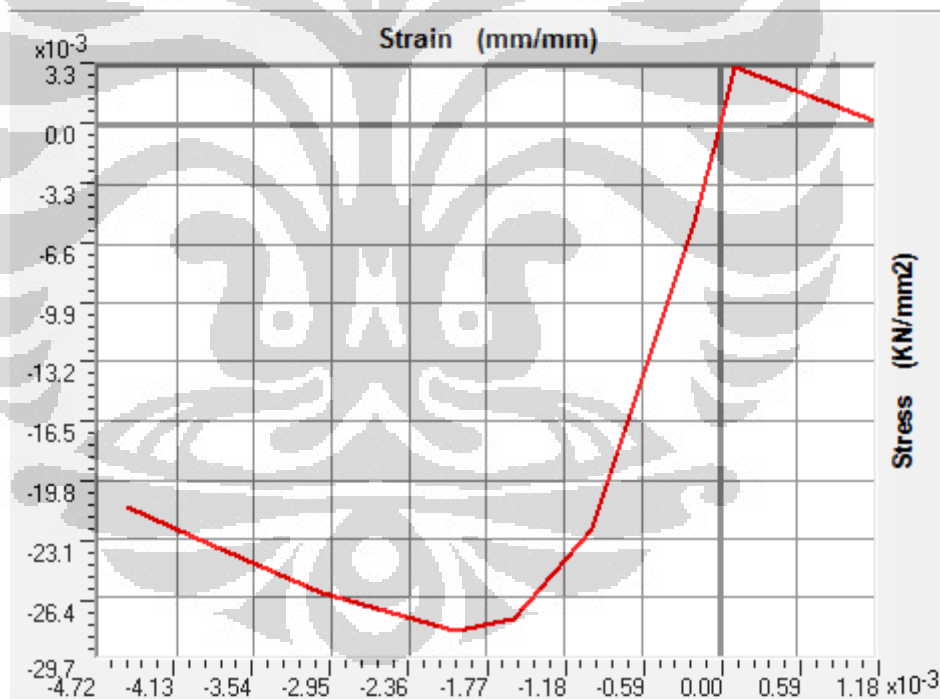
Gambar 3.1. Detail Pembesian *Shear Wall*

Material yang digunakan dalam permodelan terlampir dalam Tabel 3.1, dimana beton mempunyai kuat tekan $f'_c = 28.3$ MPa. Baja tulangan mempunyai kuat leleh $f_y = 352$ MPa (51 ksi).

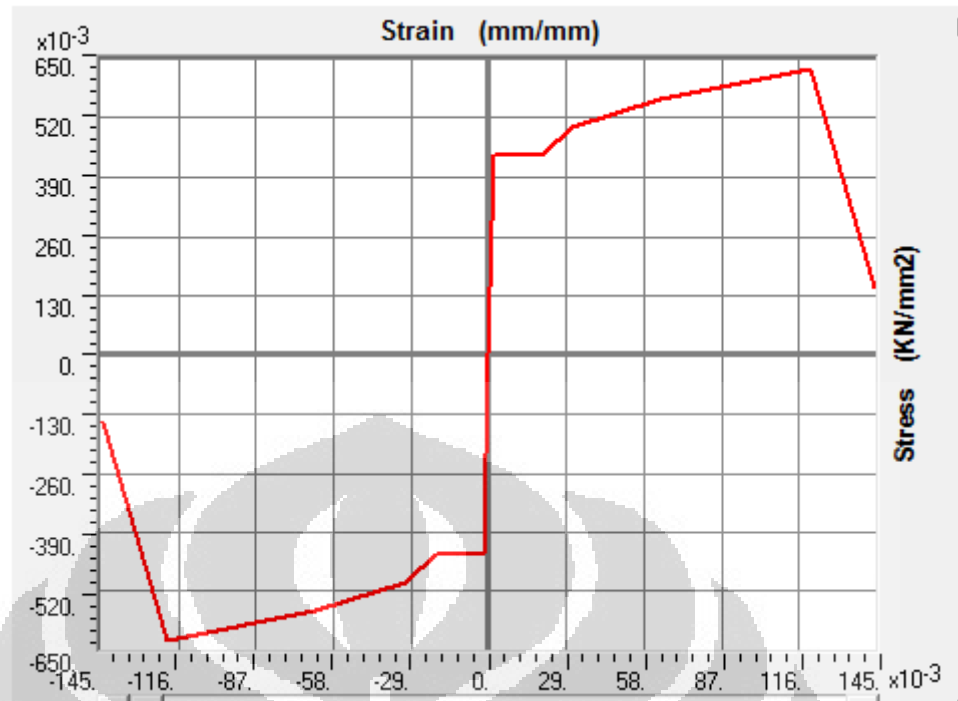
Material	Mutu	Modulus Elastisitas
Beton	$f'_c = 28.3 \text{ MPa}$	$E_c = 29.140 \text{ MPa}$
Baja		
- horizontal	$f_y = 452 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$
- longitudinal	$f_y = 437 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$
- longitudinal	$f_y = 412 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$
- longitudinal	$f_y = 448 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Tabel 3.1. Properti Material

Untuk analisa non-linear, perilaku non-linear dari material yang digunakan juga perlu didefinisikan. Berikut adalah diagram beban lendutan dari material yang digunakan.



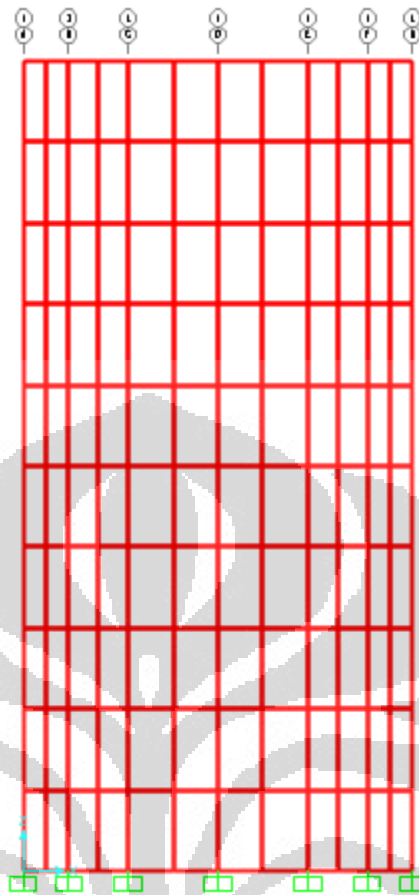
Gambar 3.2. Gambar Diagram Regangan-Tegangan Material Beton



Gambar 3.3. Diagram Regangan-Tegangan Material Baja

3.3 Permodelan dengan Program SAP2000

Shear wall akan dimodelkan pada program SAP 2000 sesuai dengan jurnal yang digunakan dengan lebar, tinggi dan tebal yang sama. Permodelan shear wall pada program SAP 2000 sebagai berikut:



Gambar 3.4. Permodelan *Shear Wall* pada SAP 2000

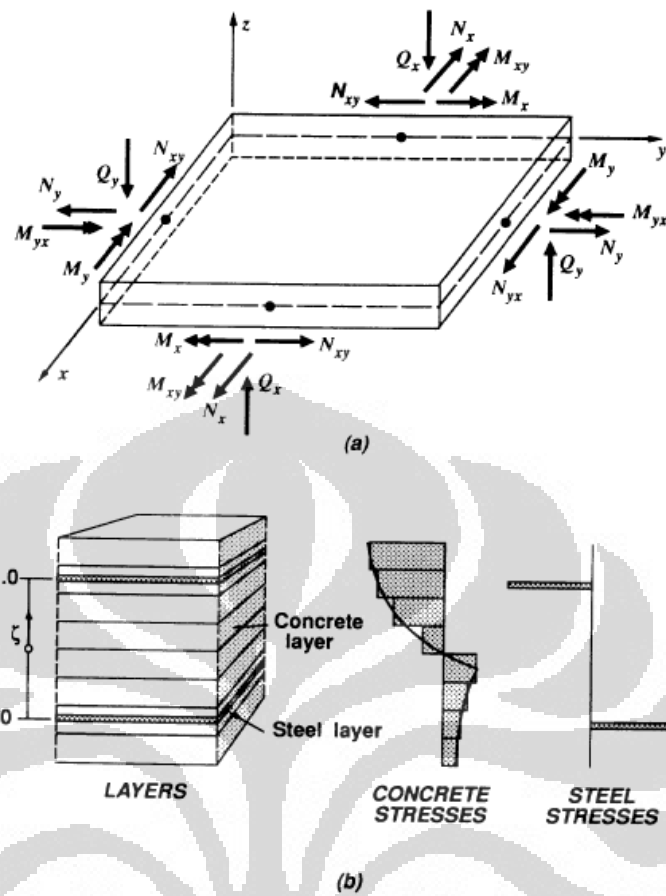
Pada program ini *shear wall* akan dimodelkan sebagai elemen *layered shell*. Permodelan ini akan membagi *shear wall* menjadi beberapa lapisan, dimana material, ketebalan, dan lokasi dari setiap lapisan dapat didefinisikan. Permodelan ini dilakukan agar perilaku dari *shear wall* dapat dimodelkan sebagaimana mestinya. Detail elemen *layered shell* di berikan pada tabel di bawah ini.

Layer Name	Distance	Thickness	Material	Material Component Behavior		
				S11	S22	S12
Conc2	80	40	Concrete	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
TopBar2M	62	0.66667	Steel	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
TopBar1M	62	0.66667	Steel	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Conc1	40	40	Concrete	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
ConcM	0	40	Concrete	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Conc3	-40	40	Concrete	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
BotBar1M	-62	0.6667	Steel	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
BotBar2M	-62	0.6667	Steel	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Conc4	-80	40	Concrete	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear

Tabel 3.2. Detail Elemen *Layered Shell*

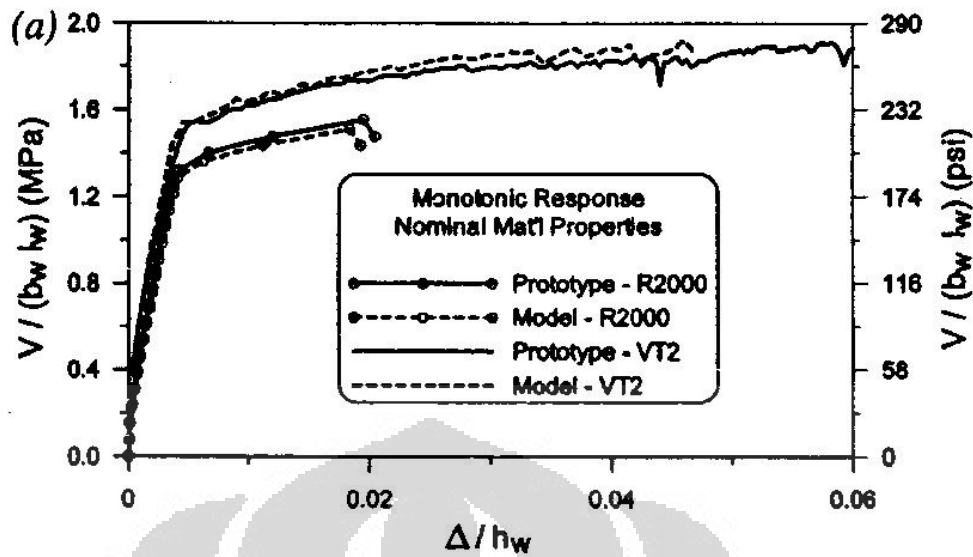
Pembebanan yang diberikan akan disesuaikan dengan tes uji laboratorium yang dilakukan oleh I. Ghorbani-Renani, N. Velev et al., dimana tes yang dilakukan dikontrol dengan memberikan *displacement* horizontal pada bagian atas bangunan. Dalam tes *monotonic*, *displacement* lateral diberikan secara konstan dengan besar 1.0mm/minute (0.04 in/minute).

Untuk analisa non-linear, *shear wall* akan dibagi menjadi elemen-elemen *quadrilateral* dengan 4 nodal (j1, j2, j3, j4) agar perilaku non-linear dari material dapat dimodelkan. Setelah diskretisasi dilakukan, *shear wall* akan dibebani dengan cara dan besar yang sama dengan analisa linear. Besarnya diskretisasi akan mempengaruhi keakuratan dari permodelan *shear wall*.



Gambar 3.5. Detail Elemen *Quadrilateral*. a) Elemen *Shell* dengan 4 Nodal. b) Lapisan pada Setiap Elemen *Quadrilateral*

Diagram beban-lendutan dari analisa non-linear akan dibandingkan dengan diagram beban-lendutan yang diperoleh dari hasil uji laboratorium pada specimen dengan properti yang sama. Perbandingan ini dilakukan untuk memeriksa keakuratan dari permodelan non-linear.



Gambar 3.6. Diagram Beban-Lendutan yang Diperoleh dari Uji Laboratorium

Diagram beban-lendutan yang dianalisa secara non linear akan dibandingkan dengan diagram beban-lendutan yang dianalisa secara linear untuk mengevaluasi nilai faktor reduksi kekakuan yang tertera pada SNI 03-2847-2002, ACI 318-08 dan FEMA 356.

Setelah nilai faktor reduksi kekakuan dievaluasi, tahap selanjutnya adalah menganalisa parameter reduksi kekakuan mana yang paling berpengaruh pada shear wall. Pada elemen *shell*, faktor reduksi kekakuan dapat dikalikan pada 8 jenis parameter kekakuan, yaitu: parameter kekakuan untuk *membrane action* (N_x , N_y , N_{xy}), biasanya terkait dengan gaya searah bidang, dan parameter kekakuan untuk *plate-bending action* (M_x , M_y , M_{xy} , Q_x , Q_y), biasanya terkait dengan gaya tegak lurus bidang. Evaluasi dilakukan dengan membandingkan hasil analisa linear yang semua parameter kekakuannya direduksi dengan hasil analisa linear yang hanya beberapa parameter kekakuannya direduksi.

3.4 Permodelan Struktur

Bangunan yang akan digunakan sebagai permodelan struktur dalam penelitian ini adalah bangunan gedung dengan struktur beton bertulang dan mempunyai spesifikasi sebagai berikut:

1. Luas Bangunan : $25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$
2. Beton
 - Kuat tekan (f'_c) : 30 MPa
 - Modulus Elastisitas (E_c) : 25439 MPa
 - Berat Jenis (γ_{beton}) : 2400 kg/m³
3. Baja
 - Kuat tarik (f_y) : 400 MPa
 - Modulus Elastisitas (E_s) : 200000 MPa

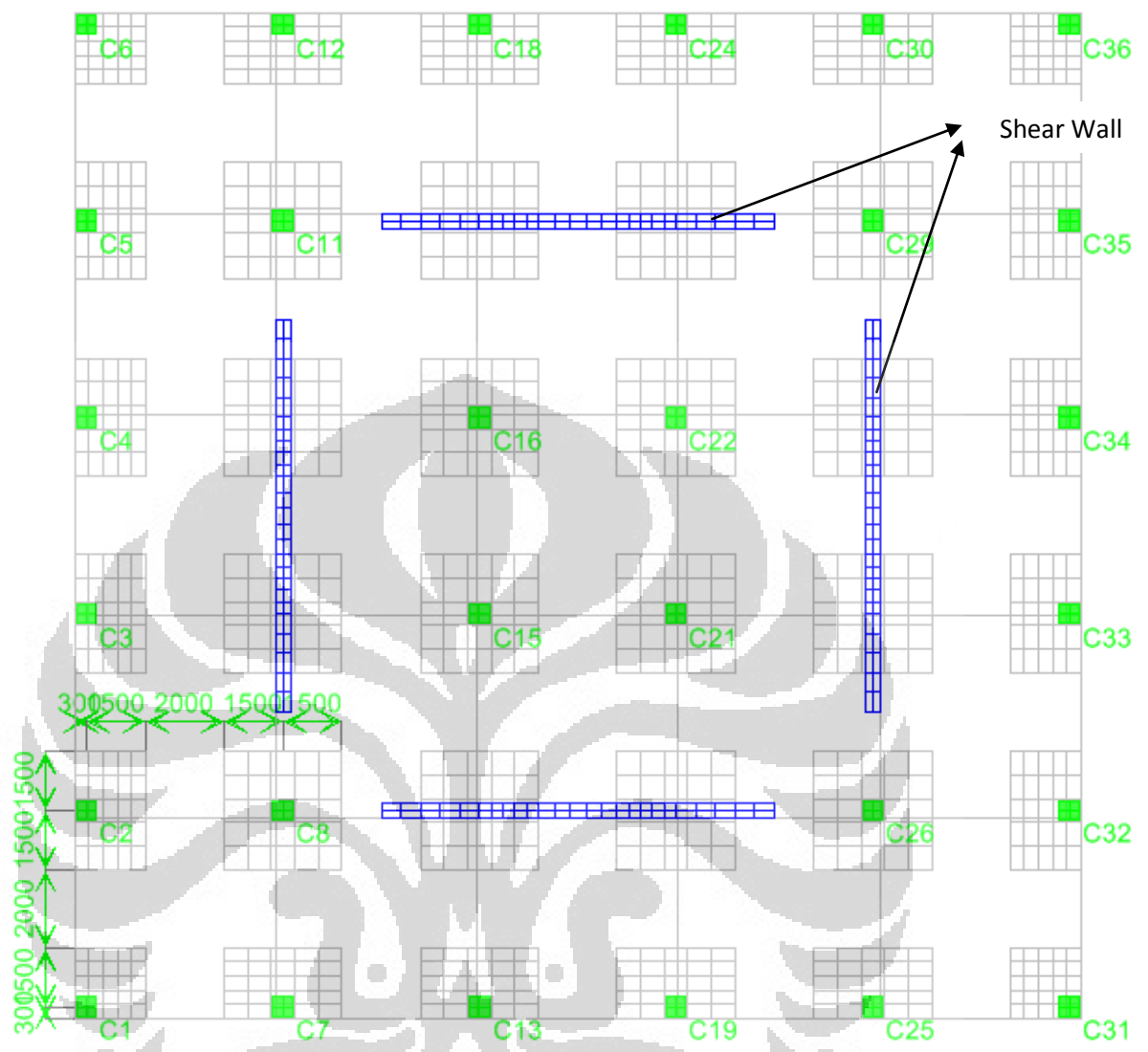
Gedung ini akan dimodelkan sebanyak tiga variasi gedung yang mempunyai tinggi bangunan yang berbeda. Setiap variasi ketinggian mempunyai dua jenis permodelan dan dimensi struktur berbeda yang mempunyai spesifikasi sebagai berikut :

Tinggi Bangunan	Model	Struktur bangunan		
		Kolom	Shear Wall	Flat Slab
4 Lantai	Model 1	Modification Factor 0,7	Shell	Shell
	Model 2	Modification Factor 0,0001	Shell	Membrane
8 Lantai	Model 1	Modification Factor 0,7	Shell	Shell
	Model 2	Modification Factor 0,0001	Shell	Membrane
12 Lantai	Model 1	Modification Factor 0,7	Shell	Shell
	Model 2	Modification Factor 0,0001	Shell	Membrane

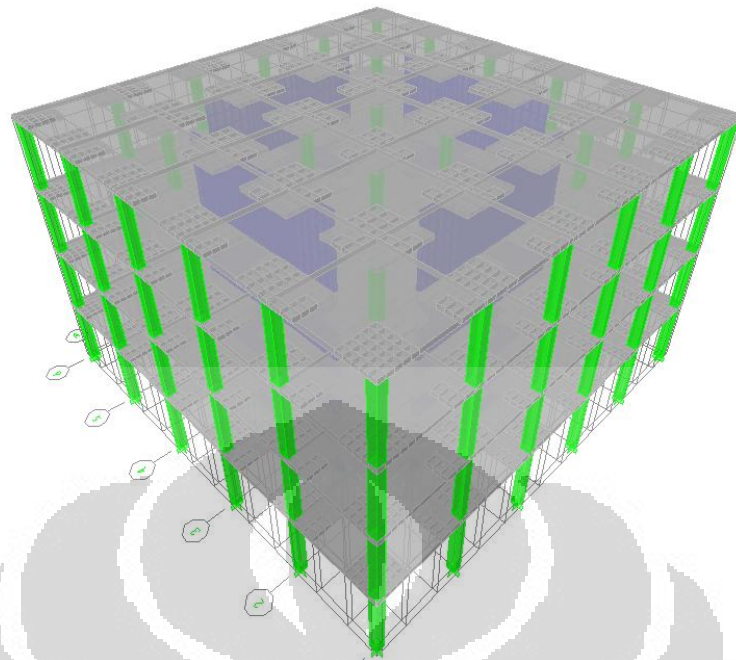
Tabel 3.3. Permodelan Struktur

Tinggi Bangunan	Struktur bangunan		
	Kolom (mm)	Shear Wall (mm)	Flat Slab (mm)
4 Lantai	450x450	200	250
8 Lantai	500x500	400	250
12 Lantai	500x500	600	250

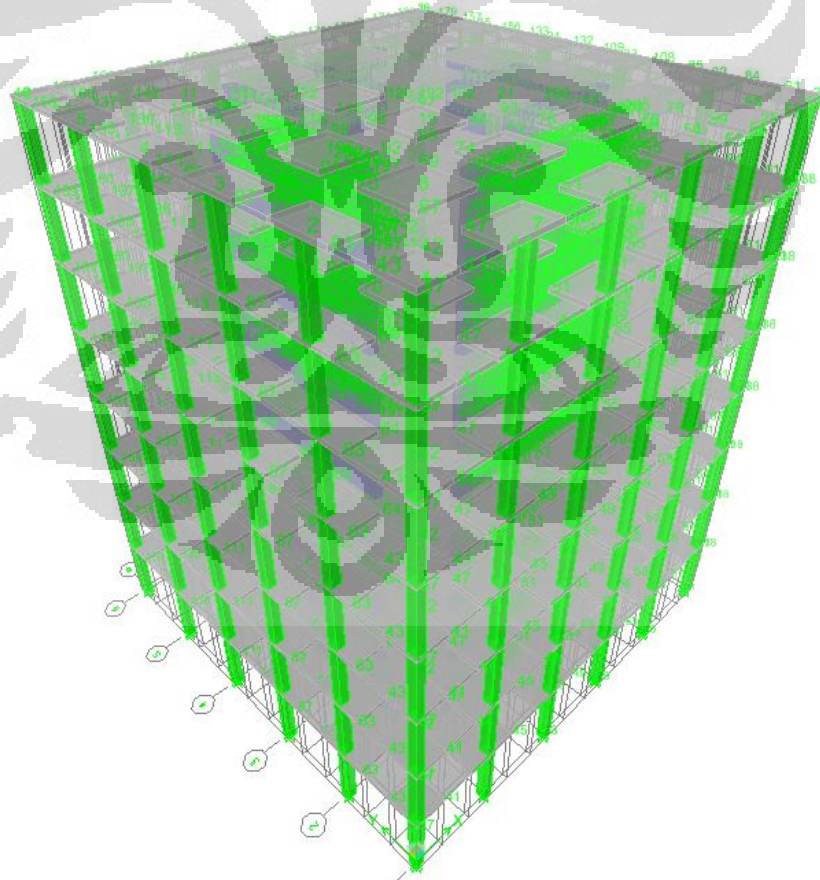
Tabel 3.4. Dimensi Struktur



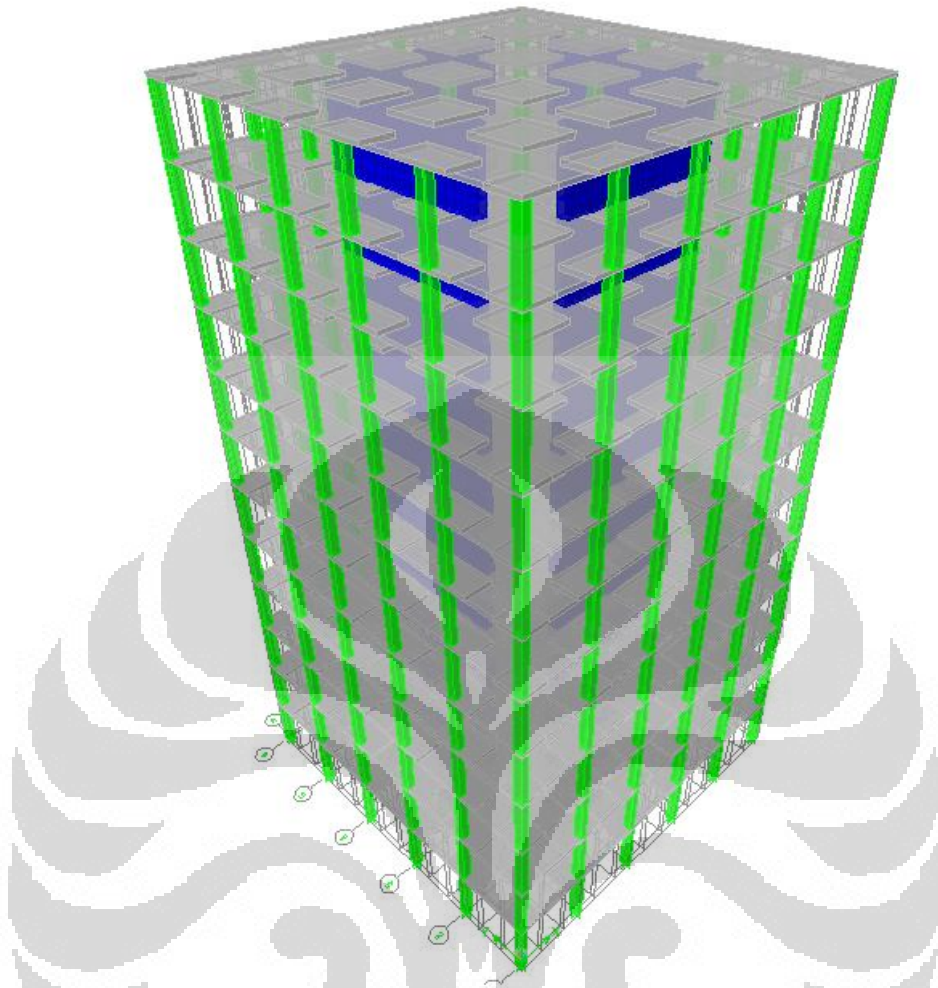
Gambar 3.7. Denah Struktur



Gambar 3.8. Permodelan Gedung 4 Lantai



Gambar 3.9. Permodelan Gedung 8 Lantai



Gambar 3.10. Permodelan Gedung 12 Lantai

Pembebanan pada struktur mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SKBI-1.3.53.1987. Tipe-tipe beban yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

4. Beban mati dan beban mati tambahan

Beban mati adalah berat dari seluruh bagian dari struktur yang bersifat tetap. Beban mati akan diperhitungan secara otomatis dari program, setelah tiap dimensi dan properti penampang balok, pelat, kolom, dan dinding dimasukkan terlebih dahulu. Sedangkan beban mati tambahan muncul akibat berat dari elemen nonstruktural. Beban mati tambahan yang digunakan antara lain partisi dan penutup lantai (1.1 kN/m^2), mortar lantai

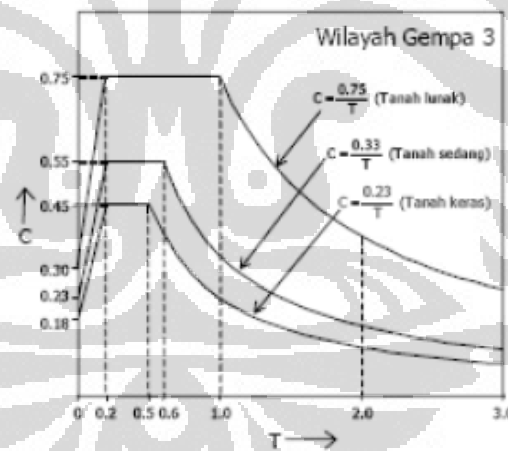
(0.2 kN/m^2), serta beban pemasangan peralatan elektrikal dan mekanikal (1 kN/m^2)

5. Beban hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan struktur gedung, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun barang yang dapat berpindah, atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dalam struktur yang dapat diganti selama masa hidup dari struktur gedung tersebut. Struktur dirancang untuk menerima beban hidup pada lantai sebesar 2.5 kN/m^2 dan 1 kN/m^2 untuk lantai atap.

6. Beban gempa

Beban gempa akan dihitung berdasarkan peraturan gempa SNI 03-1726-2002 dengan asumsi bangunan berada di Jakarta dan jenis tanah lunak. Berdasarkan peta gempa, respon spektra yang digunakan adalah respon spektra gempa wilayah 3 dengan percepatan tanah puncak $\text{PGA} = 0.30\text{g}$.

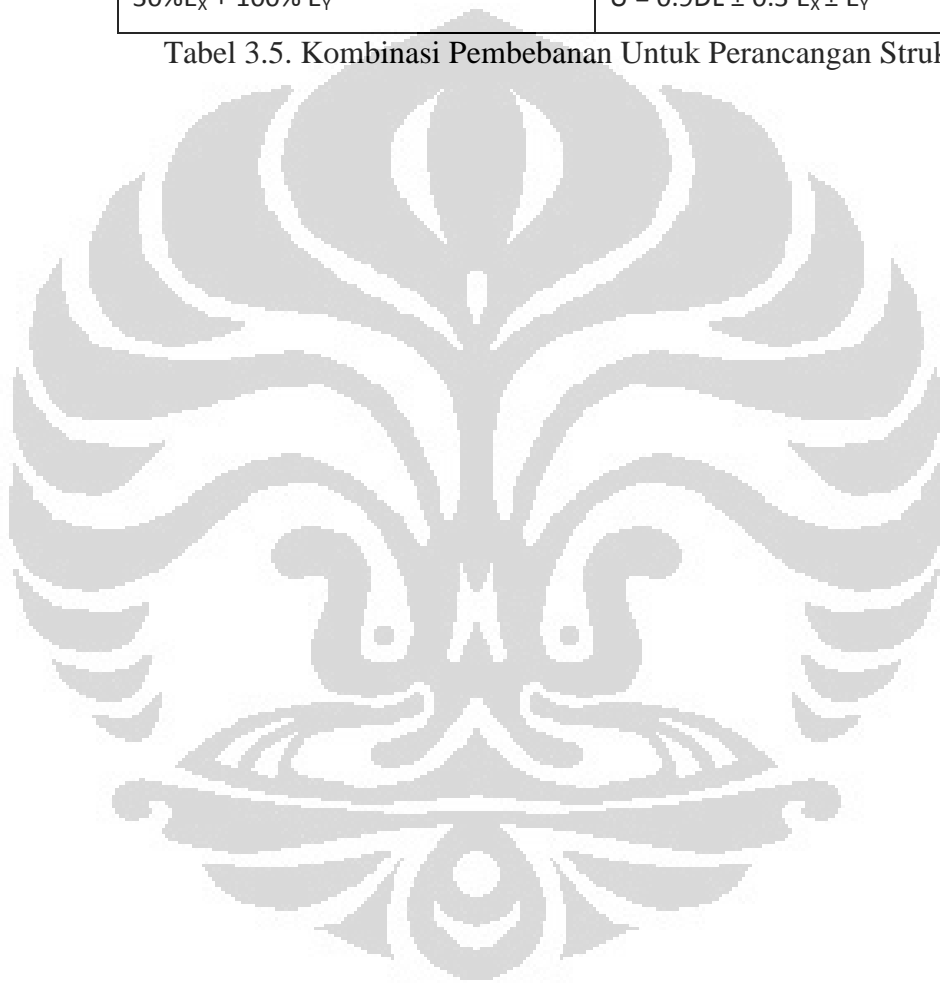


Gambar 3.11. Respon Spektra Rencana

Untuk perencanaan model struktur, akan diaplikasikan kombinasi pembebanan seperti yang tertera pada tabel 3.3. kombinasi pembebanan mempertimbangkan beban gravitasi dan beban gempa dengan efek orthogonal pada model 3 dimensi. Untuk perencanaan detail penulangan *squat wall*, beban gempa yang diberikan adalah beban rencana sepenuhnya.

Pembebanan	Kombinasi
Beban Gravitasi	$U = 1.4DL$ $U = 1.2DL + 1.66LL$
Beban Gempa 100% E_x + 30% E_y	$U = 1.2DL + LL \pm E_x \pm 0.3 E_y$ $U = 0.9DL \pm E_x \pm 0.3 E_y$
Beban Gempa 30% E_x + 100% E_y	$U = 1.2DL + LL \pm 0.3 E_x \pm E_y$ $U = 0.9DL \pm 0.3 E_x \pm E_y$

Tabel 3.5. Kombinasi Pembebanan Untuk Perancangan Struktur



BAB 4

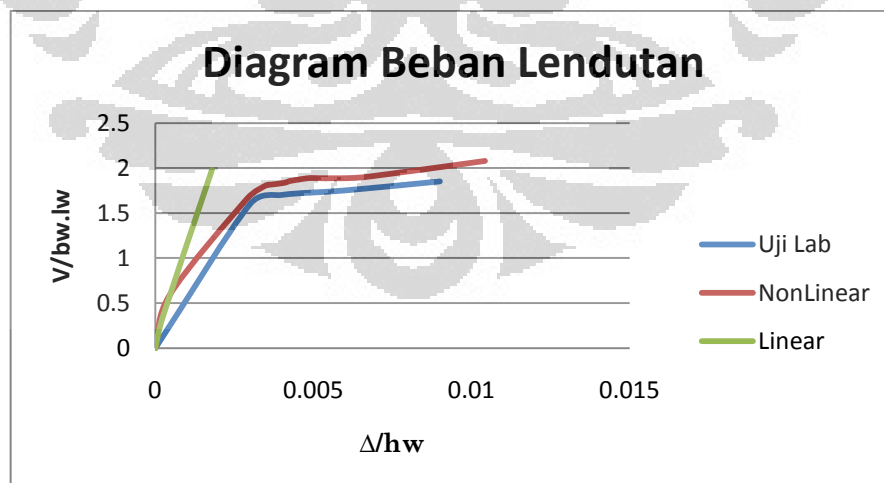
SIMULASI DAN ANALISIS

Dengan menggunakan program SAP 2000 diperoleh output data berupa beban-lendutan yang ditampilkan pada tabel dibawah, baik secara non-linear maupun linear:

Nonlinear		Linear	
BaseForce	Displ	BaseForce	Displ
KN	mm	KN	mm
0	0	0	0
154.944	1.253831	177.833	1.250741
430.711	7.823563	1028.763	9.688895
468.485	9.386345	1023.46	9.766666
471.9	9.698929	1024.001	9.771501
471.886	9.699582	1023.851	9.77212
471.431	9.73879	1023.729	9.772428
476.877	10.987059	1023.729	9.772428
483.127	11.612344	1023.734	9.772466
491.026	13.175528	1023.734	9.772466

Tabel 4.1. Tabel Beban-Lendutan

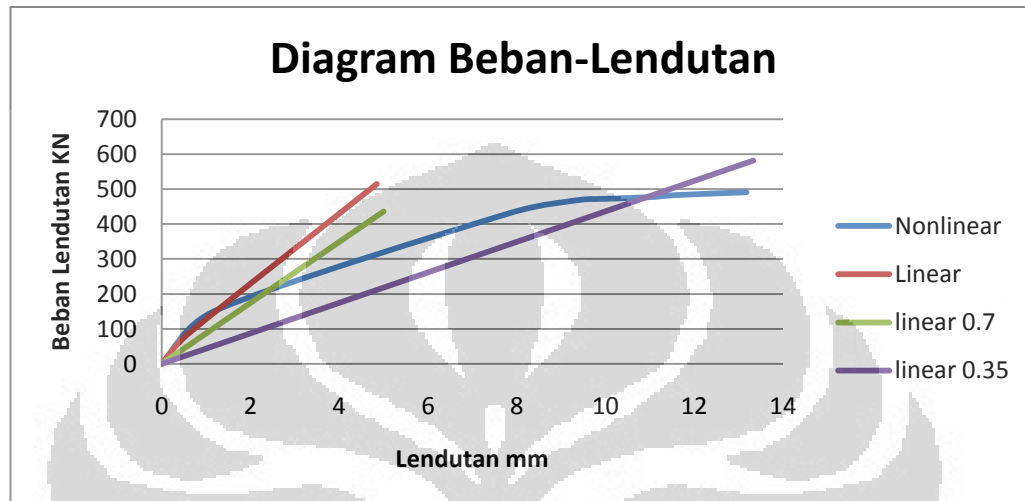
Dari data tersebut diperoleh diagram beban-lendutan yang menggambarkan perilaku dari struktur saat diberikan beban.



Gambar 4.1. Diagram Beban-Lendutan Linear dan Non-Linear

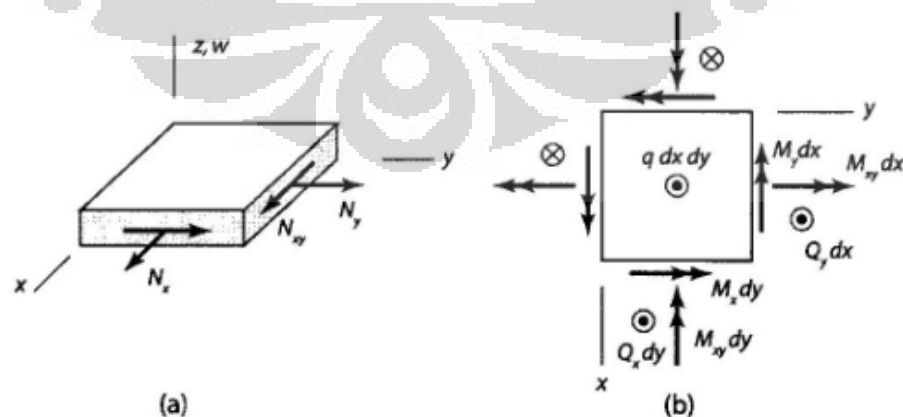
Dari data dan diagram beban-lendutan dapat diketahui bahwa *shear wall* yang dianalisa secara linear memberikan kekuatan yang jauh lebih besar

dibandingkan dengan *shear wall* yang dianalisa secara non linear. Oleh karena itulah penggunaan faktor reduksi kekakuan pada perancangan *shear wall* dibutuhkan sebagai kompensasi atas asumsi yang digunakan. Berikut adalah diagram beban-lendutan dari *shear wall* yang kekakuannya telah diberi faktor reduksi:



Gambar 4.2. Diagram Beban-Lendutan

Pada elemen *shell*, faktor reduksi kekakuan dapat dikalikan pada 8 jenis parameter kekakuan, yaitu: parameter kekakuan untuk *membrane action* (N_x , N_y , N_{xy}), biasanya terkait dengan gaya searah bidang, dan parameter kekakuan untuk *plate-bending action* (M_x , M_y , M_{xy} , Q_x , Q_y), biasanya terkait dengan gaya tegak lurus bidang.



Gambar 4.3. Gaya Dalam Pada Elemen *Shell* Terkait Dengan (a) *Membrane Action*; dan (b) *Plate-Bending Action*

Faktor reduksi kekakuan dikalikan pada semua parameter kekakuan, dimana nilai-nilai faktor reduksi diperoleh dari SNI 03-2847-2002, ACI 318-08 dan FEMA 356.

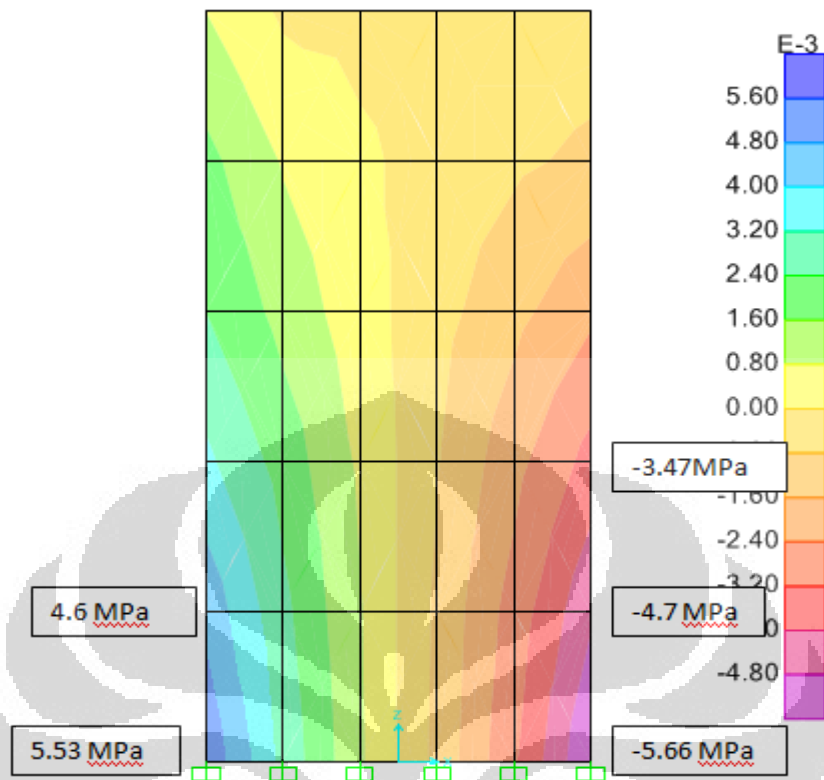
Berdasarkan peraturan yang digunakan, nilai faktor reduksi kekakuan sebesar 0.35 digunakan untuk memodelkan kondisi dinding yang mengalami retak. Untuk mengetahui apakah dinding mengalami retak atau tidak, akan dilakukan analisa linear untuk memperoleh besar tegangan pada permukaan *shear wall*. Nilai tegangan yang diperoleh akan dibandingkan dengan rumus berikut:

$$-\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{I_g} > f_r$$

Nilai f_r adalah:

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c} = 0.7\sqrt{28.3} = 3.723 \text{ MPa}$$

Apabila persamaan di atas terpenuhi, maka dinding mengalami retak dan nilai faktor reduksi kekakuan harus diubah menjadi 0.35. Perubahan faktor reduksi ini bertujuan untuk mentransfer gaya yang harus ditahan dinding geser menuju kolom, menghasilkan desain kolom yang mampu menahan gaya lebih besar ketika retak terjadi pada dinding geser. Besarnya beban yang diberikan pada analisa linear adalah sama dengan beban yang ditanggung dinding pada saat mengalami keruntuhan (*failure load*).



Gambar 4.4. Diagram Tegangan pada Shear Wall yang Mengalami Retak

Untuk tahap selanjutnya, faktor reduksi hanya akan dikalikan pada beberapa parameter kekakuan dengan rincian sebagai berikut:

Faktor Reduksi Kekakuan	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5	Kombinasi 6
Membrane f11 (Nx)	0.7	0.35	0.7	1	0.7	0.35
Membrane f22 (Ny)	0.7	0.35	0.7	1	0.7	0.35
Membrane f12 (Nxy)	0.7	0.35	0.7	1	0.7	0.35
Bending m11 (Mx)	0.7	0.35	1	0.7	0.7	0.35
Bending m22 (My)	0.7	0.35	1	0.7	0.7	0.35
Bending m12 (Mxy)	0.7	0.35	1	0.7	0.7	0.35
Shear v13 (Qx)	0.7	0.35	1	0.7	1	1
Shear v23 (Qy)	0.7	0.35	1	0.7	1	1

Tabel 4.2. Parameter Kekakuan

Untuk membandingkan hasil data output yang diberikan dari kombinasi di atas akan ditampilkan tabel beban-lendutan dari masing-masing kombinasi.

Linear (fr 1)		Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3	
BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ
KN	mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm
0	0	0	0	0	0	0	0
177.833	1.250741	1743.384	20	871.692	20	1743.384	20
1028.763	9.688895	3486.767	40	1743.384	40	3486.767	40
1023.46	9.766666	5230.151	60	2615.075	60	5230.151	60
1024.001	9.771501	6973.535	80	3486.767	80	6973.535	80
1023.851	9.77212	8716.918	100	4358.459	100	8716.918	100
1023.729	9.772428	10460.3	120	5230.151	120	10460.3	120
1023.729	9.772428	12203.69	140	6101.843	140	12203.69	140
1023.734	9.772466	13947.07	160	6973.535	160	13947.07	160
1023.734	9.772466	15690.45	180	7845.226	180	15690.45	180
1023.735	9.772468	17433.84	200	8716.918	200	17433.84	200

Kombinasi 4		Kombinasi 5		Kombinasi 6	
BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ
KN	mm	KN	mm	KN	mm
0	0	0	0	0	0
177.833	1.250741	1743.384	20	871.692	20
1028.763	9.688895	3486.767	40	1743.384	40
1023.46	9.766666	5230.151	60	2615.075	60
1024.001	9.771501	6973.535	80	3486.767	80
1023.851	9.77212	8716.918	100	4358.459	100
1023.729	9.772428	10460.3	120	5230.151	120
1023.729	9.772428	12203.69	140	6101.843	140
1023.734	9.772466	13947.07	160	6973.535	160
1023.734	9.772466	15690.45	180	7845.226	180
1023.735	9.772468	17433.84	200	8716.918	200

Tabel 4.3. Beban-Lendutan

Beban-lendutan yang dihasilkan dari kombinasi 1, 3 dan 5 mempunyai hasil yang sama. Hal ini juga terjadi untuk kombinasi 2 dan 6. Untuk kombinasi 3 dan 5 hanya kekauan terhadap *membrane action* yang direduksi. Ini menunjukkan bahwa pada *shear wall*, parameter kekauan untuk *plate-bending action* tidak berpengaruh terhadap kekauan sehingga dalam perhitungan tidak perlu direduksi. Selanjutnya faktor reduksi akan dikalikan dengan parameter yang hanya mempengaruhi *membrane action* dengan rincian sebagai berikut:

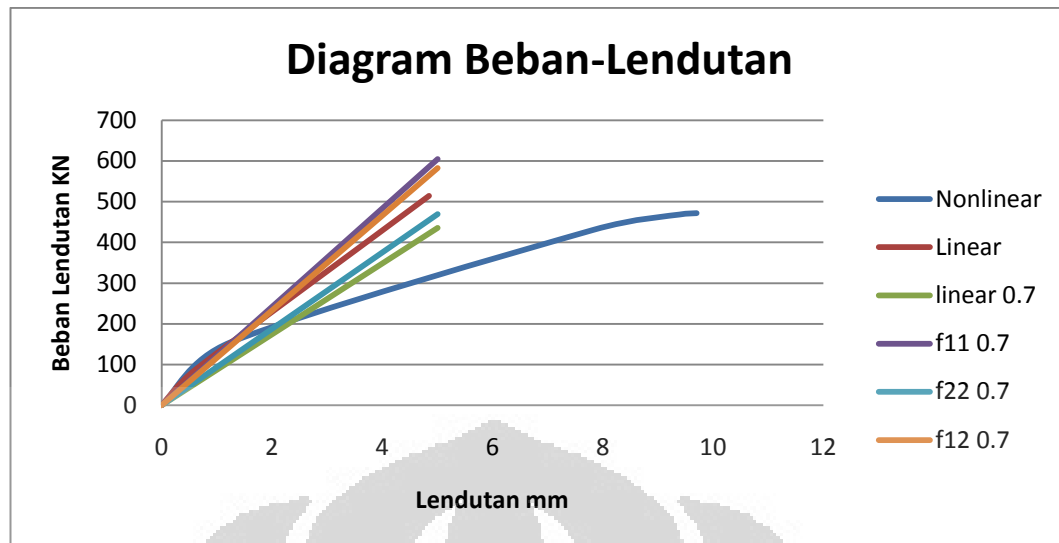
Faktor Reduksi Kekakuan	Kombinasi 7	Kombinasi 8	Kombinasi 9	Kombinasi 10	Kombinasi 11
Membrane f11 (Nx)	0.7	1	1	0.7	1
Membrane f22 (Ny)	1	0.7	1	0.7	0.7
Membrane f12 (Nxy)	1	1	0.7	1	0.7
Bending m11 (Mx)	1	1	1	1	1
Bending m22 (My)	1	1	1	1	1
Bending m12 (Mxy)	1	1	1	1	1
Shear v13 (Qx)	1	1	1	1	1
Shear v23 (Qy)	1	1	1	1	1

Tabel 4.4. Parameter Kekakuan pada *Membrane Action*

Kombinasi di atas menghasilkan tabel diagram beban-lendutan sebagai berikut:

kombinasi 7		kombinasi 8		kombinasi 9		kombinasi 10		kombinasi 11	
BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ	BaseForce	Displ
KN	mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2419.818	20	1876.604	20	2329.847	20	1834.626	20	1782.129	20
4839.636	40	3753.208	40	4659.694	40	3669.252	40	3564.257	40
7259.455	60	5629.811	60	6989.541	60	5503.879	60	5346.386	60
9679.273	80	7506.415	80	9319.388	80	7338.505	80	7128.514	80
12099.09	100	9383.019	100	11649.24	100	9173.131	100	8910.643	100
14518.91	120	11259.62	120	13979.08	120	11007.76	120	10692.77	120
16938.73	140	13136.23	140	16308.93	140	12842.38	140	12474.9	140
19358.55	160	15012.83	160	18638.78	160	14677.01	160	14257.03	160
21778.36	180	16889.43	180	20968.62	180	16511.64	180	16039.16	180
24198.18	200	18766.04	200	23298.47	200	18346.26	200	17821.29	200

Tabel 4.5. Beban Lendutan



Gambar 4.5. Diagram Beban-Lendutan (FR 0,7)

Untuk menganalisa parameter *membrane action* yang paling berpengaruh, hasil dari keenam kombinasi di atas dibandingkan dengan kombinasi 3. Dapat dilihat bahwa faktor reduksi yang bekerja pada f22 menghasilkan nilai yang paling mendekati kombinasi 3 dan sebaliknya untuk faktor reduksi untuk f11 dan f12. Hal ini menunjukkan bahwa, pada *shear wall* gaya dalam yang paling berpengaruh adalah gaya dalam N_{yy} . Berikut disajikan tabel kesalahan relatif dari perbandingan yang dilakukan

Kombinasi	Kesalahan Relatif
kombinasi 7	38.80%
kombinasi 8	7.64%
kombinasi 9	33.64%
kombinasi 10	5.23%
kombinasi 11	2.22%

Tabel 4.6. Kesalahan Relatif

Tahap terakhir yang akan dilakukan adalah aplikasi dari parameter yang telah diperoleh dari percobaan di atas dan mengaplikasikannya dalam proses mendesain sebuah gedung. Sesuai dengan penjelasan pada bab sebelumnya, terdapat 3 jenis gedung yang akan didesain, masing-masing mempunyai

4.1 Perilaku Statik/Dinamik Struktur

4.1.1 Periode Alami Struktur

Gedung yang didesain pada wilayah gempa 6, sehingga nilai ζ yang digunakan adalah 0.15. tabel berikut menunjukkan pembatasan waktu getar alami fundamental masing-masing gedung.

Gedung	Jumlah Lantai	ζ n [s]	T_1 [s]	Keterangan
1	4	0.6	0.312	OK
2	8	1.2	0.66	OK
3	12	1.8	0.974	OK

4.1.2 Perbandingan Gaya Geser Statik (S) dan Gaya Geser Dinamik (D)

Gedung 8 lantai					
Cx	1.5	Vx (S)	20330.5	Vx (D)	16415.75
Wx	6908.087	80% Vx(S)	16264.4		
Cy	1.5	Vx (S)	20330.5	Vy (D)	16415.75
Wy	6908.087	80% Vx(S)	16264.4		

Gedung 8 lantai					
Cx	1.5	Vx (S)	20330.5	Vx (D)	16415.75
Wx	6908.087	80% Vx(S)	16264.4		
Cy	1.5	Vx (S)	20330.5	Vy (D)	16415.75
Wy	6908.087	80% Vx(S)	16264.4		

Gedung 12 lantai					
Cx	1.5	Vx (S)	26917.11	Vx (D)	21734.06
Wx	9146.145	80% Vx(S)	21533.68		
Cy	1.5	Vx (S)	26917.11	Vy (D)	21735.06
Wy	9146.145	80% Vx(S)	21533.68		

4.1.3 Pengecekan Drift Layan dan Drift Ultimate

Gedung 4 Lantai				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 4	0.00315	0.00315	0.024	0.024
Lantai 3	0.003155	0.003155	0.024	0.024
Lantai 2	0.002683	0.002683	0.024	0.024
Lantai 1	0.001548	0.001548	0.024	0.024

Gedung 8 Lantai				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 8	0.011755	0.011755	0.024	0.024
Lantai 7	0.011793	0.011793	0.024	0.024
Lantai 6	0.011553	0.011553	0.024	0.024
Lantai 5	0.010913	0.010913	0.024	0.024
Lantai 4	0.009775	0.009775	0.024	0.024
Lantai 3	0.008058	0.008058	0.024	0.024
Lantai 2	0.005706	0.005706	0.024	0.024
Lantai 1	0.002602	0.002602	0.024	0.024

Gedung 12 Lantai				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 12	0.017761	0.017761	0.024	0.024
Lantai 11	0.017807	0.017807	0.024	0.024
Lantai 10	0.017735	0.017735	0.024	0.024
Lantai 9	0.017475	0.017475	0.024	0.024
Lantai 8	0.016966	0.016966	0.024	0.024
Lantai 7	0.016156	0.016156	0.024	0.024
Lantai 6	0.014994	0.014994	0.024	0.024
Lantai 5	0.013434	0.013434	0.024	0.024
Lantai 4	0.011442	0.011442	0.024	0.024
Lantai 3	0.008985	0.008985	0.024	0.024
Lantai 2	0.006044	0.006044	0.024	0.024
Lantai 1	0.002525	0.002525	0.024	0.024

Gedung 4 Lantai				
Story	drift ultimate		Batas ultimate	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 4	0.011025	0.011025	0.08	0.08
Lantai 3	0.011043	0.011043	0.08	0.08
Lantai 2	0.009391	0.009391	0.08	0.08
Lantai 1	0.005418	0.005418	0.08	0.08

Gedung 8 Lantai				
Story	drift ultimate		Batas ultimate	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 8	0.041143	0.041143	0.08	0.08
Lantai 7	0.041276	0.016119	0.08	0.08
Lantai 6	0.040436	0.01574	0.08	0.08
Lantai 5	0.038196	0.014757	0.08	0.08
Lantai 4	0.034213	0.013097	0.08	0.08
Lantai 3	0.028203	0.010642	0.08	0.08
Lantai 2	0.019971	0.007295	0.08	0.08
Lantai 1	0.009107	0.002933	0.08	0.08

Gedung 12 Lantai				
Story	drift ultimate		Batas ultimate	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 12	0.062164	0.062164	0.08	0.08
Lantai 11	0.062325	0.062325	0.08	0.08
Lantai 10	0.062073	0.062073	0.08	0.08
Lantai 9	0.061163	0.061163	0.08	0.08
Lantai 8	0.059381	0.059381	0.08	0.08
Lantai 7	0.056546	0.056546	0.08	0.08
Lantai 6	0.052479	0.052479	0.08	0.08
Lantai 5	0.047019	0.047019	0.08	0.08
Lantai 4	0.040047	0.040047	0.08	0.08
Lantai 3	0.031448	0.031448	0.08	0.08
Lantai 2	0.021154	0.021154	0.08	0.08
Lantai 1	0.008838	0.008838	0.08	0.08

4.2 Perencanaan Penulangan Gedung 4 Lantai

4.2.1 Penulangan Shear Wall

Adapun Properti yang digunakan dalam mendesign Dinding Geser adalah :

- Lebar Dinding Geser (l_w) = 10000 mm
- Tinggi Dinding Geser (h_w) = 16000 mm
- f_c = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Diameter tul. Vertikal = 20 mm
- Diameter tul. Horisontal = 20 mm
- Selimut beton = 75 mm

Output yang didapatkan dari hasil analisa dari program ETABS v9.5 berupa gaya aksial, gaya geser, serta momen maksimum dari dinding geser, berikut adalah hasil analisa dinding geser :

Pu didapatkan pada Kombinasi 11 = 3486.14 kN

Vu didapatkan pada Kombinasi 15 = 7900.27 kN

Mu didapatkan pada Kombinasi = 92815.4 kN.m

4.2.1.1 Penentuan Tebal Dinding Geser

- *Maximum shear stress allowed :*

$$\tau_{lim} = 0,83\sqrt{f'_c} = 0,83\sqrt{30} = 4.546 MPa$$

- *The required wall thickness :*

$$t = \frac{V_u 1000}{l_w \tau_{lim}} = \frac{(3486.14)(1000)}{(10^4)(4.546)} = 76.69 \text{ mm}$$

Wall thickness provide $h = t = 150 \text{ mm} \dots \text{OK!}$

4.2.1.2 Penulangan Lentur Dinding Geser

Dinding geser pada bangunan ini tidak dirancang untuk menahan beban aksial, tetapi untuk keamanan, maka dinding geser akan direncanakan dengan menggunakan tulangan lentur minimum ($\rho = 0.01$) dengan menggunakan cara penulangan lentur kolom :

$$A_s = \rho \cdot A_v = 0.01 \cdot 10000 \cdot 400 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$n (D25) = \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{tulangan}^2} = \frac{40000}{1/4 \cdot \pi \cdot 25^2} = \mathbf{81.48}$$

$$\approx \mathbf{100 \text{ buah}}$$

Untuk tulangan lentur dinding geser digunakan **100 buah D25**.

4.2.1.3 Penulangan Geser Dinding Geser

- Cek kebutuhan tulangan horisontal

$$d = 0.8 \cdot lw = 0.8 \cdot 10000 = 8000 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 150 \cdot 8000 = 1095445,115 \text{ N}$$

$$= 1095,445 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 \cdot 1460.593}{2} = 410.8 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c / 2$, maka diperlukan tulangan geser

- Kuat geser tulangan

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right) = \left(\frac{7900.27}{0.75} - 1095,445 \right) = 9438.25 \text{ kN}$$

- Jarak antar tulangan (2 layer D25, satu layer per sisi)

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2_{\text{Horisontal}}$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 981.75 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} = \frac{981.75 \cdot 400 \cdot 8000}{9438.25 \cdot 1000} = 332.86 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

- Syarat jarak antar tulangan

Menurut SNI 2002, jarak antar tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$\checkmark s = \frac{lw}{5} = \frac{5000}{5} = 1000 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 3 \cdot h = 3 \cdot 400 = 1200 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 450 \text{ mm}$$

Gunakan $s = 300 \text{ mm}$

- Pengecekan ratio $\rho_h > 0.0025$

$$\rho_h = \frac{A_v}{h \cdot s} = \frac{981.75}{150 \cdot 300} = 0.02182 > 0.0025 \dots \text{OK!}$$

- Cek kuat geser

$$\phi = 0.55 \text{ (dinding khusus)}$$

Karena $hw/lw = 16000/10000 = 1,6 < 2$, maka diambil nilai $\alpha_c = 3$

$$A_{cv} = lw \cdot t = 10000 \cdot 150 = 1,5 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

- ✓ Pengecekan kuat geser

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \\ &= 0,55 \cdot 1,5 \times 10^6 (3 \cdot \sqrt{30} + 0,02182 \cdot 400) \\ &= 20756733,3 \text{ N} = 20756,733 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u = 7900,27 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

- Cek kuat geser maksimum

$$\begin{aligned}\phi V_{nmax} &= \frac{5}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} = \frac{5}{6} \cdot 1,5 \times 10^6 \cdot \sqrt{30} = 9128709,3 \text{ N} \\ &= 9128,71 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_{nmax} > V_u = 7900,27 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Gunakan D25-300 mm (2 sisi) untuk tulangan horisontal/geser

4.2.1.4 Pengecekan Sliding Shear

- Cek kuat geser yang dihasilkan oleh 100D25 tulangan Lentur

$$A_{vf} = 128 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 20^2 \right) = 49087,385$$

$$\mu = 1,0 \text{ normal concrete}$$

$$\begin{aligned}V_n &= A_{vf} f_y \mu = (49087,385)(400)(1,0) = 19634954,08 \text{ N} \\ &= 19634,954 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,6(19634,954) = 11780,97 \text{ kN} > V_u = 7900,27 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

- Limit the shear friction strength to $0,20 f'_c A_{cv}$ or $5,5 A_{cv}$

$$\checkmark 0,20 f'_c A_{cv} = 0,2(30)(1,5 \times 10^6) = 0,9 \times 10^7 \text{ N}$$

$$\checkmark 5,5 A_{cv} = 5,5(1,5 \times 10^6) = 0,825 \times 10^7 \text{ N}$$

$$V_n = \min(0,20 f'_c A_{cv}; 5,5 A_{cv}) = 8,25 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,6(8,25 \times 10^3) = 4950 \text{ kN} > V_u = 3486,14 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Dinding geser tidak mengalami *Sliding Shear*.

4.2.1.5 Pengecekan Boundary Element

- *Stress Index Procedure*

$$I_g = \frac{1}{12} l_w^3 t = \frac{1}{12} \cdot 10000^3 \cdot 150 = 1.25 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$S_{yy} = \frac{I_g}{0,5l_w} = \frac{4.17 \times 10^{12} \text{ mm}^4}{0,5(10000 \text{ mm})} = 2.5 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$f_c = \frac{P_u 1000}{A_{cv}} + \frac{M_u 1000000}{S_{yy}}$$

$$f_c = \frac{(7900.27)1000}{1.5 \times 10^6} + \frac{(92815.4)1000000}{2.5 \times 10^9}$$

$$f_c = 42,4 \text{ MPa} > 0,2f'_c = 6 \text{ MPa}$$

Maka dibutuhkan Boundary Element dengan metody Stress Index Procedure

- *Displacement based procedure*

$$R = 5$$

$$C_d = 0,7R = 3.5$$

$$\delta_e = 3.5 \text{ mm (displacement lt.4 arah x – hasil output ETABS v9.5)}$$

$$\delta_u = \delta_e C_d = 12.3 \text{ mm}$$

$$c_{lim} = \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{10000}{600 \left(\frac{12.3}{16000} \right)} = 21680.22 \text{ mm}$$

- ✓ *Define neutral axis*

The ratio of total reinforcement is :

$$\rho_n = \frac{A_{st}}{l_w t} = \frac{128(1/4\pi 25^2)}{10000(150)} = 0.01021$$

Longitudinal reinforcement index :

$$\omega = \rho_n \frac{f_y}{f'_c} = 0.01021 \left(\frac{400}{30} \right) = 0.042$$

Axial stress parameter :

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w t f'_c} = \frac{3486.14 (1000)}{(10000)(150)(30)} = 0,0775$$

For $f'_c = 30 \text{ MPa}$, factor $\beta_1 = 0,85$

Depth to the neutral axis :

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$$

$$c = \left(\frac{0.0775 + 0.042}{0,85(0.85) + 2(0.042)} \right) (10000)$$

$$c = 1481.71 \text{ mm} > c_{lim}$$

Maka tidak dibutuhkan Boundary Element dengan metody Displacement Based Procedure

4.2.1.6 Pendimensionian Boundary Element

- *Width of boundary element*

$$w_{be} = \max\left(c - 0,1l_w; \frac{c}{2}\right)$$

$$\checkmark c - 0,1l_w = 1481.71 - 0,1(10000) = 481.71 \text{ mm}$$

$$\checkmark \frac{c}{2} = 740.86 \text{ mm}$$

Provide boundary element, $w_{be} = 750 \text{ mm}$

- *The vertical extension of boundary element must not less than*

$$l_e = \min\left(l_w; \frac{M_u 1000}{4V_u}\right)$$

$$\frac{M_u 1000}{4V_u} = \frac{92815.4 (1000)}{4(7900.27)} = 1835.803 \text{ mm}$$

Minimum vertical extension $l_e = 1835.803 \text{ mm}$

- *Confinement Boundary element*

Maximum allowable spacing of hoops and croosties

Try D16

$$bx = 200 - (50 + 50) = 100 \text{ mm}$$

$$sx = 100 + \left(\frac{350 - 100}{3}\right) = 183.33 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \min(0,25t, 6D_{long}, sx)$$

$$\checkmark 0,25t = 0,25(200) = 50 \text{ mm}$$

$$\checkmark 6D_{long} = 6(25) = 150 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 50 \text{ mm}$$

- *Confinement parallel to wall*

$$s_{max} = 100 \text{ mm}$$

$$h_c = 200 - (40 + 40 + 25 + 16) = 79 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09sh_c \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09(50)(79) \left(\frac{30}{400}\right) = 26.6625 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2\right) = 401.92 \text{ mm}^2 > 26.625 \text{ mm}^2 \dots \text{OK!}$$

Untuk penulangan *Boundary Element* Pararel dengan *wall* gunakan 2D16

- *Confinement perpendicular to wall*

$$h_c = 750 - (40 + 40 + 25 + 16) = 629 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09(50)(629) \left(\frac{30}{400} \right) = 212.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \right) = 401.92 \text{ mm}^2 > 212.3 \text{ mm}^2 \dots \text{OK!}$$

Untuk penulangan *Boundary Element* tegak lurus dengan wall gunakan 8D16

4.2.2 Perencanaan Kolom

COLUMN	Gaya Aksial (kN)	Gaya Geser (kN)	Momen Lentur (KN.M)
A	-56.55	13.58	30.37
	-450.35	-13.57	-30.39
B	-102.45	23.53	50.715
	-864.18	-23.6	-50.576
C	-156.44	14	29.448
	-1129.77	-14.04	-29.372
D	-200.9	7.53	16.356
	-1420.61	-7.56	-16.292

Tabel 4.7. Gaya pada Kolom Gedung 4 Lantai

4.2.2.1 Properti Kolom

- f_c' = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Selimut beton = 40 mm
- Dimensi kolom = 450 mm x 450 mm

4.2.2.2 Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi

$$\frac{A_g f_c'}{10}$$

$$\frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(450 \times 450) \times 30}{10} = 607500N = 607.5 \text{ KN}$$

Gaya aksial terfaktor maksimum = 1420.61KN

→ Ok, gaya aksial terfaktor maksimum > 0.1Agfc

- Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm

Sisi terpendek kolom = $d = 450\text{mm}$

→ Ok, $d > 300\text{mm}$

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4

Rasio antara b dan $d = 450\text{mm}/450\text{mm} = 1$

→ Ok, $b/d > 0.4$

4.2.2.3 Konfigurasi penulangan

Kolom 800mmx800mm dengan 8 baja tulangan D20mm

$$\rho_g = \frac{(0,25 \times \pi \times 19^2) \times 8}{450 \times 450} = 0,0112$$

$$0,01 < \rho_g < 0,06$$

4.2.2.4 Kuat kolom

- Kuat Lentur Nominal untuk Kolom lantai 1 – 3

$$A_s = (0,25 \times \pi \times 19^2) \times 8 = 2268.23 \text{ mm}^2$$

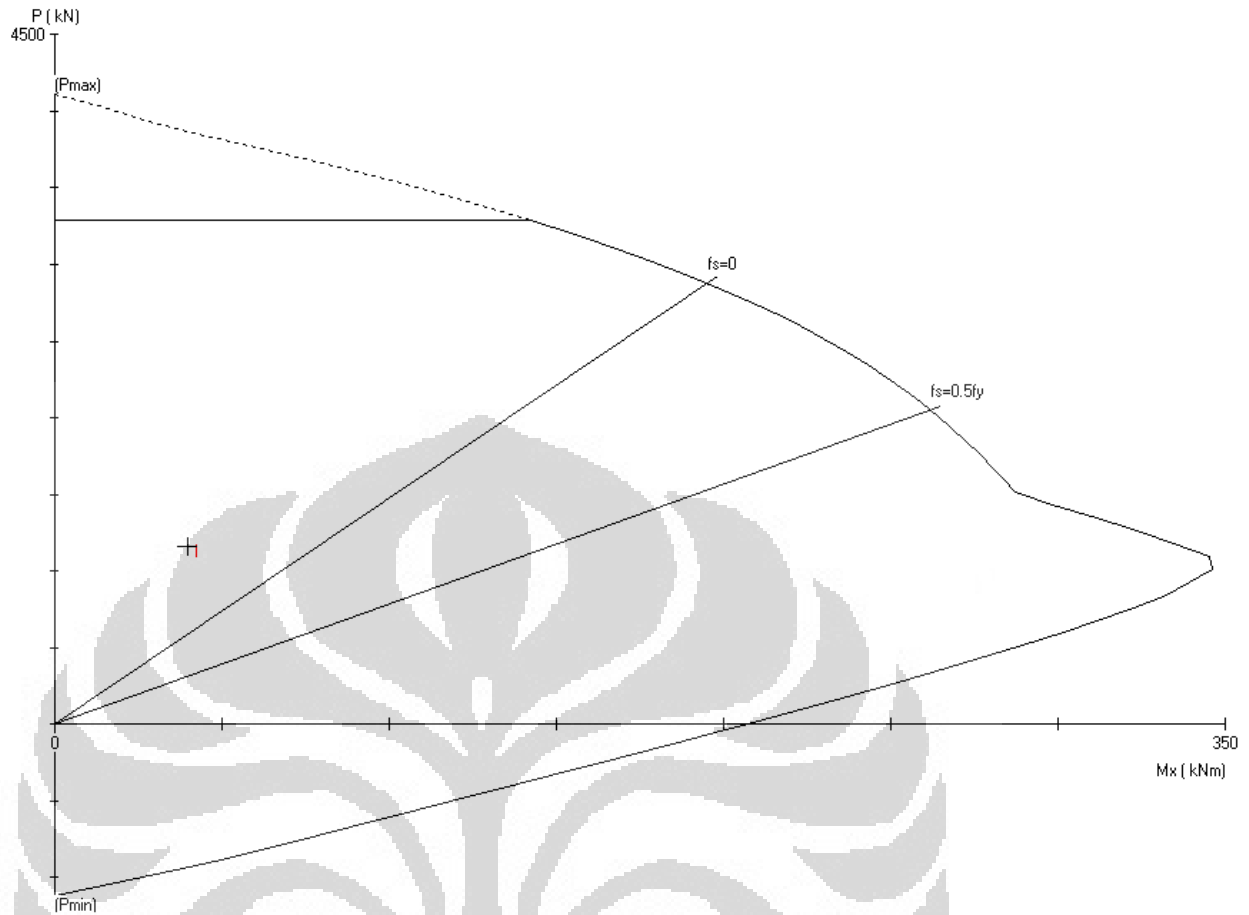
$$d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 390.5 \text{ mm}$$

$$M_n = f_y \times A_s \left(d - \frac{f_y \times A_s}{1.7 \times f_c' \times b} \right)$$

$$M_n = 400 \times 2268.23 \left(390.5 - \frac{400 \times 2268.23}{1.7 \times 30 \times 450} \right)$$

$$M_n = 318429169.9 \text{ N.mm} = 318.43 \text{ KN.m}$$

Dengan menggunakan PCA Column, diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 4.7. Diagram Interaksi Kolom 4 Lantai

4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot 1420.61 \times 10^3}{14 \cdot 450 \cdot 450} \right) \cdot \sqrt{30} \cdot 450 \cdot 390.5 \\
 &= 240797.34 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 240797.34 = 180598 \text{ N} = 180.6 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 90.3 \text{ kN}$$

karena $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka tidak di perlukan tulangan sengkang

$$S_{\min} = \frac{390}{2} = 195 \text{ mm} \approx 190 \text{ mm}$$

4.3 Perencanaan Penulangan Gedung 8 Lantai

4.3.1 Penulangan Shear Wall

Adapun Properti yang digunakan dalam mendesign Dinding Geser adalah :

- Lebar Dinding Geser (l_w) = 10000 mm
- Tinggi Dinding Geser (h_w) = 32000 mm
- f_c' = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Diameter tul. Vertikal = 25 mm
- Diameter tul. Horisontal = 25 mm
- Selimut beton = 75 mm

Output yang didapatkan dari hasil analisa dari program ETABS v9.5 berupa gaya aksial, gaya geser, serta momen maksimum dari dinding geser Pier 1, berikut adalah hasil analisa dinding geser :

Pu didapatkan pada Kombinasi 10 = 9081.83 kN

Vu didapatkan pada Kombinasi 3 = 16911.46 kN

Mu didapatkan pada Kombinasi 3 = 375996.7 kN.m

4.3.1.1 Penentuan Tebal Dinding Geser

- *Maximum shear stress allowed :*

$$\tau_{lim} = 0,83\sqrt{f_c'} = 0,83\sqrt{30} = 4.546MPa$$

- *The required wall thickness :*

$$t = \frac{V_u 1000}{l_w \tau_{lim}} = \frac{(16911.46)(1000)}{(10^4)(4.546)} = 372 \text{ mm}$$

Wall thickness provide $h = t = 400mm....OK!$

4.3.1.2 Penulangan Lentur Dinding Geser

Dinding geser pada bangunan ini tidak dirancang untuk menahan beban aksial, tetapi untuk keamanan, maka dinding geser akan direncanakan dengan menggunakan tulangan lentur minimum ($\rho = 0.01$) dengan menggunakan cara penulangan lentur kolom :

$$A_s = \rho \cdot A_v = 0.01 \cdot 10000 \cdot 400 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$n (D25) = \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{tulangan}^2} = \frac{40000}{1/4 \cdot \pi \cdot 25^2} = \mathbf{81.53}$$

$$\approx \mathbf{150 \text{ buah}}$$

Untuk tulangan lentur dinding geser digunakan 150 buah D25.

4.3.1.3 Penulangan Geser Dinding Geser

- Cek kebutuhan tulangan horisontal

$$d = 0.8 \cdot lw = 0.8 \cdot 10000 = 8000 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 8000 = 2921186.973 \text{ N}$$

$$= 2921.187 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 \cdot 2921.187}{2} = 1095.445 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c / 2$, maka diperlukan tulangan geser

- Kuat geser tulangan

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right) = \left(\frac{16911.46}{0.75} - 2921.187 \right) = 19627.426 \text{ kN}$$

- Jarak antar tulangan (2 layer D25, satu layer per sisi)

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{Horizontal}}^2$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 981.25 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} = \frac{981.25 \cdot 400 \cdot 8000}{19627.426 \cdot 1000} = 159.98 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

- Syarat jarak antar tulangan

Menurut SNI 2002, jarak antar tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$\checkmark s = \frac{lw}{5} = \frac{10000}{5} = 2000 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 450 \text{ mm}$$

Gunakan $s = 120 \text{ mm}$

- Pengecekan ratio $\rho_h > 0.0025$

$$\rho_h = \frac{A_v}{h \cdot s} = \frac{981.25}{400 \cdot 120} = 0.0204 > 0.0025 \dots \text{OK!}$$

- Cek kuat geser

$$\phi = 0.55 \text{ (dinding khusus)}$$

Karena $hw/lw = 32000/10000 = 3.2 > 2$, maka diambil nilai $\alpha_c = 1/6$

$$A_{cv} = lw \cdot t = 10000 \cdot 400 = 4 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

✓ Pengecekan kuat geser

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \\ &= 0.55 \cdot 4 \times 10^6 \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} + 0.0204 \cdot 400 \right) \\ &= 19997899.38 \text{ N} = 19997.899 \text{ kN} \\ \phi V_n &> V_u = 16911.46 \text{ kN} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Cek kuat geser maksimum

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \frac{5}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} = \frac{5}{6} \cdot 4 \times 10^6 \cdot \sqrt{30} = 18257418.58 \text{ N} \\ &= 18257.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_{nmax} > V_u = 16911.46 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Gunakan D25-120 mm (2 sisi) untuk tulangan horisontal/geser

4.3.1.4 Pengecekan Sliding Shear

- Cek kuat geser yang dihasilkan oleh 125D25 tulangan Lentur

$$A_{vf} = 150 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \right) = 73631.07 \text{ mm}^2$$

$$\mu = 1,0 \text{ normal concrete}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{vf} f_y \mu = (49087.385)(400)(1,0) = 29452431.13 \text{ N} \\ &= 29452.431 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,6(29452.431) = 17671.46 \text{ kN} > V_u = 16911.46 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

- *Limit the shear friction strength to $0,20f'_c A_{cv}$ or $5,5A_{cv}$*

$$\checkmark 0,20f'_c A_{cv} = 0,2(30) (4 \times 10^6) = 2.4 \times 10^7 \text{ N}$$

$$\checkmark 5,5A_{cv} = 5,5 (4 \times 10^6) = 2.2 \times 10^7 \text{ N}$$

$$V_n = \min(0,20f'_c A_{cv}; 5,5A_{cv}) = 2.2 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,6(2.2 \times 10^4) = 13200 \text{ kN}$$

Dinding geser tidak mengalami *Sliding Shear*.

4.3.1.5 Pengecekan Boundary Element

- *Stress Index Procedure*

$$I_g = \frac{1}{12} l_w^3 t = \frac{1}{12} \cdot 10000^3 \cdot 400 = 3.3333 \times 10^{13} \text{mm}^4$$

$$S_{yy} = \frac{I_g}{0,5l_w} = \frac{3.333 \times 10^{13} \text{mm}^4}{0,5(10000 \text{mm})} = 6.67 \times 10^9 \text{mm}^3$$

$$f_c = \frac{P_u 1000}{A_{cv}} + \frac{M_u 1000000}{S_{yy}}$$

$$f_c = \frac{(9081.83)1000}{4 \times 10^6} + \frac{(375996.7)1000000}{6.67 \times 10^9}$$

$$f_c = 58.64 \text{ MPa} > 0,2f'_c = 6 \text{ MPa}$$

Maka dibutuhkan **Boundary Element** dengan metody **Stress Index**

Procedure

- *Displacement based procedure*

$$R = 5$$

$$C_d = 0,7R = 3.5$$

$$\delta_e = 9.35 \text{ mm (displacement lt. 8 - hasil output ETABS v9.5)}$$

$$\delta_u = \delta_e C_d = 32.725 \text{ mm}$$

$$c_{lim} = \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{10000}{600 \left(\frac{32.725}{32000} \right)} = 16297.43 \text{ mm}$$

✓ *Define neutral axis*

The ratio of total reinforcement is :

$$\rho_n = \frac{A_{st}}{l_w t} = \frac{150(1/4\pi 25^2)}{10000(400)} = 0.0184$$

Longitudinal reinforcement index :

$$\omega = \rho_n \frac{f_y}{f'_c} = 0.0184 \left(\frac{400}{30} \right) = 0.245$$

Axial stress parameter :

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w t f'_c} = \frac{9081.83 (1000)}{(10000)(400)(30)} = 0.0757$$

For $f'_c = 30 \text{ MPa}$, factor $\beta_1 = 0,85$

Depth to the neutral axis :

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$$

$$c = \left(\frac{0.0757 + 0.245}{0,85(0.85) + 2(0.245)} \right) (8000)$$

$$c = 2115.84 \text{ mm} > c_{lim}$$

Maka dibutuhkan *Boundary Element* dengan metody *Displacement Based*

Procedure

4.3.1.6 Pendimensionian Boundary Element

- *Width of boundary element*

$$w_{be} = \max\left(c - 0,1l_w; \frac{c}{2}\right)$$

$$\checkmark c - 0,1l_w = 2115.84 - 0,1(10000) = 1115.84 \text{ mm}$$

$$\checkmark \frac{c}{2} = 1057.97 \text{ mm}$$

Provide boundary element, $w_{be} = 1200 \text{ mm}$

- *The vertical extension of boundary element must not less than*

$$l_e = \min\left(l_w; \frac{M_u 1000}{4V_u}\right)$$

$$\frac{M_u 1000}{4V_u} = \frac{375996.7 (1000)}{4(16911.46)} = 5558.312 \text{ mm}$$

Minimum vertical extension $l_e = 5558.312 \text{ mm}$

- *Confinement Boundary element*

Maximum allowable spacing of hoops and croosties

Misal: digunakan tulangan D22

$$bx = 400 - (50 + 50) = 300 \text{ mm}$$

$$sx = 100 + \left(\frac{350 - 300}{3}\right) = 116.67 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \min(0,25t, 6D_{long}, sx)$$

$$\checkmark 0,25t = 0,25(400) = 100 \text{ mm}$$

$$\checkmark 6D_{long} = 6(25) = 150 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 100 \text{ mm}$$

- *Confinement parallel to wall*

$$s_{max} = 100 \text{ mm}$$

$$h_c = 400 - (40 + 40 + 25 + 16) = 279 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09s h_c \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09(100)(279) \left(\frac{30}{400}\right) = 188.325 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2\right) = 760.265 \text{ mm}^2 > 188.325 \text{ mm}^2 \dots \text{OK!}$$

Untuk penulangan *Boundary Element* Pararel dengan *wall* gunakan 2D16

- *Confinement perpendicular to wall*

$$h_c = 1200 - (40 + 40 + 25 + 16) = 1079 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09(100)(1079) \left(\frac{30}{400} \right) = 728.325 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \right) = 760.25 \text{ mm}^2 > 728.325 \text{ mm}^2 \dots OK!$$

Untuk penulangan *Boundary Element* tegak lurus dengan *wall* gunakan 8D16

4.3.2 Perencanaan Kolom

COLUMN	Gaya Aksial (kN)	Gaya Geser (kN)	Momen Lentur (KN.M)
A	-66.18	17.96	41.02
	-1041.78	-17.95	-41.05
B	-96.88	23.25	50.902
	-1746.96	-23.29	-50.8
C	-101.91	24.53	52.611
	-1805.14	-24.58	-52.52
D	-160.88	21.05	46.434
	-2601.79	-21.14	-46.254

Tabel 4.8. Gaya pada Kolom Gedung 8 Lantai

4.3.2.1 Properti Kolom

- f_c' = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Selimut beton = 40 mm
- Dimensi kolom = 500 mm x 500 mm

4.3.2.2 Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi

$$\frac{A_g f_c'}{10}$$

$$\frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(500 \times 500) \times 30}{10} = 750000N = 750 \text{ KN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum} = 2601.8 \text{ KN}$$

→ Ok, gaya aksial terfaktor maksimum $> 0.1 A_g f_c'$

- Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm

$$\text{Sisi terpendek kolom} = d = 500 \text{ mm}$$

→ Ok, $d > 300 \text{ mm}$

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4
Rasio antara b dan d = $500\text{mm}/500\text{mm} = 1$
→ Ok, $b/d > 0.4$

4.3.2.3 Konfigurasi penulangan

Kolom 500mmx500mm dengan 10 baja tulangan D19mm

$$\rho_g = \frac{(0,25 \times \pi \times 19^2) \times 10}{500 \times 500} = 0,01134$$

$$0,01 < \rho_g < 0,06$$

4.3.2.4 Kuat kolom

- Kuat Lentur Nominal untuk Kolom

$$A_s = (0,25 \times \pi \times 19^2) \times 10 = 2835.287 \text{ mm}^2$$

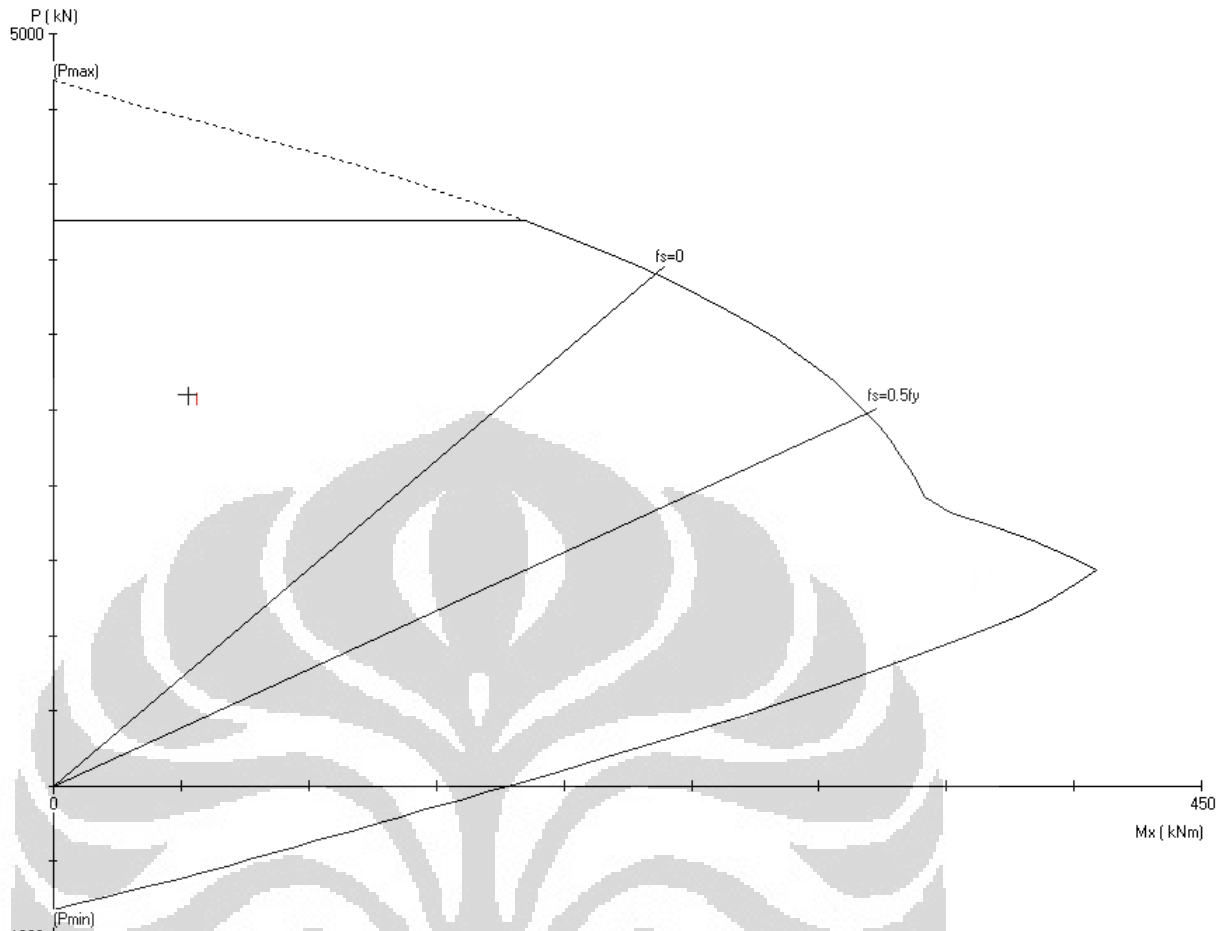
$$d = 500 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 440.5 \text{ mm}$$

$$M_n = f_y \times A_s \left(d - \frac{f_y \times A_s}{1.7 \times f_c' \times b} \right)$$

$$M_n = 400 \times 2835.287 \left(440.5 - \frac{400 \times 2835.287}{1.7 \times 30 \times 500} \right)$$

$$M_n = 449137711.4 \text{ N} \cdot \text{mm} = 449.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Dengan menggunakan PCA Column, diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 4.8. Diagram Interaksi Kolom 8 Lantai

4.3.2.5 Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot 2601.79 \times 10^3}{14 \cdot 500 \cdot 500} \right) \cdot \sqrt{30} \cdot 500 \cdot 440.5 \\
 &= 350521.375 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.75 \cdot 350521.375 = 262891.03 \text{ N} \\
 &= 262.891 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 131.445 \text{ kN}$$

karena $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka tidak di perlukan tulangan sengkang

$$s = \frac{440.5}{2} = 220.25 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

4.4 Perencanaan Penulangan Gedung 12 lantai

4.4.1 Penulangan Shear Wall

Adapun Properti yang digunakan dalam mendesign Dinding Geser adalah :

- Lebar Dinding Geser (l_w) = 10000 mm
- Tinggi Dinding Geser (h_w) = 64000 mm
- f_c' = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Diameter tul. Vertikal = 25 mm
- Diameter tul. Horisontal = 25 mm
- Selimut beton = 75 mm

Output ETABS v9.5

Output yang didapatkan dari hasil analisa dari program ETABS v9.5 berupa gaya aksial, gaya geser, serta momen maksimum dari dinding geser Pier 1, berikut adalah hasil analisa dinding geser :

Pu didapatkan pada Kombinasi 10 = 15804.2 kN

Vu didapatkan pada Kombinasi 3 = 27651.99 kN

Mu didapatkan pada Kombinasi 3 = 892289 kN.m

Penentuan Tebal Dinding Geser

- *Maximum shear stress allowed :*

$$\tau_{lim} = 0,83\sqrt{f_c'} = 0,83\sqrt{30} = 4.546MPa$$

- *The required wall thickness :*

$$t = \frac{V_u 1000}{l_w \tau_{lim}} = \frac{(27651.99)(1000)}{(10^4)(4.546)} = 608.3mm$$

Wall thickness provide $h = t = 600 \text{ mm} \dots \text{OK!}$

4.4.1.1 Penulangan Lentur Dinding Geser

Dinding geser pada bangunan ini tidak dirancang untuk menahan beban aksial, tetapi untuk keamanan, maka dinding geser akan direncanakan dengan menggunakan tulangan lentur minimum ($\rho = 0.01$) dengan menggunakan cara penulangan lentur kolom :

$$A_s = \rho \cdot A_v = 0.01 \cdot 10000 \cdot 400 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$n (D25) = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi_{tulangan}^2} = \frac{40000}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2} = \mathbf{81.53}$$

$\approx \mathbf{250 \text{ buah}}$

Untuk tulangan lentur dinding geser digunakan **250 buah D25**.

4.4.1.2 Penulangan Geser Dinding Geser

- Cek kebutuhan tulangan horisontal

$$d = 0.8 \cdot l_w = 0.8 \cdot 10000 = 8000 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 600 \cdot 8000 = 4381780.46 \text{ N} = 4381.78 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 \cdot 4381.78}{2} = 1643.167 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c / 2$, maka diperlukan tulangan geser

- Kuat geser tulangan

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right) = \left(\frac{27651.99}{0.75} - 4381.78 \right) = 32487.54 \text{ kN}$$

- Jarak antar tulangan (2 layer D25, satu layer per sisi)

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{Horizontal}}^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 981.25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} = \frac{981.25 \cdot 400 \cdot 8000}{32487.54 \cdot 1000} = 96.652 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

- Syarat jarak antar tulangan

Menurut SNI 2002, jarak antar tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$\checkmark s = \frac{l_w}{5} = \frac{10000}{5} = 2000 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$$

$$\checkmark s = 450 \text{ mm}$$

Gunakan $s = 80 \text{ mm}$

- Pengecekan ratio $\rho_h > 0.0025$

$$\rho_h = \frac{A_v}{h \cdot s} = \frac{981.25}{600 \cdot 80} = 0.0204 > 0.0025 \dots \text{OK!}$$

- Cek kuat geser

$$\phi = 0.55 \text{ (dinding khusus)}$$

Karena $h_w/l_w = 64000/10000 = 6.2 > 2$, maka diambil nilai $\alpha_c = 1/6$

$$A_{cv} = lw \cdot t = 10000 \cdot 600 = 6 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

✓ Pengecekan kuat geser

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \\ &= 0.55 \cdot 6 \times 10^6 \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} + 0.0204 \cdot 400 \right) \\ &= 30019674.07 \text{ N} = 30019.674 \text{ kN} \\ \phi V_n &> V_u = 27651.99 \text{ kN} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Cek kuat geser maksimum

$$\phi V_{nmax} = \frac{5}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} = \frac{5}{6} \cdot 6 \times 10^6 \cdot \sqrt{30} = 27886.13 \text{ kN}$$

$$\phi V_{nmax} > V_u = 27886.13 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Gunakan D25-80 mm (2 sisi) untuk tulangan horisontal/geser

4.4.1.3 Pengecekan Sliding Shear

- Cek kuat geser yang dihasilkan oleh 250D25 tulangan Lentur

$$A_{vf} = 250 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \right) = 122718.463 \text{ mm}^2$$

$$\mu = 1,0 \text{ normal concrete}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{vf} f_y \mu = (122718.463)(400)(1,0) = 49087385.21 \text{ N} \\ &= 49087.385 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,6(49087.4) = 29452.43 \text{ kN} > V_u = 27651.99 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

- *Limit the shear friction strength to $0,20f'_c A_{cv}$ or $5,5A_{cv}$*

$$\checkmark 0,20f'_c A_{cv} = 0,2(30) (6 \times 10^6) = 3.6 \times 10^7 \text{ N}$$

$$\checkmark 5,5A_{cv} = 5,5 (6 \times 10^6) = 3.3 \times 10^7 \text{ N}$$

$$V_n = \min(0,20f'_c A_{cv}; 5,5A_{cv}) = 3.3 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,6(2.2 \times 10^4) = 19800 \text{ kN}$$

Dinding geser mengalami *Sliding Shear*.

4.4.1.4 Pengecekan Boundary Element

- *Stress Index Procedure*

$$I_g = \frac{1}{12} l_w^3 t = \frac{1}{12} \cdot 10000^3 \cdot 600 = 5 \times 10^{13} \text{mm}^4$$

$$S_{yy} = \frac{I_g}{0,5l_w} = \frac{5 \times 10^{13} \text{mm}^4}{0,5(10000 \text{ mm})} = 10^{10} \text{mm}^3$$

$$f_c = \frac{P_u 1000}{A_{cv}} + \frac{M_u 1000000}{S_{yy}}$$

$$f_c = \frac{(15804.2)1000}{6 \times 10^6} + \frac{(892289.5)1000000}{10^{10}}$$

$$f_c = 91.86 \text{MPa} > 0,2f'_c = 6 \text{MPa}$$

Maka dibutuhkan *Boundary Element* dengan metody *Stress Index Procedure*

- *Displacement based procedure*

$$R = 5$$

$$C_d = 0,7R = 3.5$$

$$\delta_e = 27 \text{ mm (displacement lt. 16 - hasil output ETABS v9.5)}$$

$$\delta_u = \delta_e C_d = 94.5 \text{ mm}$$

$$c_{lim} = \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{10000}{600 \left(\frac{94.5}{64000} \right)} = 11287.47 \text{ mm}$$

- ✓ *Define neutral axis*

The ratio of total reinforcement is :

$$\rho_n = \frac{A_{st}}{l_w t} = \frac{250(1/4\pi 25^2)}{10000(600)} = 0.02045$$

Longitudinal reinforcement index :

$$\omega = \rho_n \frac{f_y}{f'_c} = 0.02045 \left(\frac{400}{30} \right) = 0.273$$

Axial stress parameter :

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w t f'_c} = \frac{15804.2 (1000)}{(10000)(400)(30)} = 0.132$$

For $f'_c = 30 \text{MPa}$, factor $\beta_1 = 0,85$

Depth to the neutral axis :

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$$

$$c = \left(\frac{0.132 + 0.273}{0,85(0.85) + 2(0.273)} \right) (10000)$$

$$c = 3192.75 \text{ mm} > c_{lim}$$

Maka dibutuhkan *Boundary Element* dengan metody *Displacement Based Procedure*

4.4.1.5 Pendimensionian Boundary Element

- *Width of boundary element*

$$w_{be} = \max\left(c - 0,1l_w; \frac{c}{2}\right)$$

$$\checkmark c - 0,1l_w = 3192.75 - 0,1(10000) = 2192.75 \text{ mm}$$

$$\checkmark \frac{c}{2} = 1596.37 \text{ mm}$$

Provide boundary element, $w_{be} = 2200 \text{ mm}$

- *The vertical extension of boundary element must not less than*

$$l_e = \min\left(l_w; \frac{M_u 1000}{4V_u}\right)$$

$$\frac{M_u 1000}{4V_u} = \frac{892289.5 (1000)}{4(16911.46)} = 8067.14 \text{ mm}$$

Minimum vertical extension $l_e = 8100 \text{ mm}$

- *Confinement Boundary element*

Maximum allowable spacing of hoops and croosties

Misal: digunakan tulangan D25

$$b_x = 600 - (75 + 75) = 450 \text{ mm}$$

$$s_x = 100 + \left(\frac{350 - 250}{3}\right) = 66.67 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \min(0,25t, 6D_{long}, s_x)$$

$$\checkmark 0,25t = 0,25(600) = 150 \text{ mm}$$

$$\checkmark 6D_{long} = 6(25) = 150 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 65 \text{ mm}$$

- *Confinement parallel to wall*

$$s_{max} = 65 \text{ mm}$$

$$h_c = 600 - (40 + 40 + 25 + 25) = 470 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09s_h c \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09(65)(470) \left(\frac{30}{400}\right) = 206.2125 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2\right) = 981.75 \text{ mm}^2 > 206.2125 \text{ mm}^2 \dots \text{OK!}$$

Untuk penulangan *Boundary Element* Pararel dengan *wall* gunakan 2D16

- *Confinement perpendicular to wall*

$$h_c = 2200 - (40 + 40 + 25 + 25) = 2070 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09(65)(2070) \left(\frac{30}{400} \right) = 908.2125 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ provide}} = 2 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \right) = 981.75 \text{ mm}^2 > 908.2125 \text{ mm}^2 \dots \text{OK!}$$

Untuk penulangan *Boundary Element* tegak lurus dengan *wall* gunakan 8D16

4.4.2 Perencanaan Kolom

COLUMN	Gaya Aksial (kN)	Gaya Geser (kN)	Momen Lentur (KN.M)
A	-73.33	18.88	44.39
	-1601.66	-18.88	-44.38
B	-87.85	20.59	42.997
	-2347.58	-20.63	-43.092
C	-82.9	31.56	68.949
	-2134.03	-31.65	-68.768
D	-121.71	31.43	56.484
	-3155.56	2.29	-69.238

Tabel 4.9. Gaya pada Kolom Gedung 12 Lantai

4.4.2.1 Properti Kolom

- f_c' = 30 MPa
- f_y = 400 Mpa
- Selimut beton = 40 mm
- Dimensi kolom = 500 mm x 500 mm

4.4.2.2 Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi

$$\frac{A_g f_c'}{10}$$

$$\frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(500 \times 500) \times 30}{10} = 750000 \text{ N} = 750 \text{ KN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum} = 3155.56 \text{ KN}$$

→ Ok, gaya aksial terfaktor maksimum $> 0.1 A_g f_c'$

- Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm
Sisi terpendek kolom = $d = 500 \text{ mm}$

→ Ok, $d > 300\text{mm}$

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4

Rasio antara b dan d = $500\text{mm}/500\text{mm} = 1$

→ Ok, $b/d > 0.4$

4.4.2.3 Konfigurasi penulangan

Kolom 500mmx500mm dengan 10 baja tulangan D19mm

$$\rho_g = \frac{(0,25 \times \pi \times 19^2) \times 10}{500 \times 500} = 0,01134$$

$$0,01 < \rho_g < 0,06$$

4.4.2.4 Kuat kolom

- Kuat Lentur Nominal untuk Kolom

$$A_s = (0,25 \times \pi \times 19^2) \times 10 = 2835.287 \text{ mm}^2$$

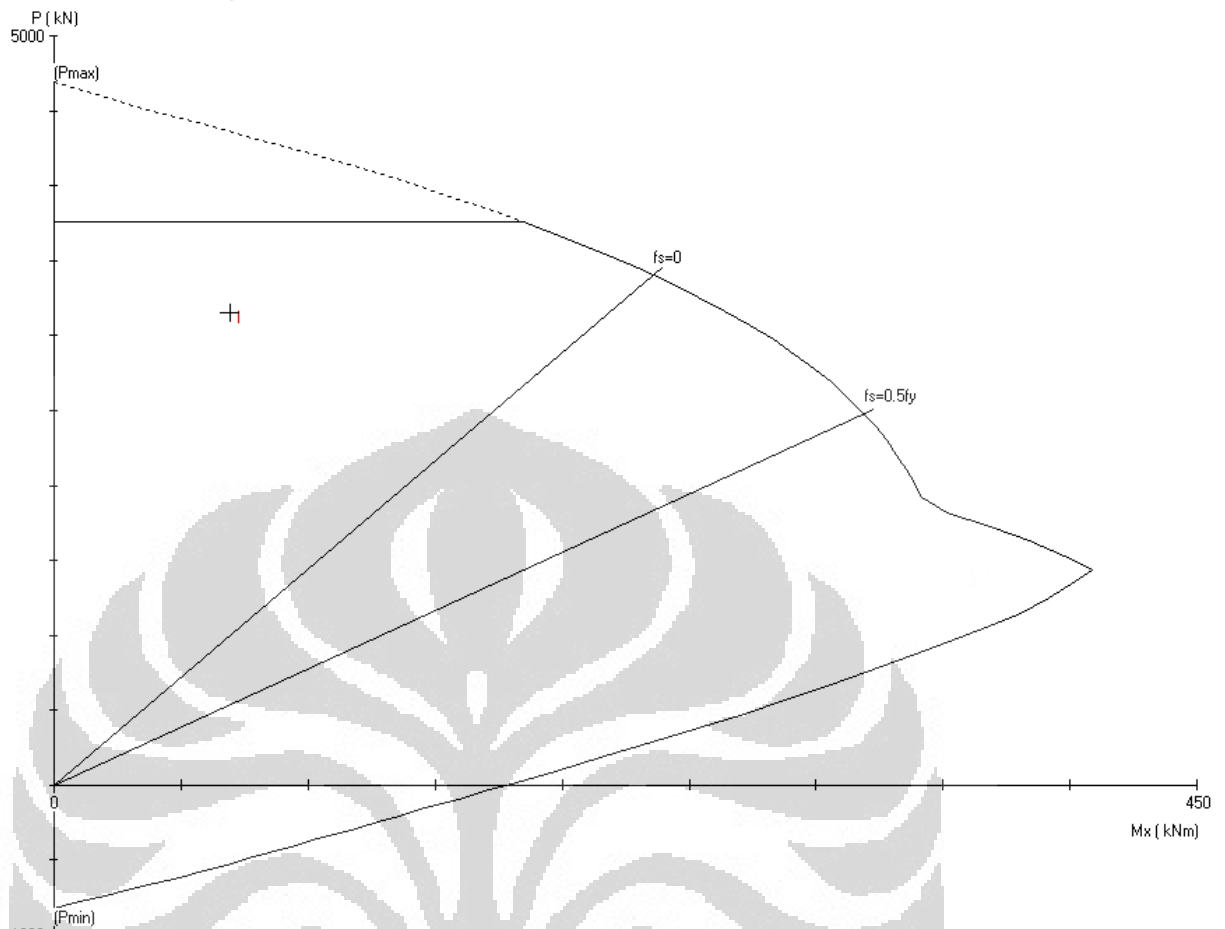
$$d = 500 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 440.5 \text{ mm}$$

$$M_n = f_y \times A_s \left(d - \frac{f_y \times A_s}{1.7 \times f_c' \times b} \right)$$

$$M_n = 400 \times 2835.287 \left(440.5 - \frac{400 \times 2835.287}{1.7 \times 30 \times 500} \right)$$

$$M_n = 449137711.4 \text{ N.mm} = 449.14 \text{ KN.m}$$

Dengan menggunakan PCA Column, diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 4.9. Diagram Interaksi Kolom 12 Lantai

4.4.2.5 Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot 3155.56 \times 10^3}{14 \cdot 500 \cdot 500} \right) \cdot \sqrt{30} \cdot 500 \cdot 440.5 \\
 &= 382333.06 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.75 \cdot 382333.06 = 286749.8 \text{ N} \\
 &= 286.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

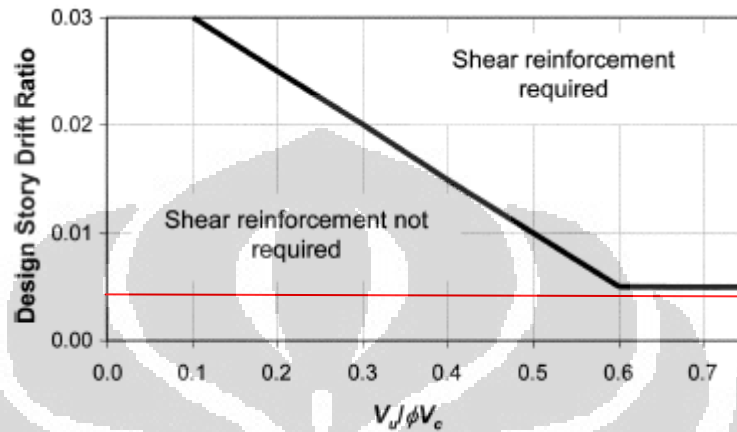
$$\frac{1}{2} \phi V_c = 143.4 \text{ kN}$$

karena $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka tidak di perlukan tulangan sengkang

$$s = \frac{440.5}{2} = 220.25 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

4.5 Perencanaan Pelat Lantai

Sesuai dengan persyaratan pada ACI 318-05, perencanaan dimulai dengan menentukan apakah pelat memerlukan tulangan geser atau tidak. Analisa dilakukan dengan membandingkan nilai *drift* terhadap grafik berikut



Gambar 4.10. *Design Story Drift Ratio* Gedung

MODEL GEDUNG 1				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 4	0.00315	0.00315	0.024	0.024
Lantai 3	0.003155	0.003155	0.024	0.024
Lantai 2	0.002683	0.002683	0.024	0.024
Lantai 1	0.001548	0.001548	0.024	0.024
MODEL GEDUNG 2				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 8	0.041143	0.041143	0.08	0.08
Lantai 7	0.041276	0.016119	0.08	0.08
Lantai 6	0.040436	0.01574	0.08	0.08
Lantai 5	0.038196	0.014757	0.08	0.08
Lantai 4	0.034213	0.013097	0.08	0.08
Lantai 3	0.028203	0.010642	0.08	0.08
Lantai 2	0.019971	0.007295	0.08	0.08
Lantai 1	0.009107	0.002933	0.08	0.08

MODEL GEDUNG 3				
Story	Hasil Etabs		Batas Layan	
	Drift x	Drift y	Drift x	Drift y
Lantai 12	0.017761	0.027008	0.024	0.024
Lantai 11	0.017807	0.027057	0.024	0.024
Lantai 10	0.017735	0.026915	0.024	0.024
Lantai 9	0.017475	0.026481	0.024	0.024
Lantai 8	0.016966	0.025668	0.024	0.024
Lantai 7	0.016156	0.024402	0.024	0.024
Lantai 6	0.014994	0.022605	0.024	0.024
Lantai 5	0.013434	0.020216	0.024	0.024
Lantai 4	0.011442	0.017182	0.024	0.024
Lantai 3	0.008985	0.013463	0.024	0.024
Lantai 2	0.006044	0.009027	0.024	0.024
Lantai 1	0.002525	0.003757	0.024	0.024

Tabel 4.10. Story Drift Gedung

Sesuai dengan tabel rasio drift di atas, nilai drift berada di bawah batas drift minimum yaitu 0.024 sehingga pelat tidak memerlukan tulangan geser. Pelat dapat dianggap hanya berfungsi sebagai penahan gaya gravitasi saja sehingga digunakanlah *direct design method* untuk merencanakan penulangan pelat. Adapun Properti yang digunakan dalam mendesign Dinding Geser adalah :

- $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- $L_x = 5 \text{ m}$
- $L_y = 5 \text{ m}$

4.5.1 Pembebanan Pelat

- Beban Mati

Berat pelat	= $0.25 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$	= 6 kN/m^2
Partisi		= 1.1 kN/m^2
Mortar		= 0.2 kN/m^2
MEP		= 1 kN/m^2
Total (Q_{DL})		= 8.3 kN/m^2

- Beban Hidup

$$\text{Dak atap (} Q_{LL} \text{)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pelat lantai (} Q_{LL} \text{)} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Beban Ultimit**

$$\text{Dak atap (} Q_U \text{)} = 11.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pelat lantai (} Q_U \text{)} = 13.96 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Momen ultimit**

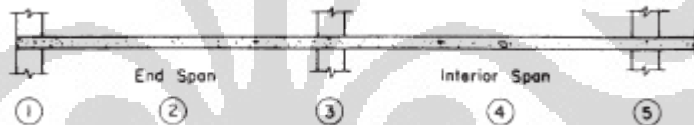
$$\text{Dak atap (} M_o \text{)} = \frac{q_{ul} l_n^2}{8} = \frac{11.56 \cdot 5 \cdot 4.7^2}{8} =$$

$$159.6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pelat lantai (} M_o \text{)} = \frac{q_{ul} l_n^2}{8} = \frac{13.96 \cdot 5 \cdot 4.7^2}{8} =$$

$$192.7 \text{ kNm}$$

Penulangan pelat akan dibuat tipikal sehingga perhitungan jumlah tulangan hanya akan dilakukan pada pelat yang menerima momen terdistribusi paling besar. Dengan menggunakan *direct design method*, diperoleh distribusi momen sebagai berikut:



Momen	End Span			Interior Span	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Exterior Negatif	Positif	Interior Negatif	Positif	Interior Negatif
Total Momen	50.1 kNm	102.2 kNm	134.9 kNm	67.4 kNm	125.5 kNm
Column Strip	50.1 kNm	60.9 kNm	102.14 kNm	40.44 kNm	94.6 kNm
Middle Strip	-	41.3 kNm	32.8 kNm	26.96 kNm	30.9 kNm

Tabel 4.11. Momen Gaya pada Pelat

4.5.2 Penulangan Pelat (Lentur)

4.5.2.1 Penulangan End Span (*middle strip*)

Tinggi efektif arah x

$$d_x = t_p - \text{selimut beton} - 0.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_x = 250 - 20 - 0.5 \times 16$$

$$x = 222 \text{ mm}$$

Tinggi efektif arah y

$$d_y = t_p - \text{selimut beton} - 1.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_y = 250 - 20 - 1.5 \times 16$$

$$d_y = 204 \text{ mm}$$

4.5.2.2 Tulangan Lapangan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 41.3 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{41.43}{0.8} = 51.625 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{51.625 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 1.0475$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.0475}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.002675$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.002675 \times 1000 \times 222 = 593.83 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{593.83}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 2.95 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.3 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 41.3 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{41.43}{0.8} = 51.8 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{51.8 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 1.2405$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.2405}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.00318$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$s = \rho \times b \times d_y = 0.0029 \times 1000 \times 204 = 648.86 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{648.86}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 3.23 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 8 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D10 – 250.

4.5.2.4 Tulangan Tumpuan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 32.8 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.8}{0.8} = 41 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{41 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 0.832$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.832}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.002115$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.002115 \times 1000 \times 222 = 469.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{469.5}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 2.33 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.5 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 32.8 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.8}{0.8} = 41 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{41 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 0.985$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.985}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.002513$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0.002513 \times 1000 \times 204 = 512.56 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{485.36}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 2.54 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.6 Penulangan End Span (*Column strip*)

Tinggi efektif arah x

$$d_x = t_p - \text{selimut beton} - 0.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_x = 250 - 20 - 0.5 \times 16$$

$$d_x = 222 \text{ mm}$$

Tinggi efektif arah y

$$d_y = t_p - \text{selimut beton} - 1.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_y = 250 - 20 - 1.5 \times 16$$

$$d_y = 204 \text{ mm}$$

4.5.2.7 Tulangan Lapangan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 60.9 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{60.9}{0.8} = 76.125 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{76.125 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 1.545$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.545}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.003986$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.003986 \times 1000 \times 222 = 884.956 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{884.956}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 4.4 \approx 5 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 5 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 200.

4.5.2.8 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 60.9 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{60.9}{0.8} = 76.125 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{76.125 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 1.83$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.647}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.00475$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0.00475 \times 1000 \times 204 = 969.04 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{969.04}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 4.8 \approx 5 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 5 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 200mm.

4.5.2.9 Tulangan Tumpuan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 102.14 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{102.14}{0.8} = 127.675 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{127.68 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 2.591$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 2.591}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.0068442$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.0068442 \times 1000 \times 222 = 1519.42 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{1519.42}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 7.5 \approx 8 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 8 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 125.

4.5.2.10 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 102.14 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{102.14}{0.8} = 127.675 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{127.675 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 3.068$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,7 \times 3,068}{400}} \right]$$

$$\rho = 0,0082$$

$\rho_{min} = 0,0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0,0082 \times 1000 \times 204 = 1672,252 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{1672,252}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 8,32 \approx 9 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 9 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 110.

4.5.2.11 Penulangan Interior Span (*Middle strip*)

Tinggi efektif arah x

$$d_x = t_p - \text{selimut beton} - 0,5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_x = 250 - 20 - 0,5 \times 16$$

$$d_x = 222 \text{ mm}$$

Tinggi efektif arah y

$$d_y = t_p - \text{selimut beton} - 1,5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_y = 250 - 20 - 1,5 \times 16$$

$$d_y = 204 \text{ mm}$$

4.5.2.12 Tulangan Lapangan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 26,96 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{26,96}{0,8} = 33,7 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{33,7 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 0,68$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,7 \times 0,68}{400}} \right]$$

$$\rho = 0,001733$$

$\rho_{min} = 0,0018$, maka gunakan ρ_{min}

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0,0018 \times 1000 \times 222 = 399,6 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{593.83}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 1.98 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.13 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 29.96 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{29.96}{0.8} = 33.7 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{33.7 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 0.8097$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.8097}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.00205$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0.002058 \times 1000 \times 204 = 419.77 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{648.86}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 2.08 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 8 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D10 – 300.

4.5.2.14 Tulangan Tumpuan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 30.9 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{30.9}{0.8} = 38.625 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{38.625 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 0.784$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.784}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.00199$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.00199 \times 1000 \times 222 = 441.87 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{441.87}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 2.19 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.15 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 30.9 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{30.9}{0.8} = 38.625 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{38.625 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 0.928$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.928}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.002364$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0.002364 \times 1000 \times 204 = 482.3 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{482.3}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 2.4 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.16 Penulangan Interior Span (*Column strip*)

Tinggi efektif arah x

$$d_x = t_p - \text{selimut beton} - 0.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_x = 250 - 20 - 0.5 \times 16$$

$$d_x = 222 \text{ mm}$$

Tinggi efektif arah y

$$d_y = t_p - \text{selimut beton} - 1.5 \times \text{diameter tulangan}$$

$$d_y = 250 - 20 - 1.5 \times 16$$

$$d_y = 204 \text{ mm}$$

4.5.2.17 Tulangan Lapangan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 40.44 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{40.44}{0.8} = 50.55 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{76.125 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 1.026$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.026}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.00262$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0.00262 \times 1000 \times 222 = 581.2 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{884.956}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 2.89 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 3 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 300.

4.5.2.18 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 40.44 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{40.44}{0.8} = 50.55 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{50.55 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 1.22$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15.7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15.7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.22}{400}} \right]$$

$$\rho = 0.003113$$

$\rho_{min} = 0.0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0.003113 \times 1000 \times 204 = 635 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{635}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 3.15 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 4 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 250mm.

4.5.2.19 Tulangan Tumpuan (Arah x)

$$M_u = M_{lx} = 94.6 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{94.6}{0.8} = 118.25 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{118.25 \times 10^6}{1000 \times 222^2} = 2.4$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,7 \times 2,4}{400}} \right]$$

$$\rho = 0,00631$$

$\rho_{min} = 0,0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_x = 0,0068442 \times 1000 \times 222 = 1401,05 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{1519,42}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 6,96 \approx 7 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 7 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 140.

4.5.2.20 Tulangan Lapangan (Arah y)

$$M_u = M_{ly} = 94,6 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{94,6}{0,8} = 118,25 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{118,25 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 2,842$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,7$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{15,7} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,7 \times 2,842}{400}} \right]$$

$$\rho = 0,00755$$

$\rho_{min} = 0,0018$, maka gunakan ρ

$$A_s = \rho \times b \times d_y = 0,00755 \times 1000 \times 204 = 1540,46 \text{ mm}^2$$

$$n_{D=10} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} = \frac{1672,252}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 7,62 \approx 8 \text{ buah}$$

Jadi tiap 1000 m, terdapat 8 buah tulangan 16 mm, atau bisa juga dituliskan D16 – 125.

BAB 5

KESIMPULAN DAN ANALISIS

5.1 Kesimpulan

Dari hasil penelitian yang dilakukan, didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Nilai faktor reduksi kekakuan yang terdapat pada eraturan SNI 03-2847-2002/ACI 318-08 dapat digunakan untuk mereduksi kekakuan struktur.
2. Penggunaan nilai modifikasi faktor untuk struktur *shear wall* yang dibebani dengan arah sejajar bidang hanya akan berpengaruh pada tegangan yang mempunyai arah sejajar bidang N_y , N_x dan N_{xy}
3. Akan tetapi karena dinding geser selalu berada pada struktur 3d, dimana arah gaya tidak hanya sejajar bidang maka kekuan terkait *plate bending* juga harus direduksi
4. Penggunaan nilai modifikasi faktor pada struktur *shear wall* dengan rasio $h_w/l_w \geq 2$, tegangan utama yang paling berpengaruh adalah N_y , diikuti oleh N_{xy} dan N_x . Namun untuk perencanaan sesuai standar yang berlaku nilai modifikasi ini tetap dikalikan dengan ketiga gaya tersebut.
5. *Flat slab* masih dapat digunakan untuk wilayah gempa kuat. Dinding geser berfungsi sebagai penahan gaya lateral dan *flat slab* sebagai system penahan gaya gravitasi

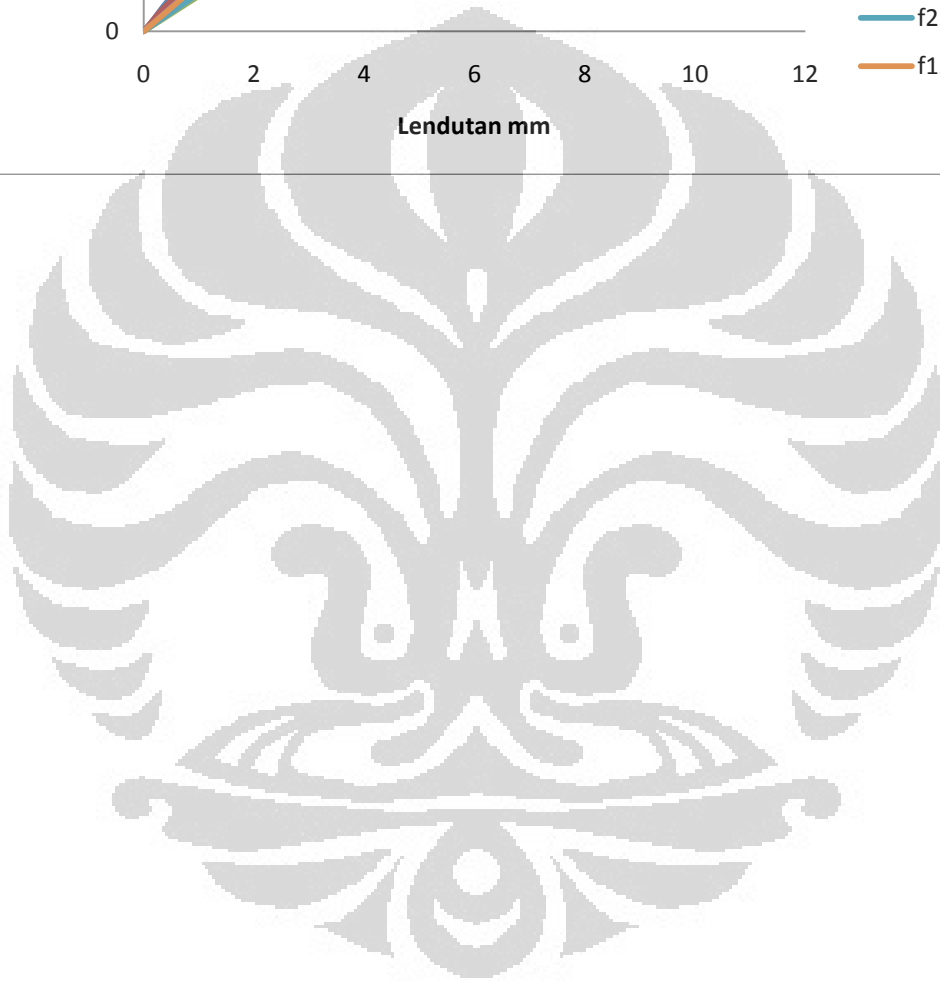
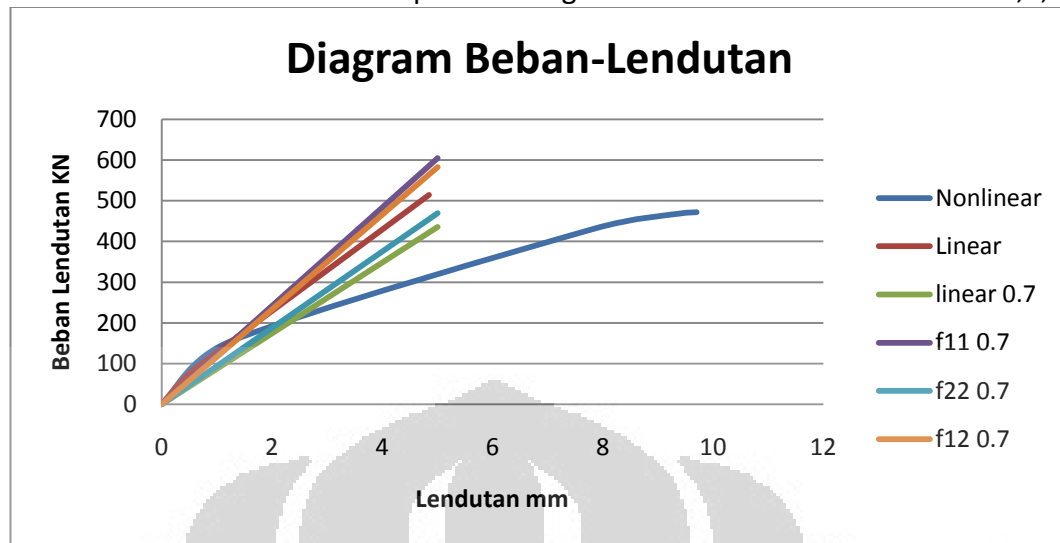
5.2 Saran

Untuk melengkapi penelitian ini, penulis menyarankan untuk menambah variasi dari ukuran dinding dan rasio dari tulangan untuk menganalisa pengaruh kedua faktor ini terhadap parameter kekakuan.

DAFTAR PUSTAKA

- Wahyudi, L. & Rahim, Sjahril A. 1997, *Struktur Beton Bertulang*
- Park and Paulay, *Reinforced Concrete Structures*. 1948. New York: McGraw-Hill
- Kuang, J. S. & Ho Y. B., "Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 2, March-April. 2008, pp. 226-227
- Orakcal, Kutay; Massone, Leonardo M.; and Wallace, John W., "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-August. 2009, pp.455
- Massone, Leonardo M.; Orakcal, Kutay; and Wallace, John W., "Modelling of Squat Structural Walls Controlled by Shear," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 5, September-October. 2009, pp. 646
- Shin, Myoungshu; Pimentel, Benjamin; and Grossman, Jacob, "Practical Finite Element Analysis," *Concrete International*, October. 2008
- ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008
- Federal Emergency Management Agency, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Report No. FEMA 356/November 2000*, Washington DC, 2000
- Computers and Structures Inc., *CSI Analysis Reference Manual*, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2005

Lampiran 1. Diagram Beban-Lendutan Kombinasi 7,8,9



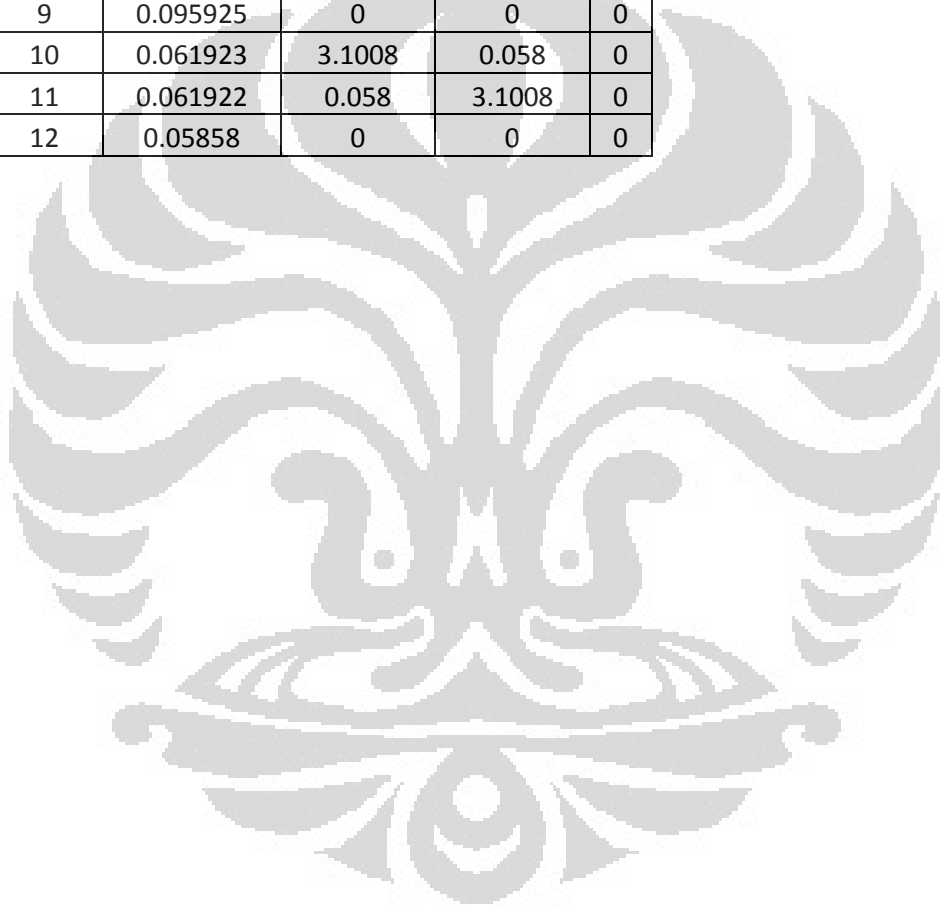
Lampiran 2. Periode Getar Bangunan

Bangunan 4 Lantai				
Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0.27409	8.9383	68.6372	0
2	0.274081	68.6382	8.9383	0
3	0.261214	0	0.0001	0
4	0.077026	9.2998	9.0229	0
5	0.077025	9.0222	9.301	0
6	0.074492	0.0012	0.0002	0
7	0.041632	3.0691	0.3918	0
8	0.041631	0.392	3.0703	0
9	0.04047	0.0012	0.0003	0
10	0.031932	0.6079	0.0299	0
11	0.031932	0.0299	0.6079	0
12	0.031016	0.0001	0	0

Bangunan 8 Lantai				
Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0.588779	69.7894	0.7604	0
2	0.588743	0.7604	69.7899	0
3	0.53816	0	0.0001	0
4	0.143839	18.6983	0.4037	0
5	0.143835	0.4037	18.6978	0
6	0.136613	0	0	0
7	0.067425	5.9838	0.0802	0
8	0.067424	0.0801	5.9839	0
9	0.064854	0	0	0
10	0.043702	2.4648	0.0054	0
11	0.043701	0.0054	2.4647	0
12	0.042094	0	0	0

(Lanjutan)

Bangunan 12 Lantai				
Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0.973815	67.7408	0.4005	0
2	0.973705	0.4005	67.742	0
3	0.840449	0	0	0
4	0.231249	17.6904	0.579	0
5	0.231239	0.5791	17.6893	0
6	0.212851	0	0	0
7	0.101814	6.395	0.303	0
8	0.101812	0.303	6.3949	0
9	0.095925	0	0	0
10	0.061923	3.1008	0.058	0
11	0.061922	0.058	3.1008	0
12	0.05858	0	0	0



Lampiran 3. Partisipasi Massa Bangunan

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY4	D1	522.9779	522.9779	12.5	12.5	522.9779	522.9779
STORY3	D1	621.9053	621.9053	12.5	12.5	1144.8833	1144.8833
STORY2	D1	621.9053	621.9053	12.5	12.5	1766.7886	1766.7886
STORY1	D1	620.6994	620.6994	12.489	12.477	2387.488	2387.488

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY8	D1	567.8077	567.8077	12.5	12.5	567.8077	567.8077
STORY7	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	1279.3725	1279.3725
STORY6	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	1990.9373	1990.9373
STORY5	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	2702.5021	2702.5021
STORY4	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	3414.0669	3414.0669
STORY3	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	4125.6317	4125.6317
STORY2	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	4837.1965	4837.1965
STORY1	D1	711.5648	711.5648	12.5	12.5	5548.7613	5548.7613

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY12	D1	606.2469	606.2469	12.5	12.5	606.2469	606.2469
STORY11	D1	755.1989	755.1989	12.5	12.5	1361.4458	1361.4458
STORY10	D1	755.1989	755.1989	12.5	12.5	2116.6446	2116.6446
STORY9	D1	755.1989	755.1989	12.5	12.5	2871.8435	2871.8435
STORY8	D1	755.1989	755.1989	12.5	12.5	3627.0424	3627.0424
STORY7	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	4415.4856	4415.4856
STORY6	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	5203.9289	5203.9289
STORY5	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	5992.3722	5992.3722
STORY4	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	6780.8154	6780.8154
STORY3	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	7569.2587	7569.2587
STORY2	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	8357.7019	8357.7019
STORY1	D1	788.4433	788.4433	12.5	12.5	9146.1452	9146.1452