TUGAS AKHIR

ANALISIS PERILAKU STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN PEMANFAATAN DINDING BATA SEBAGAI *BRACING* AKIBAT GEMPA KUAT

Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

Disusun Oleh:

AL AKBAR 1307210027



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA MEDAN 2018

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama	:	Al Akbar
NPM	:	1307210027
Program Studi	•	Teknik Sipil
Judul Skripsi	:	Analisi perilaku struktur beton bertulang dengan pemanfaatan dinding bata sebagai <i>bracing</i> akibat gempa kuat
Bidang ilmu	•	Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Maret 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

adefaire

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembanding I / Penguji

ha

Tondi Amirsyah. P.ST, MT

Dosen Pembimbing I/Peguji

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Dosen Pembanding II / Peguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Program Studi Teknik Sipil

Ketua. adly alsa

Dr. Ade Faisal, ST, MSc



FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA Jalan Kapten Mukhtar Basri, BA No.3 Tel. 061-6619056, 662400 MEDAN-SUMATERA UTARA

PENGESAHAN SKRIPSI

Skripsi ini disusun oleh:

Nama : Al Akbar

NPM : 1307210027

Program Studi : Teknik Sipil

Judul : ANALISIS PERILAKU STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN PEMANFAATAN DINDING BATA SEBAGAI BRACING AKIBAT GEMPA KUAT.

Disetujui dan memenuhi persyaratan untuk diajukan dalam ujian Mempertahankan Skripsi.

Medan, 04 Mei 2018

Dosen Pembimbing I / Penguji

adefaur

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II/Penguji

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Mengetahui dan menyetujui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil

adefain

Dr. Ade Faisal, ST, MSc





FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA Jalan Kapten Mukhtar Basri, BA No.3 Tel. 061-6619056, 662400 MEDAN-SUMATERA UTARA

BERITA ACARA BIMBINGAN SKRIPSI

Telah selesai diberikan bimbingan dalam penulisan skripsi sehingga naskah skripsi ini telah memenuhi syarat dan dapat disetujui untuk dipertahankan dalam ujian skripsi oleh:

Nama : Al Akbar

NPM : 1307210027

Program Studi : Teknik Sipil

Judul : Analisis perilaku struktur beton bertulang dengan pemanfaatan dinding bata sebagai *bracing* akibat gempa kuat.

Medan, 04 Mei 2018

Dosen Pembimbing I / Penguji

adefaura

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II/Penguji

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Mengetahui dan menyetujui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil

adefaira

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dekan Fakultas Teknik



SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap	: Al Akbar
Tempat /Tanggal Lahir	: P Brandan / 02 Mei 1990
NPM	: 1307210027
Fakultas	: Teknik
Program Studi	: Teknik Sipil.

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

"Analisis prilaku struktur beton bertulang dengan pemanfaatan dinding bata sebagai *bracing* akibat gempa kuat",

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/ kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 09 Juli 2018

Saya yang menyatakan,

56AEF815843050 Al Akbar

ABSTRAK

ANALISIS PERILAKU STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN PEMANFAATAN DINDING BATA SEBAGAI BRACING AKIBAT GEMPA KUAT

Al Akbar 1307210027 Dr. Ade Faisal, ST, MSc Mizanuddin Sitompul, ST,MT

Salah satu sistem struktur yang paling banyak digunakan di Indonesia adalah struktur portal beton bertulang dengan dinding bata. Umumnya dinding pengisi hanya diperhitungkan sebagai beban yang disalurkan ke struktur sehingga pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi terhadap struktur tidak diperhitungkan. Hal ini bertentangan dengan kenyataan yang sebenarnya, dimana dinding pengisi dapat merubah suatu prilaku struktur. Studi ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi terhadap suatu struktur. Struktur bangunan dimodelkan sebagai portal 2 dimensi yang terdiri dari model open frame dan fully infilled wall frame. Dimana terlebih dahulu dilakukan analisis *linear* pada kedua model tersebut dan dilanjutkan pada analisis nonlinear untuk medapatkan kinerjanya. Hasil dari analisis ini menunjukkan bahwa dinding pengisi memiliki konstribusi yang sangat mempengaruhi kekuatan dan kekakuan dari suatu struktur. Hal ini ditunjukkan oleh model struktur dengan menggunakan dinding pengisi memiliki kapasitas terhadap gava geser 1579,826 kN dengan target perpindahan 47 mm. nilai ini lebih besar 2,28% dari nilai kapasitas portal terbuka yang hanya mampu menampung gaya geser 1543,701 kN dengan target perpindahan 120 mm. Berbanding terbalik dengan nilai kapasitasnya, keberadaan dinding bata justru mengurangi daktilitas dari suatu struktur dimana pada analisis ini diperoleh nilai daktilitas untuk model portal terbuka 10,23 sedangkan pada model struktur dengan menggunakan dinding pengisi nilai daktilitasnya hanya 5,5. Hal ini menunjukkan penurunan nilai daktilitas stuktur akibat adanya dinding pengisi sebesar 46.23%.

Kata kunci : dinding pengisi, analisis *pushover*, kekakuan, daktilitas, *performance point*

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH UTILIZATION OF BRICK WALLS AS A RESULT OF STRONG EARTHQUAKE BRACING

Al Akbar 1307210027 Dr. Ade Faisal, ST, MSc Mizanuddin Sitompul, ST,MT

One of the systems most widely used structures in Indonesia was portal structure of reinforced concrete with brick walls. Generally the wall charger only accounted for the load transmitted to the structure so that the influence of filler wall strength and rigidity to the structure is not taken into account. This is contrary to the actual reality, where the wall fillers can change a behaviour of the structure. This study aims to find out how big the influence of filler wall strength and rigidity of a structure. The structure of the building is modelled as a 2 dimensional portal consists of open frame model and fully infilled wall frames. Where the first linear analysis is performed on both the model and nonlinear analysis then continued to earn a substantial performance. The results of this analysis indicate that the wall fillers have the contribution greatly affects the strength and rigidity of a structure. This is shown by the model structure by using a wall charger has capacity against the sliding 1579.826 kN style with target displacements 47 mm. This value larger 2.28% of the value of an open portal capacity only able to accommodate sliding style 1543.701 kN with a target of 120 mm. displacement is inversely proportional to the value of the capacity, presence of brick walls thus reducing daktilitas from a structure which on analysis was obtained value to open the portal model daktilitas 10.23 While on the model structure using the wall charger only daktilitas value of 5.5. This indicates a decrease in value due to the wall structure daktilitas filler of 46.23%.

Keywords: wall charger, pushover analysis, daktilitas, performance point.

KATA PENGANTAR

بني النجز التجني

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul "Analisis Perilaku Struktur Beton Bertulang Dengan Pemanfaatan Dinding Bata Sebagai *Bracing* Akibat Gempa Kuat" sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

- 1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T.M.Sc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- 2. Bapak Mizanuddin Sitompul, S.T.M.T, selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- 3. Bapak Tondi Amirsyah, P, S.T.M.T, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- 4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T.M.Sc, selaku Dosen Pembanding II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
- 5. Ibu Irma Dewi ST,MSi selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- 6. Bapak Munawar Alfansury Siregar S.T, M.T, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- 7. Bapak Saifullah, S.T.M.T, yang telah ikut membantu saya dalam memberikan arahan dan bimbingan dalam hal aplikasi yang saya gunakan di Tugas Akhir ini.
- 8. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
- 9. Bapak Sulaiman Efendi dan ibu Marnita, orang tua yang telah berjuang membesarkan, mendidik dan memberikan ilmu dunia maupun akhirat untuk pertama kalinya saya mengenal ilmu pengetahuan, mereka adalah orang yang paling berjasa bagi saya selaku anaknya. Dan tak henti-hentinya terus

memberikan semangat, *suport* baik dari moril maupun materil untuk sampai saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini.

- 10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- 11. Sahabat-sahabat penulis: Zulfuadi Nasution, S.T, Rizki Fauzan, S.T, Mhd. Hakim S.T, Dicky Alamsyah, S.T, Mhd. Said, Alif Zabawi, Mhd. Rezky, Rizki Aniswan, Rahmat Iwan Toni, Rio Ebriansyah, Eri Prasetyo, Zakaria, Agung Trisna dan kelas A3 Struktur Malam lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu persatu.
- 12. Untuk sahabat, teman dan kerabat yang paling banyak mensuport penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini: Rahmawita Nasution, S.Kom, Zulfuadi Nasution, S.T, Saddam Husen, S.T, Muhammad Mirza, S.T, Muhammad Yusuf, S.T, Agung Pradana Wibawa, S.T, dan Zulfazly Putra, S.T.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, JULI 2018

Al Akbar

DAFTAR ISI

LEMBA	PENGESAHAN	ii
LEMBA	PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTR	K	iv
ABSTRA	TT	v
KATA	ENGANTAR	vi
DAFTA	ISI	viii
DAFTA	TABEL	xii
DAFTA	GAMBAR	xiv
DAFTA	NOTASI	xvi
DAFTA	SINGKATAN	xix
BAB 1	ENDAHULUAN	
	.1 Latar Belakang	1
	.2 Rumusan Masalah	2
	.3 Ruang Lingkup	3
	.4 Tujuan Penelitian	3
	.5 Metode Penulisan	3
	.6 Sistematika Penulisan	4
BAB 2	INJAUAN PUSTAKA	
	.1 Konsep Dasar Mekanisme Gempa	5
	.2 Analisis Beban Gempa	7
	.3 Pengaruh Gempa Terhadap Struktur	9
	.4 Dinding Bata pada Struktur Beton Bertulang	11
	2.4.1 Sifat-sifat Batu Bata	11
	2.4.2 Pengaruh Dinding Bata terhadap Struktur Beton Bertulang	16
	2.4.3 Pemodelan Dinding Bata dengan Equivalent Diagonal Strut	20
	2.4.4 Diagonal Tekan Ekivalen (<i>Equivalent Diagonal Strut</i>) Saneinejad dan Hobbs	25
	2.4.4.1 Prinsip Analisis	25
	2.4.4.2 Penurunan Rumus	28

	2.4.4.2.1 Kondisi Kesimbangan	28
	2.4.4.2.2 Gaya-gaya Portal	29
	2.4.4.2.3 Beban Runtuh	29
	2.4.4.2.4 Tegangan Kontak Nominal	30
	2.4.4.2.5 Panjang Bidang Kontak Portal Dinding Isi	30
	2.4.4.2.6 Beban Runtuh Ultimate	31
	2.4.4.2.7 Beban Lateral Penyebab Retak pada Dinding Isi	32
	2.4.4.2.8 Perpindahan Lateral	32
	2.4.4.2.9 Kekakuan (Stiffnes)	32
	2.4.5 Perencanaan Umum	33
	2.4.5.1 Metode Dasar	33
	2.4.5.2 Diagonal Tekan Ekivalen	33
	2.4.5.3 Keruntuhan Sudut/Ujung Diagonal (CC=Corner Cruishing)	34
	2.4.5.4 Keruntuhan Tekan Diagonal (DC=Diagonal Compression)	34
	2.4.5.5 Keruntuhan Geser (S=Shear)	35
2.5	Derajat Kebebasan (Degree of Freedom, DOF)	35
2.6	Prinsip Bangunan Geser (Shear Building)	36
2.7	Sistem Single Degree of Freedom	38
2.8	Dinamik Karakteristik Struktur Bangunan	39
	2.8.1 Massa	39
	2.8.2 Kekakuan	40
	2.8.3 Redaman	41
2.9	Sistem Multi-Degree-of-Freedom	42
2.1	0Ketentuan Umum Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung Sesuai SNI Gempa 2012	43
	2.10.1 Faktor Keutamaan	43
	2.10.2 Kombinasi Beban untuk Metoda Ultimite	46
	2.10.3 Parameter Percepatan Terpetakan	48
	2.10.4 Kelas Situs	49

	2.10.5 Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE _R)	50
	2.10.6 Parameter Percepatan Spektral Desain	51
	2.10.7 Penentuan Kategori Desain Seismik	51
	2.10.8 Pemilihan Sistem Struktur	52
	2.10.9 Analisis Statis Ekivalen	53
	2.10.9.1 Gaya Geser Dasar Statis	53
	2.10.9.2 Penentuan Perioda Fundamental Struktur	54
	2.10.9.3 Distribusi Vertikal Beban Gempa	55
	2.10.9.4 Distribusi Horizontal	56
	2.10.10 Analisis Respon Spektrum	56
	2.10.10.1 Spektrum Respons	56
	2.10.10.2 Jumlah Ragam	58
	2.10.10.3 Parameter Respons Ragam	58
	2.10.10.4 Parameter Respons Terkombinasi	58
	2.10.10.5 Gaya Geser Dinamis	59
	2.10.10.6 Perpindahan dan Simpangan Antar Lantai	59
	2.11 Analisis Beban Dorong Statik (Static Pushover Analysis)	60
	2.11.1 Capasity Spectrum Method	63
	2.11.2 Kurva Kapasitas	65
	2.11.3 Spektrum Kebutuhan (Demand Spectrum)	66
BAB 3	METODOLOGI PENELITIAN	
	3.1 Pengumpulan Data	69
	3.1.1 Data Penelitian	69
	3.2 Pemodelan Struktur	70
	3.3 Konfigurasi Struktur	71
	3.3.1 Dimensi Elemen Struktur	74
	3.3.2 Bracing Ekivalen	74
	3.3.3 Perhitungan Kekakuan Diagonal Strut	75
	3.3.3.1 Penetapan Parameter	75
	3.4 Pembebanan	79
	3.4.1 Beban Mati	79

		3.4.2 Beban Hidup	81
		3.4.3 Beban Gempa	81
		3.4.3.1 Analisa Statik Ekivalen	81
		3.4.3.2 Analisa Ragam Spektrum Respon	83
		3.4.4 Kategori Desain Seismik (KDS) Struktur	85
	3.5	Kombinasi Pembebanan	86
	3.6	Analisis 2D dengan Program SAP2000	87
	3.7	Perioda Fundamental Struktur	87
		3.7.1 Gaya Geser Dasar	87
		3.7.2 Perpindahan dan Simpangan Antar Lantai	88
BAB 4	HA	SIL DAN PEMBAHASAN	
	4.1	Analisis Statik Linear	90
		4.1.1 Perpindahan dan Simpangan Antarlantai Portal Terbuka	90
		4.1.2 Perpindahan dan Simpangan Antarlantai Portal Isi	91
		4.1.3 Perbandingan Perpindahan dan Simpangan Antarlantai	93
	4.2	Analisis Statik Nonlinear (Pushover)	95
		4.2.1 Mekanisme Sendi Plastis	95
		4.2.2 Stuktur Open Frame	96
		4.2.3 Stuktur Fully Infilled Wall Frame	99
BAB 5	KE	SIMPULAN DAN SARAN	
	5.1	Kesimpulan	105
	5.2	Saran	105
DAFTA	R P	USTAKA	
LAMPI	RAN	1	

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Prosedur analisis yang boleh digunakan (SNI 03-1760-2012)	8
Tabel 2.2	Faktor koreksi kuat tekan batu bata (ASTM C 1314-03)	15
Tabel 2.3	Kategori risiko gedung (SNI 03-1726-2012)	43
Tabel 2.4	Faktor keutamaan gempa (SNI 03-1726-2012)	46
Tabel 2.5	Klasifikasi situs (SNI 03-1726-2012)	49
Tabel 2.6	Koefisien kelas situs F_a (SNI 03-1726-2012)	50
Tabel 2.7	Koefisien kelas situs F_{ν} (SNI 03-1726-2012)	51
Tabel 2.8	KDS Berdasarkan parameter respons percepatan perioda pendek (SNI 03-1726-2012)	52
Tabel 2.9	KDS Berdasarkan parameter respons percepatan perioda 1 detik (SNI 03-1726-2012)	52
Tabel 2.10	Koefisien C_u (SNI 03-1726-2012)	55
Tabel 2.11	Koefisien C_t (SNI 03-1726-2012)	55
Tabel 2.12	Simpangan antar lantai ijin, Δ_a (SNI 03-1726-2012)	60
Tabel 3.1	Peraturan SNI yang digunakan	69
Tabel 3.2	Konfigurasi struktur	71
Tabel 3.3	Dimensi elemen struktur	74
Tabel 3.4	Karakteristik bata, mortar, dan dinding bata	74
Tabel 3.5	Kekuatan strut	78
Tabel 3.6	Beban mati struktur	80
Tabel 3.7	Distribusi beban gempa statik ekivalen Fi	82
Tabel 4.1	Perpindahan elastis open frame	90
Tabel 4.2	Simpangan antarlantai open frame	91
Tabel 4.3	Perpindahan elastis fully infilled wall frame	92
Tabel 4.4	Simpangan antarlantai fully infilled wall frame	92
Tabel 4.5	Perbandingan perpindahan dari struktur open frame dan fully infilled wall frame	93
Tabel 4.6	Perbandingan perpindahan dari struktur <i>open frame</i> dan <i>fully infilled wall frame</i> dengan batas izin maksimum	94

Tabel 4.7	Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis dalam program Analisa Struktur	95
Tabel 4.8	Hasil analisis sendi plastis pada struktur open frame	98
Tabel 4.9	Hasil analisis sendi plastis pada struktur <i>fully infilled wall frame</i>	102
Tabel 4.10	Perbandingan titik kinerja (<i>performance point</i>) dan daktilitas dari model struktur	103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Lempeng tektonik utama (FEMA P-749,2010)	5
Gambar 2.2	Mekanisme gaya gempa	6
Gambar 2.3	Ketidakstabilan struktur terhadap beban horisontal (Schodek, 1999)	10
Gambar 2.4	Metode untuk menjamin kestabilan struktur (Schodek, 1999)	11
Gambar 2.5	Detail penulangan struktur portal benda uji (Tanjung dan Maidiawati, 2016)	17
Gambar 2.6	Hasil uji ketahanan dan perpindahan lateral benda uji (Tanjung dan Maidiawati, 2016)	18
Gambar 2.7	Portal terbuka dan <i>infilled frame</i> yang diuji (Paudel dan Adhikari, 2015)	19
Gambar 2.8	Perilaku bracing ekivalen dari dinding (Paulay dan Pristley, 1992)	21
Gambar 2.9	Ilustrasi pemodelan bracing ekivalen	22
Gambar 2.10	Detail angkur antara dinding pengisi dan struktur rangka ketika dinding bata diintegrasikan dengan struktur rangka (Murty <i>et al</i> , 2006)	23
Gambar 2.11	Konstruksi dinding bata dan kolom (Boen et al, 2010)	23
Gambar 2.12	Penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995)	23
Gambar 2.13	Keseimbangan gaya pada portal isi (Saneinejad dan Hobbs, 1995)	27
Gambar 2.14	Pola goyangan struktur bertingkat banyak (Pranoto, 2008)	36
Gambar 2.15	Pemodelan struktur SDOF (Clough dan Penzien, 2003)	38
Gambar 2.16	Lumped-Mass pada struktur tiga tingkat	40
Gambar 2.17	Struktur 3 DOF, model matematik, dan diagram <i>free-</i> <i>body</i> (Pranoto, 2012)	43
Gambar 2.18	Spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012)	58
Gambar 2.19	Simpangan antar lantai (SNI 03-1726-2012)	62
Gambar 2.20	Konversi spektrum desain elastis menjadi format ADRS ATC-40	62
Gambar 2.21	Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas ATC-40	62

Gambar 2.22	Performance point pada capasity spectrum method	63
Gambar 2.23	Berapa titik kinerja pada satu grafik dalam <i>capasity</i> spectrum method	65
Gambar 2.24	Kurva kapasitas	66
Gambar 3.1	Diagram alir analisis 2D	68
Gambar 3.2	Pemodelan portal terbuka dan portal isi sebagai bracing ekivalen	71
Gambar 3.3	Denah struktur	72
Gambar 3.4	Pemodelan 3D portal terbuka	72
Gambar 3.5	Portal terbuka arah X	73
Gambar 3.6	Portal terbuka arah Y	73
Gambar 3.7	Infilled frame arah X	79
Gambar 3.8	Peta gempa perioda pendek, S_S	83
Gambar 3.9	Peta gempa perioda 1 detik, S_1	83
Gambar 3.10	Kurva Respons Spektrum Kota Banda Aceh dengan Kondisi Tanah Lunak	85
Gambar 4.1	Grafik perbandingan perpindahan dari kedua model	93
Gambar 4.2	Grafik perbandingan simpangan antarlantai dari kedua model	94
Gambar 4.3	Kurva kapasitas open frame	96
Gambar 4.4	Spektrum kapasitas open frame	97
Gambar 4.5	Distribusi sendi plastis open frame pada step ke 1	97
Gambar 4.6	Distribusi sendi plastis open frame pada step ke 2	98
Gambar 4.7	Kurva kapasitas fully infilled wall frame	99
Gambar 4.8	Spektrum kapasitas fully infilled wall frame	100
Gambar 4.9	Distribusi sendi plastis <i>fully infilled wall frame</i> pada <i>step</i> ke 1	101
Gambar 4.10	Distribusi sendi plastis <i>fully infilled wall frame</i> pada <i>step</i> ke 2	101
Gambar 4.11	Distribusi sendi plastis <i>fully infilled wall frame</i> pada <i>step</i> ke 3	102
Gambar 4.12	Perbandingan kurva kapasitas dari kedua model	104

DAFTAR NOTASI

а	= lebar <i>bracing</i> ekivalen
С	= koefisien redaman
C _d	= faktor amplifikasi defleksi
C _S	= koefisien respons seismik
Ε	= Modulus elastisitas material
E _{fe}	= modulus elastisitas material portal (beton)
E _h	= pengaruh beban gempa horisontal
E _{me}	= modulus elastisitas material dinding pengisi
E_v	= pengaruh beban gempa vertikal
F _a	= koefisien situs pada perioda pendek
F_D	= gaya redaman
F _I	= gaya inersia
F _S	= gaya pegas
F_{v}	= koefisien situs pada perioda 1 detik
F_{x}	= gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat
g	= percepatan gravitasi
h _c	= tinggi kolom di antara as-balok
$H_{E,i}$	= gaya gempa setiap <i>mode</i>
h _{inf}	= tinggi dinding pengisi
h _n	= ketinggian struktur dalam meter di atas dasar sampai tingkat tertinggi
	struktur
Ι	= momen inersia

I _c	= inersia penampang kolom
I _e	= faktor keutamaan gempa
k	= kekakuan elemen struktur
k	= eksponen yang terkait perioda struktur
L	= Panjang bentang kolom
L _{inf}	= panjang dinding pengisi
т	= massa struktur
m _{e,i}	= massa pendekatan dari n massa ke satu massa
P(t)	= beban dinamis
Q_E	= pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau F_P
$q_n(t)$	= variasi waktu perpindahan dengan gerakan harmonis sederhana
R	= faktor modifikasi respons
r _{inf}	= panjang diagonal dinding pengisi
S _a	= respons spektral percepatan
S _{DS}	= parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek
S_{D1}	= parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik
S_{M1}	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R untuk perioda 1,0
	detik
S _{MS}	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R untuk perioda
	pendek
Т	= perioda fundamental struktur
T_a	= perioda fundamental pendekatan
t _{inf}	= tebal dinding pengisi
и	= perpindahan

- \dot{u} = kecepatan
- \ddot{u} = percepatan
- V = gaya lateral total atau geser di dasar struktur
- W = berat seismik efektif
- Δ = simpangan antar lantai desain
- Δ_a = simpangan antar lantai ijin
- δ_{xe} = perpindahan elastis yang diperoleh dari analisis elastis pada program
- δ_x = perpindahan yang diperbesar
- θ = sudut antara tinggi dan panjang dinding pengisi
- λ_1 = koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif *strut*
- ρ = faktor redundansi
- ω = frekuensi natural
- ϕ_n = mode shape

DAFTAR SINGKATAN

ADRS	: Acceleration Displacement Responce Spectra
CC	: Corner Crushing
СР	: Collapse Prevention
CSM	: Capasity Spectrum Method
DC	: Diagonal Compression
ΙΟ	: Immediate Occupancy
LS	: Life Safety
MCE _R	: Maximum Considered Earthquake Risk Target
MDOF	: Multi Degree of Freedom System
SDOF	: Single Degree of Freedom System
SDK	: Sistem Derajat Kebabasan

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Benua maritime Indonesia terletak pada pertemuan dari beberapa lempeng benua dan samudera, yaitu lempeng Eurasia, Indo-Australia dan Pasifik. Dinamika pertemuan lempeng-lempeng ini menghasilkan spectrum topografi yang bervasi, serta aktivitas kegempaan vulkanisme yang aktif (Hamilton, 1979). Karena geodinamika yang relative aktif, wilayah Indonesia rentan terhadap beberapa bencana alam seperti gempa bumi, tsunami, letusan gunung api, pergerakan tanah (*landslides*), dan penurunan tanah (*land subsidence*).

Gempa bumi tidak bisa ditebak kapan akan terjadi. Oleh karena itu, cara yang efektif untuk mengurangi resiko kerusakannya adalah dengan kesiapan akan terjadinya bencana itu sendiri, (Widodo, 2012).

Pada umumnya dinding pengisi hanya diperhitungkan sebagai beban yang disalurkan ke struktur sehingga mengakibatkan pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi tidak diperhitungkan dalam perencanaan suatu bangunan. Dinding pengisi ini akan memberikan sumbangan kekakuan yang cukup berarti pada struktur terutama saat menahan gaya lateral seperti gempa. Biasanya dalam perencanaan, bangunan diasumsikan sebagai struktur *open frame* dengan dinding bata non struktural hanya sebagai beban gravitasi yang bekerja pada balok.

Dalam beberapa kasus gempa dapat diamati pada berbagai kasus gedung dengan pengaruh gempa, ternyata dinding bata ikut memikul beban lateral. Hal ini dibuktikan dengan adanya keretakan yang terjadi pada dinding bata yang menunjukkan terjadinya transfer beban dari portal ke dinding bata. Selain itu, pada beberapa bangunan terjadi mekanisme keruntuhan *soft-story*. Keruntuhan *soft-story* ini diakibatkan karena konfigurasi dinding pengisi yang berbeda antara lantai satu dengan lantai-lantai diatasnya.

Paudel dan Adhikari (2015) melakukan penelitian analitis untuk melihat pengaruh dinding bata terhadap struktur portal beton bertulang. Penelitian tersebut membandingkan antara portal terbuka dan *infilled frame*. Metode yang digunakan

adalah metode *equivalent diagonal strut* sesuai FEMA 356 di mana dinding dimodelkan sebagai *bracing* tekan seperti Gambar 1.2.



Gambar 1.1 Struktur 6 lantai yang ditinjau (Paudel dan Adhikari, 2015)

Ujung-ujung *bracing* yang berhubungan langsung dengan balok dan kolom dibuat sebagai sendi. Tebal dari *bracing* adalah sama dengan tebal dinding bata. Dari analisis tersebut diperoleh bahwa perioda fundamental, perpindahan, dan gaya geser dasar *infilled frame* lebih kecil dari portal terbuka. Oleh karena mekanisme transfer beban telah berubah menjadi sistem transfer rangka batang, maka gaya aksial pada kolom meningkat dan momennya berkurang.

Didasari oleh latar belakang di atas, maka dalam tugas akhir ini peneliti akan meninjau pengaruh dinding bata terhadap kekakuan struktur dengan membandingkan *infilled frame* dan portal terbuka. *Infilled frame* akan dimodelkan sebagai *bracing* dengan metode *equivalent diagonal strut* sesuai FEMA 356 dan analisis beban gempa akan menggunakan metode *Pushover Analysis* pada Program Analisa Struktur.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dalam tugas akhir ini akan dilakukan kajian terhadap :

1. Perbandingan analisis simpangan pada portal terbuka dan portal isi, dengan Program Analisa Struktur.

2. Kemampuan dinding bata dalam memikul beban gempa dibandingkan dengan portal terbuka.

1.3 Ruang Lingkup

Batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah :

- 1. Sturktur beton bertulang dengan jumlah tingkat 7;
- 2. Analisis nonlinear dilakukan secara 2D dengan metode pushover;
- 3. Gedung terletak di Aceh;
- 4. Material dinding adalah batu bata merah;
- 5. Tidak memperhitungkan beban angin dan beban tangga;
- 6. Tanah diasumsikan tanah lunak;
- 7. Perencanaan gedung hanya meliputi struktur primer, tidak meninjau pondasi dan struktur sekunder;

1.4 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk :

- 1. Mengetahui seberapa besar perbandingan simpangan pada portal terbuka dan portal isi.
- 2. Mengetahui seberapa jauh pengaruh dinding bata ketika diperhitungkan sebagai elemen struktur pada ketahanan struktur terhadap gempa.

1.5 Metode Penulisan

Metode yang digunakan dalam penulisan tugas akhir ini adalah studi literatur di mana penulis mengumpulkan dan mempelajari referensi-referensi yang berhubungan dengan penelitian yang dilakukan.

1.6 Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini berisi latar belakang penulisan, rumusan masalah, ruang lingkup masalah, tujuan penulisan, metode penelitian, dan sistematika penulisan dari tugas akhir ini.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisi landasan teori mengenai perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa, teori *modal analysis*, prinsip analisis beban gempa, dan *equivalent diagonal strut* yang berhubungan dengan penelitian yang dilakukan dan mengacu pada referensi-referensi yang diperoleh penulis.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisi penjelasan mengenai tahapan-tahapan dalam analisis desain dan perbandingan yang akan dilakukan untuk penelitian tugas akhir ini.

BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisi pembahasan tentang analisis yang dilakukan dan perbandingan hasil analisis dari portal terbuka, dan portal isi yang disajikan dalam bentuk gambar, tabel, dan grafik. Perbandingan yang disajikan dalam penelitian ini meliputi perioda fundamental stuktur, gaya geser dasar, deformasi struktur, dan kekakuan struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan yang diambil dari seluruh kegiatan tugas akhir ini serta saran-saran yang kelak dapat membantu dan memberikan referensi bagi penelitian-penelitian selanjutnya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Dasar Mekanisme Gempa

Gempa adalah pelepasan energi pada muka bumi yang merambat melalui permukaan tanah. Kerak bumi tersusun oleh rangkaian lempeng-lempeng besar yang disebut dengan lempeng tektonik (FEMA P-749,2010) terlihat seperti pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Lempeng tektonik utama (FEMA P-749,2010).

Lempeng-lempeng tersebut terdorong dan berputar secara terus-menerus akibat gaya yang dihasilkan oleh rotasi bumi dan aliran magma di dalam inti bumi. Ketika lempeng-lempeng bertemu, gaya gesek yang terjadi karena pertemuan lempeng akan menahan lempeng sehingga lempeng akan mengalami perlambatan gerakan. Perlambatan gerak lempeng menimbulkan penumpukan energi pada garis pertemuan antar lempeng. Akibatnya, pada garis tersebut terjadi tegangan. Selama ratusan hingga ribuan tahun, tegangan pada garis pertemuan antar lempeng akan terus membesar hingga pada suatu waktu, tegangan tersebut akan melebihi gaya gesek yang menahan lempeng atau tegangan yang dialami lempeng akan melebihi kekuatan batuan pada lempeng tersebut. Saat hal ini terjadi, batuan-batuan pada lempeng akan mengalami retak atau longsor di daerah-daerah *overstress* yang diikuti oleh pelepasan energi yang telah lama menumpuk dan kemudian menyebabkan gempa.

Gempa menjadi salah satu aspek yang sangat menentukan untuk diperhitungkan dalam suatu perencanaan struktur. Struktur dalam keadaan stabil hanya akan menopang berat vertikal dan beratnya sendiri yang searah gravitasi. Berat struktur itu sendiri merupakan sebuah gaya (*force*) yang besarnya sesuai dengan Pers. 2.1.

Berat (N) = massa (kg) × gravitasi (m/s²) (2.1)

Gravitasi merupakan sebuah satuan percepatan yang arahnya menuju pusat bumi. Dalam kondisi stabil, tidak ada percepatan lain yang diterima struktur kecuali percepatan gravitasi. Ketika gempa bumi terjadi, permukaan tanah akan bergerak dengan percepatan tertentu. Adanya percepatan tersebut menimbulkan gaya dorong yang besarnya sesuai dengan Pers. 2.2.

Gaya dorong inilah yang disebut gaya gempa. Besarnya kerusakan pada struktur bergantung pada kekuatan bangunan dalam menahan gaya dorong akibat gempa yang terjadi, ilustrasi tersebut terlihat seperti pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Mekanisme gaya gempa.

Gerakan tanah akibat gempa bumi umumnya sangat tidak teratur dan hanya terjadi beberapa detik sampai puluhan detik saja. Gempa yang durasinya lebih dari satu menit sangat jarang terjadi. Karena sifat getarannya yang acak dan tidak seperti beban statik pada umumnya, maka efek beban gempa terhadap respons struktur tidaklah mudah untuk diketahui. Oleh karena itu diperlukan usaha-usaha penyederhanaan agar pengaruh gempa dapat diperhitungkan dengan baik. Terdapat beberapa penyederhanaan untuk menganalisis pengaruh gempa pada struktur bangunan, yaitu analisis statis ekivalen, analisis respons spektrum, dan analisis riwayat waktu (Widodo, 2001).

2.2 Analisis Beban Gempa

Respons struktur terhadap gempa dapat dianalisis dengan analisis beban gempa yang sesuai dengan peraturan yang berlaku. Analisis beban gempa dapat dilakukan dengan beberapa cara, yaitu:

a. Analisis statis

Analisis beban gempa dengan cara statis merupakan suatu cara perhitungan respons struktur bangunan terhadap gempa yang mana beban dinamis diubah menjadi beban statis yang ekuivalen dengan beban dinamis yang diharapkan. Oleh sebab itulah, analisis ini disebut juga analisis statis ekivalen. Beban dinamis oleh gempa disederhanakan menjadi gaya statis horisontal yang bekerja pada pusat massa. Analisis statis ekivalen hanya memperhatikan ragam getar pertama.

b. Analisis dinamis

Analisis dinamis merupakan analisis yang memperhitungkan faktor kekakuan dan redaman yang tidak dikhususkan pada perhitungan statis. Yang termasuk analisis dinamis adalah analisis respons spektrum dan analisis riwayat waktu (*time history*).

Analisis riwayat waktu (*time history*) merupakan metode yang paling mendekati untuk meramalkan respons parameter dari struktur akibat gempa (Widodo, 2012). Tetapi untuk melakukan analisis riwayat waktu diperlukan banyak perhitungan dan waktu yang cukup lama. Untuk penyederhanaan dari alasan tersebut, maka para ahli menggunakan metode analisis statis ekivalen. Namun, analisis statis ekivalen tidak selalu dapat digunakan pada semua kondisi struktur.

Respons struktur akibat gempa sangat dipengaruhi oleh bentuk bangunan itu sendiri. Bangunan dengan bentuk beraturan, sederhana, dan simetris akan berperilaku lebih baik terhadap gempa dibandingkan dengan bangunan yang tidak beraturan (Paulay dan Priestly, 1992). Untuk struktur beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa yang berperilaku statis, yaitu suatu representasi dari beban gempa setelah disederhanakan dan dimodifikasi. Gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi beban ekivalen statis. Untuk struktur yang tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa yang berperilaku dinamis dan analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respons spektrum. Analisis respons spektrum memperhitungkan semua ragam getar yang mungkin terjadi pada struktur bangunan. Respons struktur terhadap gempa rencana diperoleh melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya. Pada analisis respons spektrum, jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam efektif dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. SNI Gempa 2012 menetapkan analisis beban gempa yang diizinkan untuk digunakan berdasarkan karakteristik strukturnya. Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.1 dibawah.

Kategori desain seismik		Analisis	Analisis	Prosedur
	Karakteristik struktur	gaya	spektrum	riwayat
		lateral	respons	respons
		ekivalen	ragam	seismik
B,C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	Ι	Ι	Ι
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	Ι	Ι	Ι
	Semua struktur lainnya	Ι	Ι	Ι

Tabel 2.1: Prosedur analisis yang boleh digunakan (SNI 03-1760-2012).

Tabel 2.1: Lanjutan

Kategori desain seismik		Analisis	Analisis	Prosedur	
	Karaktaristik struktur	gaya	spektrum	riwayat	
	Karakteristik struktur	lateral	respons	respons	
		ekivalen	ragam	seismik	
	Bangunan dengan Kategori				
	Risiko I atau II dari konstruksi	Ι	Ι	Ι	
	rangka ringan dengan				
	ketinggian tidak melebihi 3				
	tingkat				
	Bangunan lainnya dengan				
	Kategori Risiko I atau II	Ι	Ι	Ι	
	dengan ketinggian tidak				
	melebihi 2 tingkat				
	Struktur beraturan dengan $T <$				
D,E,F	3,5 T_s dan semua struktur dari	Ι	Ι	Ι	
	konstruksi rangka ringan				
	Struktur tidak beraturan				
	dengan $T < 3.5 T_s$ dan	Ι	Ι	Ι	
	mempunyai hanya				
	ketidakteraturan horisontal				
	Tipe 2,3,4, atau 5 dari Tabel 10				
	atau ketidakteraturan vertikal				
	Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel				
	11				
	Semua struktur lainnya	TI	Ι	Ι	

Catatan I : Diizinkan, TI : Tidak diizinkan

2.3 Pengaruh Gempa Terhadap Struktur

Aspek penting dari pengaruh gempa adalah tegangan dan deformasi atau banyaknya kerusakan yang akan terjadi. Selama terjadinya gempa, struktur akan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan timbul di node-node pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur dan lagi struktur biasanya dirancang terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang mencukupi. Sebaliknya, gaya gempa horisontal bekerja pada node-node lemah pada struktur yang kekuatannya tidak mencukupi dan akan menyebabkan keruntuhan (Pranoto, 2012). Dikarenakan keadaan tersebut, prinsip utama dalam perencanaan struktur tahan gempa adalah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya horisontal.

Tujuan desain struktur tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa dengan tiga kriteria standar berikut:

- 1. Tidak terjadi kerusakan sama sekali pada gempa kecil
- 2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural, tetapi bukan merupakan kerusakan struktural
- Diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh

Struktur stabil apabila dikenakan beban, struktur tersebut akan mengalami perubahan bentuk (deformasi) yang lebih kecil dibandingkan struktur yang tidak stabil (Schodek, 1999). Hal ini disebabkan karena pada struktur yang stabil memiliki kekuatan dan kestabilan dalam menahan gempa. Untuk memperjelas stabilitas struktur dapat dilihat seperti Gambar 2.3 dibawah.



Gambar 2.3: Ketidakstabilan struktur terhadap beban horisontal (Schodek, 1999).

Tampak bahwa struktur mengalami deformasi dari kondisi awalnya akibat dikenakan gaya horisontal. Hal ini terjadi karena struktur tidak mempunyai kapasitas yang cukup untuk menahan gaya horisontal dan struktur tidak mempunyai kemampuan untuk mengembalikan bentuk struktur ke bentuk semula apabila beban horisontal dihilangkan sehingga akan terjadi simpangan horisontal yang berlebihan yang dapat menyebabkan keruntuhan. Menurut Daniel L. Schodek terdapat beberapa cara untuk menjamin kestabilan struktur seperti yang terlihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Metode untuk menjamin kestabilan struktur (Schodek, 1999).

Cara pertama adalah dengan menambahkan elemen struktur diagonal pada struktur sehingga struktur tidak mengalami deformasi menjadi jajaran genjang seperti pada Gambar 2.3. Dengan adanya penambahan elemen struktur diagonal, gaya-gaya yang dikenakan pada struktur akan disebarkan keseluruh bagian termasuk ke elemen diagonal, gaya- gaya yang diterima tiap struktur akan berkurang sehingga simpangan yang dihasilkan lebih kecil. Cara kedua adalah dengan menggunakan dinding geser. Elemennya merupakan elemen permukaan bidang kaku, yang tentunya dapat menahan deformasi akibat beban horisontal dan simpangan horisontal yang akan dihasilkan akan lebih kecil. Cara ketiga adalah dengan mengubah hubungan antara elemen struktur sedemikian rupa sehingga struktur menjadi lebih kaku. Penentuan letak bresing maupun dinding geser hendaknya simetris dengan tujuan untuk menghindari efek torsional.

2.4 Dinding Bata pada Struktur Beton Bertulang

2.4.1 Sifat-sifat Batu Bata

Batu bata adalah suatu unsur bangunan yang diperuntukkan pembuatan konstruksi bangunan dan yang dibuat dari tanah dengan atau tanpa campuran bahan-bahan lain, dibakar cukup tinggi, hingga tidak dapat hancur lagi bila direndam dalam air (NI-10, 1978). Tanah liat merupakan bahan dasar dalam pembuatan batu bata yang memiliki sifat plastis dan susut kering. Sifat plastis pada tanah liat sangat penting untuk mempermudah dalam proses awal pembuatan batu bata batu bata yang digunakan terlalu plastis, maka akan mengakibatkan batu bata yang dibentuk mempunyai sifat kekuatan kering yang tinggi sehingga

akan mempengaruhi kekuatan, penyusutan, dan hasil pembakaran batu bata yang telah jadi.

Sifat fisik batu bata adalah sifat yang ada pada batu bata tanpa adanya pemberian beban atau perlakuan apa pun. Sifat fisik batu bata, antara lain:

1. Densitas atau Kerapatan Batu Bata

Densitas adalah massa atau berat sampel yang terdapat dalam satu satuan volume. Densitas yang disyaratkan untuk digunakan adalah 1,60 gr/cm³ – 2,00 gr/cm³. Dengan Pers. 2.3 maka densitas atau kerapatan batu bata dapat diperhitungkan.

$$D(Density) = \frac{Berat \ Kering}{Volume} (gr/cm^3)$$
(2.3)

2. Warna Batu Bata

Warna batu bata tergantung pada warna bahan dasar tanah, jenis campuran bahan tambahan kalau ada dan proses berlangsungnya pembakaran. Standar warna batu bata adalah orange kecokelatan.

3. Dimensi atau Ukuran Batu Bata

Dimensi batu bata yang disyaratkan untuk memenuhi hal di atas adalah batu bata harus memiliki ukuran panjang maksimal 16 in (40 cm), lebar berkisar antara 3 in -12 in (7,50 cm -30,0 cm) dan tebal berkisar antara 2 in -8 in (5 cm -20 cm).

4. Tekstur dan Bentuk Bata

Bentuk batu bata berupa balok dengan ukuran panjang, lebar, tebal yang telah ditetapkan. Permukaan batu bata relatif datar dan kesat tapi tak jarang berukuran tidak beraturan.

Sementara itu, sifat mekanis batu bata adalah sifat yang ada pada batu bata jika dibebani atau dipengaruhi dengan perlakuan tertentu. Sifat mekanis batu bata, antara lain:

1. Kuat tekan batu bata

Kuat tekan batu bata adalah kekuatan tekan maksimum batu bata per satuan luas permukaan yang dibebani. Standar kuat tekan batu bata yang disyaratkan oleh ASTM C 67-03 adalah sebesar 10,40 MPa. Kuat tekan batu bata dapat dihitung dengan Pers. 2.4.

$$C = \frac{W}{A} \left(\frac{lb}{in^2}\right)$$
(2.4)

2. *Modulus of rupture* batu bata

Modulus of rupture batu bata adalah modulus kegagalan dari batu bata akibat diberi beban maksimum. Standar *modulus of rupture* batu bata yang disyaratkan oleh ASTM C 67-03 adalah sebesar 3,50 MPa. *Modulus of rupture* batu bata dapat dihitung dengan Pers. 2.5.

$$S = \frac{1,50 \text{Wl}}{\text{bd}} \left(\frac{\text{lb}}{\text{in}^2}\right)$$
(2.5)

3. Penyerapan (*absorption*) batu bata

Penyerapan (*absorption*) batu bata adalah kemampuan maksimum batu bata untuk menyimpan atau menyerap air atau lebih dikenal dengan batu bata yang jenuh air. Standar penyerapan (*absorption*) batu bata yang disyaratkan oleh ASTM C 67-03 adalah masing-masing maksimum 13% dan 17%. Dalam menghitung penyerapan (*absorption*) batu bata dapat dilakukan dengan Pers. 2.6 dan 2.7.

Cold water absorption

% penyerapan =
$$\frac{100(W_s W_d)}{W_d}$$
 (%) (2.6)

a. Boiling water absorption

% penyerapan =
$$\frac{100(W_b W_d)}{W_d}$$
 (%) (2.7)

b. Koefisien kejenuhan

Koefisien kejenuhan adalah perbandingan antara *cold water absorption* dengan *boiling water absorption* yang nilainya sesuai dengan Pers. 2.8.

$$S_{c} = \frac{W_{s} - W_{d}}{W_{b} - W_{d}}$$
(2.8)

4. Initial Rate of Suction (IRS) dari batu bata

Initial Rate of Suction (IRS) dari batu bata adalah kemampuan dari batu bata dalam menyerap air pertama kali dalam satu menit pertama. Hal ini sangat berguna pada saat penentuan kadar air untuk mortar. Standar IRS dari batu bata yang disyaratkan oleh ASTM C 67-03 adalah minimum 30 gr/mnt/30in². Nilai tersebut sesuai dengan Pers. 2.9 yang digunakan dalam menghitung IRS batu bata.

IRS=
$$(m_1 - m_2)K(7)$$
 (2.9)

Karena IRS memiliki satuan gr/mnt/30in² atau gr/mnt/193,55cm², maka harus dikalikan dengan suatu faktor, dengan menggunakan Pers. 2.10.

$$K = \frac{30}{Luas Area} \text{ atau } K = \frac{193,55}{Luas Area}$$
(2.10)

5. Kuat tekan pasangan batu bata (*Compressive strength of brick Prism*) Kuat tekan pasangan batu bata adalah kemampuan maksimum dari pekerjaan pasangan batu bata dengan mortar. Standar prosedur percobaan kuat tekan pasangan batu bata yang disyaratkan oleh ASTM C 1314-03 adalah sesuai dengan Pers. 2.11.

$$fc = \frac{P_u + W}{bh}$$
 (MPa atau Psi) (2.11)

Dalam pengujian kuat tekan ini ASTM C 1314-03 memberikan faktor koreksi sesuai dengan dimensi benda uji yang terdapat pada Tabel 2.2. sebagai berikut :

Tabel 2.2: Faktor koreksi kuat tekan batu bata (ASTM C 1314-03).

hp/tp	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Faktor Koreksi	0,75	0,86	1	1,04	1,07	1,15	1,22

6. Pemeriksaan kegagalan ikatan pasangan batu bata (*Bond Flexure of Brick Prism*)

Pemeriksaan kegagalan ikatan pasangan batu bata dilihat dari kemampuan ikatan antara mortar dan batu bata dalam menerima beban maksimum. Standar percobaan kegagalan ikatan pasangan batu bata disyaratkan oleh ASTM E 518. Pemeriksaan kegagalan ikatan pasangan batu bata akan menghasilkan nilai *modulus of rupture*. Secara matematis dapat dihitung dengan Pers. 2.12 sebagai berikut :

$$R = \frac{(P+0,75P_s)l}{bd^2}$$
(MPa atau Psi) (2.12)

7. Pemeriksaan kuat lentur pasangan batu bata

Pemeriksaan kuat lentur pasangan batu bata ditinjau dari kemampuan ikatan antara mortar dan batu bata dalam menerima beban lentur maksimum sesuai dengan Pers. 2.13.

$$L = \frac{(P_u + W)l}{bd^2}$$
(MPa atau Psi) (2.13)

8. Pemeriksaan kuat geser pasangan batu bata (*Shear Strength of Brick and Mortar*)

Pemeriksaan kuat geser pasangan batu bata ditinjau dari kemampuan ikatan antara mortar dan batu bata dalam menerima beban geser maksimum. Standar prosedur percobaan pemeriksaan kuat geser pasangan batu bata yang disyaratkan oleh ASTM E 519. Pers. 2.14 digunakan dalam menghitung kuat geser pasangan batu bata.

$$fvh = \frac{P_u + W}{2bh}$$
 (MPa atau Psi) (2.14)

Dalam standar India, BIS 1077-1957, batu bata dikelompokkan menjadi beberapa kelas sesuai nilai kuat tekannya (Subramani dan Angappan, 2015), yaitu:

- Bata dengan kuat tekan di atas 14 N/mm² digolongkan ke dalam Grade AA
- Bata dengan kuat tekan tidak kurang dari 10,5 N/mm² digolongkan ke dalam Grade A atau disebut juga First Class Bricks
Bata dengan kuat tekan tidak kurang dari 7 N/mm² digolongkan ke dalam Grade B atau disebut juga Second Class Bricks

Bata dengan kuat tekan tidak kurang dari 3,5 N/mm² digolongkan ke dalam Grade C. 3,5 N/mm² adalah kuat tekan minimum bata. Bata dengan kuat tekan minimum ini yang paling umum digunakan dalam bangunan.

2.4.2 Pengaruh Dinding Bata terhadap Struktur Beton Bertulang

Telah banyak penelitian terdahulu baik secara eksperimental maupun analitis, yang berkenaan dengan pengaruh dinding batu bata terhadap perilaku struktur beton bertulang. Tanjung dan Maidiawati (2016) melakukan studi eksperimental terhadap struktur portal tunggal beton bertulang yang diisi dengan dinding bata merah serta dikenai beban lateral seperti Gambar 2.5(b). Struktur portal tanpa dinding digunakan sebagai acuan seperti Gambar 2.5(a).



(a) Benda uji tanpa dinding



(b) Benda uji dengan dinding

Gambar 2.5: Detail penulangan struktur portal benda uji (Tanjung dan Maidiawati, 2016).

Bata merah yang digunakan merupakan bata merah ex-Lubuk Alung, Kabupaten Padang-Pariaman, Sumatera Barat dengan kuat tekan hancur 4,1 MPa. Dalam ekseprimen ini, dimensi benda uji diperkecil dengan 1:4 (S14) dan 1:2 (S12). Beban lateral diberikan hingga benda uji mengalami keruntuhan. Besarnya beban lateral yang diberikan dan perpindahan lateral yang terjadi direkam selama pengujian berlangsung. Dari penelitian tersebut diperoleh bahwa peningkatan ketahanan lateral yang signifikan diperoleh pada benda uji yang menggunakan dinding bata seperti Gambar 2.6. Penggunaan dinding bata meningkatkan ketahanan lateral benda uji sekitar 20%.



Gambar 2.6: Hasil uji ketahanan dan perpindahan lateral benda uji (Tanjung dan Maidiawati, 2016).

Pengamatan selama pengujian berlangsung menunjukkan bahwa mekanisme transfer beban lateral yang terjadi berubah dari sistem transfer beban portal menjadi sistem transfer beban rangka batang. Gaya aksial tarik akan meningkat pada kolom sebelah kiri dan gaya aksial tekan akan meningkat pada kolom sebelah kanan. Pada saat yang bersamaan, momen lentur dan gaya geser akan berkurang pada kedua kolom tersebut. Hasil serangkaian pengujian ini juga memberi gambaran yang jelas tentang bagaimana dinding mempengaruhi ketahanan lateral struktur beton bertulang. Pada kondisi di mana struktur beton bertulang jauh lebih kuat dibandingkan dengan dinding pengisi, maka retak horizontal yang diakibatkan oleh gaya geser akan terjadi pada dinding pengisi. Selanjutnya, sudut-sudut dinding akan mengalami retak dan hancur. Retak akan timbul pula pada sambungan balok dan kolom jika tidak direncanakan dengan baik. Sebaliknya, jika dinding pengisi relatif kuat, maka dinding akan mengalami retak diagonal dan sendi plastis dapat saja terjadi pada kolom.

Paudel dan Adhikari (2015) melakukan penelitian analitis untuk melihat pengaruh dinding bata sebagai elemen struktural terhadap struktur portal beton bertulang. Analisis dilakukan dengan metode *equivalent diagonal strut* di mana dinding dimodelkan sebagai *bracing* yang hanya menerima tekan. Tebal dari *bracing* adalah sama dengan tebal dari bata. Ujung-ujung *bracing* yang

berhubungan langsung dengan balok dan kolom dibuat sebagai sendi. Dalam penelitian tersebut ditinjau sebuah gedung berlantai enam dengan luas $20 \text{ m} \times 16$ m. Tinggi total gedung adalah 18,2 m dengan tinggi lantai dasar adalah 3,2 m dan tinggi lantai lainnya adalah 3 m terlihat seperti Gambar 2.7. Struktur portal terbuka dengan dinding bata sebagai partisi dijadikan acuan.



Gambar 2.7: Portal terbuka dan *infilled frame* yang diuji (Paudel dan Adhikari, 2015).

Dari penelitian tersebut diperoleh bahwa dinding bata memberikan pengaruh yang signifikan terhadap karakteristik dinamik, kekuatan, kekakuan, dan respons seismik bangunan. Perioda fundamental *infilled frame* lebih kecil dari perioda fundamental portal terbuka. Gaya aksial kolom meningkat dan momen lentur mengecil karena adanya dinding bata sebagai elemen struktural.

Keberadaan dinding juga memiliki efek negatif terhadap struktur, yaitu terjadinya *soft-story*, *short-column*, dan torsi pada struktur beton bertulang. Yang menjadi penyebab utama dari munculnya efek negatif tersebut adalah ketidakseragaman atau ketidakmerataan penempatan dinding pada struktur. Ketidakseragaman ini akan menyebabkan perubahan mekanisme transfer beban, perubahan kekakuan, dan perubahan daktilitas komponen struktur yang akhirnya

akan mengubah pola keruntuhan struktur. Fenomena *soft-story* akan terjadi ketika dinding ditempatkan tidak seragam pada setiap tingkat bangunan. Karena dinding akan menambah kekakuan lateral dari portal pada elevasi di mana dinding itu ditempatkan, maka akan terdapat perbedaan kekakuan yang signifikan pada tiap tingkat. Perubahan mekanisme transfer beban lateral karena adanya dinding akan menyebabkan beban lateral menyerang bagian struktur dengan kekakuan yang lebih kecil, yakni bagian yang tidak mempunyai dinding atau bagian dengan dinding yang paling sedikit. Fenomena *short-column* terjadi pada kolom dengan dinding yang tidak penuh di sepanjang ketinggian kolom. Kekakuan sebagian kolom yang mempunyai dinding menjadi jauh lebih besar dibandingkan dengan kekakuan sebagian kolom tanpa dinding. Dengan demikian, hanya kolom yang tidak ditempati oleh dinding yang akan berperilaku sebagai kolom murni. Fenomena torsi muncul akibat penempatan dinding yang tidak simetris pada bidang elevasi tertentu. Sebagai konsekuensinya, transfer beban lateral ke portal juga akan menjadi tidak simetris.

2.4.3 Pemodelan Dinding Bata dengan Equivalent Diagonal Strut

Untuk dapat benar-benar memahami perilaku dinding pengisi, maka beberapa pemodelan dinding untuk analisis telah dibentuk oleh para peneliti (Prasad M.D. *et al*, 2014). Pemodelan ini dikelompokkan ke dalam dua jenis, yaitu pemodelan micro (*micro models*) dan pemodelan makro (*macro models*). Pemodelan mikro ialah pemodelan dengan menggunakan *Finite Elemen Method* (FEM). Pemodelan ini dapat menampilkan kondisi dari dinding bata khususnya jenis-jenis keruntuhannya secara detail, tetapi penggunaannya masih sangat terbatas karena memerlukan perhitungan yang sangat kompleks dan waktu yang lama dalam analisisnya. Untuk mengatasi kesulitan dalam analisis mikro, maka para peneliti menyederhanakan pemodelan dinding pengisi dengan suatu elemen *strut* diagonal yang dianggap sebagai *bracing* tekan.

Pada beban lateral yang rendah, portal beton bertulang dan dinding bata akan sepenuhnya berperilaku komposit seperti dinding struktural dengan *boundary element* (Paulay dan Pristley, 1992) Gambar 2.8. Seiring dengan meningkatnya beban lateral, perilaku portal dan dinding bata akan semakin kompleks karena

portal akan berdeformasi secara lentur, sedangkan dinding bata berdeformasi secara geser. Akibatnya, terjadi pemisahan portal dengan dinding bata pada arah diagonal tariknya dan terbentuk batang tekan pada arah diagonal tekannya. Kontak antara portal dan dinding bata terjadi di sepanjang *z* pada Gambar 2.8(a). Melihat dari mekanisme inilah, maka dinding bata dimodelkan sebagai batang diagonal tekan atau *bracing* tekan seperti Gambar 2.9. Pemodelan dengan *equivalent diagonal strut* paling banyak digunakan karena sederhana dan terbukti paling cocok untuk struktur-struktur besar. Menurut Saneinejad-Hobbs, portal dengan dinding bata (*infilled frame*) dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced frame*). Pada ujung-ujung *bracing* yang berhubungan langsung dengan balok dan kolom dibuat bersifat sendi agar sifat *bracing* tersebut mendekati perilaku dinding pengisi seperti Gambar 2.8(b).



Gambar 2.8: Perilaku bracing ekivalen dari dinding (Paulay dan Pristley, 1992).

Parameter dasar yang mempengaruhi kekakuan dan kekuatan dari *bracing* ekivalen ini adalah lebarnya yang bergantung pada hubungan kekakuan portaldinding. Berdasarkan FEMA 356, lebar *bracing* ekivalen dihitung dengan Pers. 2.15, 2.16 dan 2.17.

$$a = 0,175(\lambda_1 \times h_c)^{-0,4} \times r_{inf}$$
(2.15)

$$\lambda_{1} = \left[\frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4E_{fe} \times I_{c} \times h_{inf}}\right]^{1/4}$$
(2.16)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{h_{inf}}{L_{inf}}$$
(2.17)

Dimana :

 λ_1 = koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif *strut*

 h_c = tinggi kolom di antara as-balok

 r_{inf} = panjang diagonal dinding pengisi

 E_{me} = modulus elastisitas material dinding pengisi

 t_{inf} = tebal dinding pengisi

 θ = sudut antara tinggi dan panjang dinding pengisi

 E_{fe} = modulus elastisitas material portal (beton)

 I_c = inersia penampang kolom

 h_{inf} = tinggi dinding pengisi

 L_{inf} = panjang dinding pengisi



Gambar 2.9: Ilustrasi pemodelan bracing ekivalen.

Agar dinding bata dapat benar-benar berperilaku sebagai *bracing* tekan, maka sambungan antara dinding bata dengan portal harus rigid. Angkur baja horizontal perlu disediakan untuk mengikat dinding dengan kolom struktur rangka (Murty *et al*, 2006). Angkur-angkur ini perlu dipasang dengan jarak regular dengan tujuan

untuk memastikan transfer gaya antara dinding dengan struktur rangka seperti tampak pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Detail angkur antara dinding pengisi dan struktur rangka ketika dinding bata diintegrasikan dengan struktur rangka (Murty *et al*, 2006).

Pada prakteknya, diameter angkur yang digunakan minimal 10 mm dengan panjang \geq 40 cm pada tiap 6 lapis bata (Boen *et al*, 2010). Pengecoran kolom struktur dilakukan bersamaan dengan pemasangan dinding batanya. Seperti Gambar. 2.11.



Gambar 2.11: Konstruksi dinding bata dan kolom (Boen et al, 2010).

Dinding pengisi yang digunakan dalam penelitian ini adalah dinding batu bata merah, karena sangat banyak digunakan hampir diseluruh bangunan-bangunan pada wilayah negara indonesia. Hal ini dikarenakan bata merah memiliki sifat harga yang ekonomis, mudah didapat, dan tahan terhadap cuaca.

Bata merah (*clay brick*) adalah bahan bangunan yang digunakan untuk pembuatan konstruksi bangunan, dibuat dari tanah liat dengan atau tanpa campuran bahan-bahan lainnya yang dibentuk persegi panjang, dibakar pada suhu yang tinggi hingga tidak mudah hancur lagi apabila direndam didalam air.

Dinding pengisi bata biasa digunakan pada struktur bangunan beton bertulang ataupun struktur bangunan baja. Dinding dapat menutupi tembok bangunan secara keseluruhan dan ada juga yang memiliki bukaan untuk pintu dan jendela. Namun dalam perencanaan struktur bangunan, dinding pengisi hanya diperlakukan sebagai sekat atau partisi tanpa fungsi struktural. Padahal apabila terjadi gempa dinding pengisi dapat mempengaruhi kekakuan dan kekuatan struktur yang efeknya kadang tidak menguntungkan pada struktur tersebut sehingga dapat menimbulkan kerusakan (Dewobroto, 2005).

Dinding pengisi ini bersifat getas, selain itu juga dapat hancur lebih awal, berat struktur jadi bertambah dan *base shear* desain menjadi bertambah. Dalam analisa tidak linear elemen dinding pengisi ini dimodelkan melalui sebuah garis yang disebut dengan elemen tekan (*strut* atau *compressional member*). Elemen ini memiliki sifat kekakuan dan simpangan yang getas (*brittle*).

Perilaku portal dengan dinding bata terhadap pembebanan lateral telah lama diselidiki, misalnya oleh Holmes (1961), Smith (1966), Dawe dan Sheah (1989), Mehrabi et al (1996), Mehrabi dan Shing (1997), Madan et al (1997) dan lain-lain. Dari beberapa penelitian yang ada, pemodelan dinding bata sebagai *bracing* tekan yang diteliti oleh Saneinejad dan Hobbs (1995) dinilai paling sederhana namun representatif. Metode ini lebih dikenal dengan nama metode *Equivalent Diagonal Strut*. Dalam studi ini untuk penentuan prilaku dinding pengisi menggunakan metode *Equivalent Diagonal Strut* yang diusulkan oleh Saneinejad dan Hobbs (1995) dan FEMA 273.

2.4.4 Diagonal Tekan Ekivalen (*Equivalent Diagonal Strut*) Saneinejad dan Hobbs

2.4.4.1. Prinsip Analisis

Portal-Isi dapat dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced framed*), dimana dinding pengisi akan berfungsi sebagai diagonal tekan ekivalen (*Equivalent Diagonal Strut*). Diagonal tekan ekivalen hanya kuat terhadap gaya tekan saja. Pengaruh beban lateral bolak-balik akibat gempa dapat diatasi dengan terbentuknya diagonal tekan pada arah lain yang juga mengalami tekan. Apabila properti mekanik (luas penampang, Ad dan modulus elastisitas, Ed) dari diagonal tekan ekivalen dapat dicari maka portal-isi dapat dianalisis sebagai "portal terbuka dengan diagonal tekan ekivalen" tentu saja "diagonal" harus ditempatkan sedemikian agar hanya mengalami tekan saja (*compressional member*).

Properti mekanik yang dicari dengan metode tersebut didasarkan pada kondisi keruntuhan yang bersifat *non-linear* dan sekaligus diperoleh juga resistensi atau kuat nominal dari diagonal tekan ekivalen. Dengan konsep perencanaan berbasis kuat batas atau beban terfaktor, selanjutnya portal berpenopang ekivalen (*equivalent braced frame*) dapat dianalisis dengan cara manual atau komputer sebagai portal berpenopang biasa (*ordinary braced frame*) (Dewobroto, 2005).



Gambar 2.12: a) Portal isi; b) Penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

2.4.4.1 Asumsi Dasar

Untuk mendapatkan properti mekanik dari diagonal tekan ekivalen yang bersifat *lowerbound* yang konsisten dan rasional, Saneinejad dan Hobbs (1995) berdasarkan tes percobaan dan penelitian analitis "m.e.h' mengambil asumsi berikut sebagai dasarnya:

Deformasi lateral terjadi sebanding dengan besarnya beban lateral yang ada sampai suatu batas dimana dinding pengisi secara bertahap hancur dan kekuatannya akan *drop* akibat daktilitas dinding yang terbatas. Ada tiga mode kehancuran yang terindentifikasi secara jelas pada portal-isi akibat pembebanan lateral yaitu :

- a. *Corner crushing* (CC) ; bagian sudut hancur, minimal salah satu ujung diagonal.
- b. *Diagonal compression* (DC) ; dinding pengisi hancur pada bagian tengah diagonal.
- c. Shear (S); keruntuhan geser arah horizontal pada nat sambungan dinding.

Panjang blok tegangan desak yang diusulkan tidak lebih dari 0,4 tinggi panel pengisi:

$$\alpha_c h \le 0,4 h' \operatorname{dan} \alpha_b l \le 0,4 l' \tag{2.18}$$

Dimana α adalah presentase panjang bidang kontak dari tinggi atau lebar panel, sub-skrip c = kolom dan b = balok. Notasi *h* atau *l* untuk jarak as-ke-as portal; sedangkan *h*' dan *l*' adalah jarak bersih panel, terlihat seperti Gambar 2.12. Interaksi panel/dinding pengisi dengan portal ditunjukkan dengan besarnya gaya geser yang diperoleh dari Pers. 2.18.

$$F_c = \mu r^2 c_c \operatorname{dan} F_b = \mu r c_b \tag{2.19}$$

Dimana:

- μ = koefisien gesek panel-portal
- C = gaya normal pada bidang kontak
- F = gaya geser seperti Gambar 2.12; subskrip
- c = kolom dan b = balok; r = h/l < 1,0.

Terjadinya sendi plastis pada bagian sudut yang dibebani umumnya terjadi pada beban puncak (*peak load*) dan dapat dituliskan dengan Pers. 2.19.

$$M_A = M_C = M_{pj} \tag{2.20}$$

Dimana M_A dan M_C = *bending momen* pada sudut yang dibebani (titik A dan C pada Gambar 2.13. M_{pj} = tahanan momen plastis paling kecil dari balok, kolom atau sambungan, disebut dengan *joint plastic resisting moment*.



Gambar 2.13 : Keseimbangan gaya pada portal isi (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

Karena dinding pengisi mempunyai daktilitas yang terbatas, maka deformasi portal pada beban puncak juga terbatas kecuali pada bagian sudut yang dibebani, dengan demikian portal masih dalam kondisi elastis. Seperti Pers.2.20.

$$M_B = M_D = M_j < M_{pj} \tag{2.21}$$

$$M_c = \beta_c M_{pc} \operatorname{dan} M_b = \beta_c M_{pb} \tag{2.22}$$

Dimana:

 M_B dan M_D = *bending momen* pada sudut yang tidak dibebani (titik B dan D pada Gambar 2.13)

Mj	= merujuk pada salah satu nilai tersebut;
<i>Mc</i> dan <i>Mb</i>	= momen elastis terbesar yang ada pada kolom (c) dan balok (b)
<i>Mpc</i> dan <i>Mpb</i>	= tahanan momen plastis dari kolom dan balok. Saneinejad dan
	Hobb, (1995) menetapkan:

 $\beta c \leq \beta_0 = 0,2 \text{ dan } \beta_b \leq \beta_0 = 0,2$

Dimana β_0 = nominal atau batas atas (*upper-bound*), nilai dari faktor reduksi β .

2.4.4.2. Penurunan Rumus

2.4.4.2.1. Kondisi Keseimbangan

Gambar 2.13 memperlihatkan keseimbangan gaya balok atas dan kolom kiri dari portal-isi dengan beban diagonal sampai beban puncak (*peak*). Dalam analisanya, dianggap bagian tepi dinding berada pada garis netral portal, sehingga $h' \cong hI \text{ dan } l' \cong l$. Gaya interaksi dianggap terdistribusi merata sepanjang bidang kontak ekivalen yang diusulkan, yaitu $\alpha_c h \text{ dan } \alpha_b l$. Panjang bidang kontak aktual harus diatur agar sesuai dengan blok tegangan persegi yang diusulkan. Keseimbangan gaya pada portal-isi menjadi seperti Pers. 2.20, 2.21 dan 2.22.

 $V = H \tan \theta$

$$V = C_c + F_b + 2S$$

$$V = C_b + F_c + 2N$$
(2.23)

Sedangkan keseimbangan rotasi dari portal-isi akan memenuhi Pers. 2.23 berikut ini:

$$C_c = \left(\frac{h}{2} - \alpha c \frac{h}{2}\right) - F_c \frac{1}{2} - C_b \left(\frac{h}{2} - \alpha c \frac{h}{2}\right) + F_b \frac{h}{2} = 0$$
(2.24)

Dimana:

$$C_c = \sigma_c t \alpha_c h$$
; $C_b = \sigma_b t \alpha_b l$

$$F_c = \mathcal{T}_c t \, \alpha_c h$$
 ; $F_b = \mathcal{T}_b t \alpha_b l$

Dimana *H* dan *V* adalah komponen horizontal dan vertikal dari gaya luar ; *S* dan *N* adalah gaya geser dan gaya aksial berturut-turut sepanjang bidang kontak dari kolom ; σ dan τ adalah tegangan kontak normal dan geser merata yang diusulkan dari dinding pengisi ; dan θ adalah sudut diagonal tekan.

2.4.4.2.2 Gaya-Gaya Portal

Jika statis momen gaya-gaya yang beraksi pada kolom dan balok diambil terhadap titik A penjelasan lebih lanjut seperti Gambar 2.13 dan disesuaikan untuk geser dan gaya aksial kolom akan menghasilkan Pers.2.24.

$$S = -0.5 \sigma_c t \alpha_c^2 h + \left(\frac{M_{pj} + M_j}{h}\right)$$
(2.25)

$$\mathbf{S} = -0.5 \ \sigma_b t \ \alpha_b^2 \ l + \left(\frac{M_{pj} + M_j}{l}\right) \tag{2.26}$$

Catatan, *S* dan *N* juga mewakili gaya aksial dan geser diluar bidang kontak dari balok, untuk mendapatkan keseimbangan dari nodal yang tidak dibebani. Pengaruh *Mj* terhadap beban runtuh umumnya kecil yaitu kurang dari 2% sehingga dapat diabaikan.

2.4.4.2.3 Beban Runtuh

Jika gaya kontak C_c dan F_b dan juga gaya geser kolom S dari Pers. 2.24, 2.25 dan 2.26 disubtitusikan Pers. 2.26 maka dihasilkan beban runtuh (*collapse load*) sebagai berikut :

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + 2 \left(\frac{M_{pj} + M_j}{h}\right)$$
(2.27)

2.4.4.2.4 Tegangan Kontak Nominal

Pada beban puncak, dinding pengisi yang mengalami kerusakan (*failure*) akibat kombinasi tegangan normal dan geser beraksi pada bidang kontak dibagian sudut yang dibebani. Kriteria leleh terkenal dengan *Tresca Hexagonal* yang dijelaskan Chen (1982) secara matematik mencukupi untuk menunjukkan kombinasi tegangan seperti Pers. 2.27 berikut:

$$\sigma^2 + 3\tau^2 = f_h^2 \tag{2.28}$$

Dimana fc adalah tegangan tekan efektif dari dinding pengisi, bilamana tegangan tersebut dapat dianggap sebagai blok tegangan persegi seperti terlihat pada Gambar 2.13, maka Pers. 2.28 dapat juga ditulis dalam terminologi tegangan kontak sebagai berikut :

$$\tau_c = \mu r^2 \sigma_c \quad \text{dan} \qquad \tau_b = \mu r^2 \sigma_b \tag{2.29}$$

Dengan mengkombinasikan Pers. 2.28 dan 2.29 dapat diperoleh nilai batas atas (*upperbound*) nominal dari tegangan normal kontak seperti Pers. 2.30 berikut:

$$\sigma_{co} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2 r^4}}$$
; $\sigma_{bo} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2}}$ (2.30)

2.4.4.2.5 Panjang Bidang Kontak Portal – Dinding Isi

Solusi eksak matematik untuk menghitung panjang bidang kontak portaldinding isi relatif kompleks dan perlu *trial-error*, sehingga perlu cara pendekatan yang relatif teliti. Pada Gambar 2.13, tanda *slope* dari diagram momen pada kolom terletak pada lokasi yang relatif berdekatan dengan daerah pemisah portal dengan dinding-isi yang diusulkan yaitu titik E. Dengan demikian, gaya geser pada titik E relatif kecil dan dapat diabaikan. Statis momen dari gaya-gaya yang bekerja pada kolom sepanjang E-A adalah seperti Pers. 2.31.

$$M_{pj} + M_c - 0.5 (\alpha_c h)^2 \sigma_c t = 0$$
(2.31)

Hubungan yang sama juga dapat dituliskan untuk komponen balok seperti Pers. 2.32

$$M_{pj} + M_b - 0.5 (\alpha_b l)^2 \sigma_b t = 0$$
(2.32)

Subtitusikan Mc dan Mb dari Pers. 2.31 ke Pers. 2.32, sehingga panjang bidang kontak dapat diperoleh seperti Pers. 2.33 berikut:

$$\alpha_c \mathbf{h} = \sqrt{\frac{2 \,\mathbf{M}_{pj} + 2 \,\beta_c \,\mathbf{M}_{pc}}{\sigma_c \,t}} \le 0.4h' \tag{2.33}$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 \operatorname{M}_{pj} + 2 \beta_b \operatorname{M}_{pb}}{\sigma_b t}} \le 0.4l'$$
(2.34)

Jika salah satu, β_c atau β_b akan mendekati nilai batas, $\beta_0 = 0,2$, pada saat bidang kontak yang dimaksud mengembangkan tegangan normal nominal yang berkaitan, sehingga panjang bidang kontak dapat dianggap bernilai sembarang, Subtitusikan nilai nominal dan dikombinasikan dengan Pers. 2.34 maka akan menghasilkan Pers. 2.35 dan 2.36.

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_o M_{pc}}{\sigma_{co} t}} \le 0.4 h'$$
(2.35)

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 \operatorname{M}_{pj} + 2 \beta_{\circ} \operatorname{M}_{pb}}{\sigma_{bo} t}} \le 0,4l'$$
(2.36)

2.4.4.2.6 Beban Runtuh Ultimate

Ketika lendutan portal bertambah setelah melampaui beban puncak, dinding pengisi akan kehilangan kekuatannya karena sifat alaminya adalah getas (*brittle*). Meskipun demikian, *Mj* akan meningkat sampai tahanan momen plastis pada sambungan *Mpj*. Karena pada Pers. 2.36 sumbangan tahanan dari dinding pengisi dan portal diberikan secara terpisah maka beban runtuh *ultimate* menjadi seperti Pers. 2.37.

$$H_{u} = \frac{4M_{pj}}{h}$$
(2.37)

2.4.4.2.7 Beban Lateral Penyebab Retak pada Dinding Pengisi

Beban lateral penyebab retak pada dinding pengisi dapat dicari dengan Pers. 2.38.

$$H_{ti} = 2\sqrt{2} th^{ft \cos 2} \theta \tag{2.38}$$

Selanjutnya kontribusi portal diperhitungkan dengan menganggap bahwa presentasi yang diterima portal pada waktu meninjau retak nilainya sama dengan presentasi yang diterima portal pada waktu beban runtuh total sehingga dapat ditulis dengan Pers. 2.39.

$$H_t = H_{ti} \frac{H}{C_c + F_b} \operatorname{dimana} \frac{H}{C_c + F_b} \ge 1,0$$
(2.39)

2.4.4.2.8 Perpindahan Lateral

Membandingkan dengan diagram beban-lendutan yang dihasilkan dalam analisa NLFE maka Saneinejad dan Hobb (1995), mencari hubungan empiris untuk memprediksi perpindahan lateral pada beban puncak dan menghasilkan Pers. 2.40.

$$\Delta h = 5.8 \varepsilon_c h \cos \theta \left(\alpha_c^2 + \alpha_b^2 \right)^{0.333}$$
(2.40)

2.4.4.2.9 Kekakuan (Stiffnes)

Kekakuan sekan dari portal-isi pada saat beban puncak dapat didefinisikan seperti Pers. 2.41.

$$\mathbf{K} = \frac{H}{\Delta_h} \tag{2.41}$$

Diagram beban-lendutan portal-isi adalah bentuk parabolik, sedangkan kekakuan awal (*initial*) dari portal-isi didekati sebagai dua kali nilai kekakuan secant dan hal tersebut sudah dibuktikan dengan NLFE (Saneinejad dan Hobb 1995).

$$\mathbf{K}_0 = \frac{H}{\Delta_h} \tag{2.42}$$

Perpindahan lateral portal-isi dipengaruhi oleh adanya celah atau *gap* antara panel dan portal, sedangkan nilai-nilai diatas dianggap tidak ada celah (rapat), kalaupun ada dianggap cukup kecil sehingga relatif dapat diabaikan.

2.4.5 Perencanaan Umum

2.4.5.1 Metode Dasar

Portal-isi tunggal yang dibebani secara diagonal sampai tahap puncak ternyata tidak mengalami mekanisme keruntuhan plastis, tetapi hanya mengalami lentur yang besarnya tidak terlalu signifikan yaitu pada sudut yang tidak dibebani. Selanjutnya diketahui bahwa perilaku portal-isi yang terdiri dari panel ganda hampir sama dan dapat disimpulkan bahwa perilaku portal-isi dengan panel tunggal sama dengan perilaku portal-isi dengan banyak panel seperti yang terdapat pada gedung bertingkat. Kesimpulan yang dapat diambil bahwa apabila properti mekanik dinding pengisi diperoleh maka selanjutnya dapat dimodelkan sebagai batang diagonal tekan pengganti dan dianalisis seperti struktur rangka umumnya.

2.4.5.2 Diagonal Tekan Ekivalen

Dikaitkan dengan struktur portal bertingkat dengan dinding pengisi, *Mj* dapat dihilangkan dari Pers. 2.42 sehingga daya dukung horizontal dari portal isi adalah sama dengan Pers. 2.43.

$$H = \sigma_c t \left(1 - \alpha_c\right) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + \left(\frac{2M_{pj}}{h}\right)$$
(2.43)

Term ke-1 dan ke-2 adalah tahanan dinding pengisi, lalu term ke-3 adalah tahanan portal yang dibebani sampai kondisi batas. Dengan demikian bagian dinding pengisi dapat digantikan dengan tahanan diagonal penopang ekivalen sebagai Pers. 2.44 berikut:

$$H = R\cos\theta + \left(\frac{2M_{pj}}{h}\right) \tag{2.44}$$

Dimana R tergantung dari tiga macam keruntuhan yang terjadi dan dipilih yang paling kecil (menentukan).

2.4.5.3 Keruntuhan Sudut / Ujung Diagonal (CC = Corner Crushing)

Mode keruntuhan sudut atau ujung diagonal ($CC = corner \ crushing$) maka tahanan diagonal dapat dihitung dengan Pers. 2.45.

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos \theta}$$
(2.45)

2.4.5.4 Keruntuhan Tekan Diagonal (DC = Diagonal Compression)

Dinding pengisi yang langsing dapat mengalami keruntuhan tekan diagonal ditengah panel. Kehancuran tersebut akibat ketidak-stabilan dinding pengisi akibat timbulnya diagonal tekan yang besarnya dapat dihitung dari Pers. 2.46.

$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \ h' t \ f_a}{\cos \theta} \tag{2.47}$$

Kuat tekan aktual dinding pengisi tergantung dari arah tegangan tetapi pendekatan dengan kuat prisma fm' dari ACI 530-88 dapat digunakan seperti Pers. 2.48.

$$f_{\alpha} = f_c \left[1 - \left(\frac{l_{eff}}{40 t} \right)^2 \right], \operatorname{dimana} f_c = 0,6 \ \mathcal{O}f'_m; \ \mathcal{O} = 0,65$$

$$(2.48)$$

Panjang efektif pita diagonal tergantung dari panjang bidang kontak dan geometri panel pengisi dan secara konservatif dapat diambil dari Pers. 2.49 sebagai berikut:

$$l_{eff} = \sqrt{\left(1 - \alpha_{\rm c}\right)^2 h'^2 + l'^2}$$
(2.49)

2.4.5.5 Keruntuhan Geser (S=Shear)

Dinding pengisi dapat mengalami retak horizontal sepanjang panel akibat gaya geser yang berlebihan. Gaya geser horizontal total yang menyebabkan keruntuhan (S) dapat dihitung dengan Pers. 2.50.

$$H_{s} = \frac{\gamma \nu t l'}{1 - 0.45 \tan \theta} < 0.83 \ \gamma t l'$$
(2.50)

Gaya diagonal tekan yang bersesuaian dengan gaya horizontal tersebut adalah sebesar Pers. 2.51.

$$R = R_s = \frac{\gamma \nu t l'}{(1 - 0.45 x \tan \theta) \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta}$$
(2.51)
$$\theta' = (1 - \alpha c) \frac{h'}{l'}$$

2.5 Derajat Kebebasan (Degree of Freedom, DOF)

Derajat kebebasan adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu sistem pada setiap saat (Widodo, 2001). Apabila suatu titik yang ditinjau mengalami perpindahan tempat secara horisontal, vertikal, dan ke samping, misalnya, maka sistem tersebut mempunyai 3 DOF. Hal ini terjadi karena titik yang bersangkutan dapat berpindah secara bebas dalam tiga arah.

Pada permasalahan dinamis, setiap titik atau massa umumnya hanya diperhitungkan berpindah dalam satu arah saja, yaitu arah horisontal. Kemudian karena simpangan hanya terjadi pada satu bidang (dua dimensi), maka simpangan suatu massa pada setiap saat hanya mempunyai posisi/ordinat tertentu bertanda positif atau negatif. Pada kondisi dua dimensi, simpangan suatu massa pada sata t dinyatakan dalam koordinat tunggal u(t). Struktur seperti ini dinamakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom*, SDOF) dan struktur yang mempunyai n-tingkat akan mempunyai n-DOF dan disebut dengan struktur dengan derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom*, MDOF). Maka dapat disimpulkan bahwa jumlah derajat kebebasan adalah jumlah koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu.

2.6 Prinsip Bangunan Geser (*Shear Building*)

Apabila suatu struktur bangunan bertingkat banyak bergoyang ke arah horisontal, maka umumnya terjadi tiga macam pola goyangan. Pola goyangan ini dipengaruhi oleh kombinasi antara kelangsingan struktur, jenis struktur utama penahan beban, dan jenis bahan yang digunakan. Misalnya, struktur dengan *core cantilever concrete wall* akan memiliki pola goyangan yang berbeda dengan struktur portal terbuka beton bertulang (*open moment resisting concrete frame*). Pola goyangan struktur ini dapat dilihat pada Gambar. 2.14 dibawah.



Gambar 2.14: Pola goyangan struktur bertingkat banyak (Pranoto, 2008).

Pola goyangan yang pertama adalah bangunan yang bergoyang dengan dominasi geser (*shear mode*) atau pola goyangan geser. Pola goyangan seperti ini akan terjadi pada bangunan bertingkat banyak dengan portal terbuka sebagai struktur utama. Secara keseluruhan bangunan seperti ini akan relatif fleksibel, sementara pelat-pelat lantai relatif kaku terhadap arah horisontal. Pola goyangan yang kedua adalah pola goyangan bangunan yang didominasi oleh lentur (*flexible mode*). Bangunan yang mempunyai pola goyangan tersebut adalah bangunan yang mempunyai struktur dinding yang kaku baik pada *frame walls* atau *cantilever wall* yang kedua-duanya dijepit secara kaku pada pondasinya. Struktur dinding yang kaku dan anggapan jepit pada pondasi akan membuat struktur dinding berprilaku seperti struktur dinding kantilever. Sebagaimana sifat-sifat kantilever, maka

struktur akan berdeformasi menurut prinsip lentur. Pola goyangan yang ketiga adalah kombinasi diantara dua pola goyangan *shear mode* dengan *flextural mode*. Struktur portal terbuka yang dikombinasikan dengan struktur dinding (*structural walls*) yang tidak terlalu kaku berkemungkinan mempunyai perilaku goyangan kombinasi.

Pada analisis dinamika struktur pola goyangan pertamalah yang umumnya diadopsi, dimana struktur dianggap cukup fleksibel dengan lantai-lantai tingkat yang relatif kaku. Dengan berperilaku *shear building*, maka pada setiap tingkat hanya akan ada satu derajat kebebasan. Portal bangunan yang mempunyai n-tingkat berarti akan mempunyai n-derajat kebebasan. Untuk sampai pada anggapan hanya terdapat satu derajat kebebasan pada setiap tingkat, maka terdapat beberapa penyederhanaan/anggapan-anggapan. Anggapan-anggapan tersebut adalah:

- 1. Massa struktur dianggap terkonsentrasi pada setiap lantai tingkat (*lumped-mass*).
- 2. Lantai-lantai tingkat dianggap sangat kaku dibanding dengan kolomkolomnya karena balok-balok portal disatukan secara monolit oleh plat lantai. Hal ini berarti bahwa *beam column joint* dianggap tidak berotasi sehingga lantai tingkat tetap horisontal sebelum dan sesudah terjadi penggo yangan.
- 3. Simpangan massa dianggap tidak dipengaruhi oleh beban aksial kolom atau deformasi aksial kolom diabaikan. Disamping itu pengaruh P-delta terhadap momen kolom juga diabaikan. Oleh karena itu dengan anggapan ini dan anggapan sebelumnya lantai tingkat tetap pada elevasinya dan tetap horisontal baik sebelum maupun setelah terjadi penggo yangan.

Dengan anggapan-anggapan tersebut maka portal seolah-olah menjadi bangunan yang bergoyang akibat lintang saja (lentur balok dianggap tidak ada) atau bangunan yang pola goyangannya didominasi oleh geser (*shear mode*).

2.7 Sistem Single Degree of Freedom

Gambar 2.15 menunjukan bentuk pemodelan struktur berderajat kebebasan tunggal (SDOF). Dengan anggapan bahwa struktur berderajat kebebasan tunggal (SDOF) hanya akan mempunyai satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi massa pada suatu saat tertentu yang ditinjau (Clough dan Penzien, 2003).



Gambar 2.15: Pemodelan struktur SDOF (Clough dan Penzien, 2003).

Pada gambar di atas dapat dilihat bahwa P(t) merupakan beban dinamis yang mengindikasikan bahwa gaya p berubah-ubah terhadap waktu. Notasi m, c, dan kberturut-turut adalah massa, redaman, dan kekakuan kolom. Apabila beban dinamis P(t) bekerja ke arah kanan, maka akan terdapat perlawanan pegas, damper, dan gaya inersia. Berdasarkan prinsip keseimbangan dinamis pada diagram *free-body* tersebut, maka diperoleh hubungan sesuai dengan Pers. 2.18. Dimana Jika Persamaan 2.19, 2.20, dan 2.21 disubstitusikan ke dalam Persamaan 2.18, maka akan didapat persamaan diferensial gerakan massa suatu struktur SDOF yang memperoleh pembebanan dinamik P(t) seperti Pers. 2.22:

$$F_{I}+F_{D}+F_{S}=P(t)$$
 (2.52)

Dimana :

F_I= mü F_D= ců

 $F_S = ku$

 F_I , F_D , dan F_S adalah gaya inersia, gaya redam, dan gaya pegas. Sedangkan \ddot{u} , \dot{u} , dan u adalah percepatan, kecepatan, dan simpangan.

 $m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=P(t)$

2.8 Dinamik Karakteristik Struktur Bangunan

Ada tiga properti utama suatu struktur, yaitu massa, kekakuan, dan redaman. Ketiga properti struktur ini disebut dinamik karakteristik struktur.

2.8.1 Massa

Karena massa dari struktur terdistribusi di seluruh tingkatnya, maka untuk menentukan gaya inersia struktur, perpindahan dan percepatan harus ditentukan pada setiap titik massa. Hal ini akan menimbulkan banyaknya persamaan differensial yang harus dibuat. Tetapi, jika massa struktur dikonsentrasikan pada titik-titik tertentu, maka analisis menjadi lebih sederhana karena gaya-gaya inersia dianggap bekerja hanya pada titik-titik massa tertentu. Salah satu metode pemodelan massa yang sering digunakan adalah metode diskretisasi, yaitu massa dianggap terpusat pada titik-titik tertentu atau disebut juga dengan *lumped-mass*. Dalam hal ini, DOF setiap join sudah ditentukan. Untuk menghitung massa digunakan formulasi seperti Pers. 2.52 berikut.

$$m = \frac{W}{g}$$
(2.52)

Dimana :

m = massa struktur (kgs²/m)

W = berat bangunan (kg)

g = percepatan gravitasi (m/s²)

Pada bangunan gedung bertingkat banyak, konsentrasi beban akan terpusat pada tiap-tiap lantai tingkat bangunan seperti pada Gambar 2.15.



Gambar 2.16: Lumped-Mass pada struktur tiga tingkat.

Dengan demikian untuk setiap tingkat hanya ada satu titik massa yang mewakili tingkat yang bersangkutan. Karena hanya terdapat 1 DOF pada setiap massa, maka jumlah DOF pada suatu bangunan bertingkat banyak akan ditunjukkan oleh banyaknya tingkat bangunan yang bersangkutan.

2.8.2 Kekakuan

Massa dan kekakuan struktur memiliki hubungan yang unik yang umumnya disebut karakteristik diri atau *eigenproblem*. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut dan perioda getar struktur. Kedua nilai tersebut merupakan parameter yang sangat penting dan akan sangat mempengaruhi respon dinamik struktur.

Pada prinsip bangunan geser (*shear building*), balok apada lantai tingkat dianggap tetap horisontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya pelat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok. Pada prinsip desain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok, namun rasio tersebut tidak selalu linier dengan kekakuannya. Dengan prinsip *shear building* ini, maka dimungkinkan pemodelan dengan *lumped mass*. Kekakuan memiliki formulasi yang berbanding lurus dengan modulus elastisitas material struktur (E) dan momen inersia penampangnya (I). Pada elemen kolom, perhitungan kekakuan dapat diselesaikan dengan Pers. 2.53 berikut.

$$k_i = n \frac{12EI}{L^3}$$
(2.53)

Dimana :

 k_i = Kekakuan kolom (kg/cm)

- E = Modulus elastisitas material (kg/m²)
- $I = Momen inersia (m^4)$
- L = Panjang bentang kolom (m)
- n =Jumlah kolom

Kekakuan kolom dimodelkan sebagai serangkaian pegas paralel yang bekerja secara bersama-sama. Kolom-kolom tersebut akan berhubungan dengan massa secara bersamaan. Kolom-kolom yang terangkai paralel akan saling memperkuat. Pegas yang tersusun secara paralel menganut prinsip persamaan regangan yang artinya seluruh pegas memiliki regangan yang sama sehingga kekakuan total yang merupakan kekakuan ekivalen dihitung dengan Pers. 2.54.

$$K_{eq} = \sum_{i=1}^{n} K_i$$
(2.54)

Dimana :

i = 1, 2, 3, ..., n adalah jumlah kolom K_i = kekakuan kolom *i* menurut Persamaan 2.53

2.8.3 Redaman

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh suatu struktur akibat adanya berbagai macam sebab. Beberapa penyebab itu antara lain adalah adanya gerakan antar molekul di dalam material, gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, gesekan dengan udara dan pada respons inelastik, dan akibat adanya sendi plastis. Karena redaman adalah pelepasan energi, maka hal ini akan mengurangi respons struktur.

Secara umum, redaman dapat dikategorikan berdasarkan *damping system*. Damping system (sistem redaman) yang dimaksud adalah bagaimana sistem struktur mempunyai kemampuan dalam menyerap energi. Berdasarkan sistem struktur yang dimaksud, terdapat dua sistem redaman, yaitu:

1. Redaman Klasik (*Classical Damping*)

Apabila suatu struktur menggunakan bahan yang sejenis di mana rasio redamannya relatif kecil dan struktur dijepit di dasarnya, maka struktur tersebut mempunyai damping yang bersifat klasik (*classical damping*). Damping klasik akan memenuhi kaidah kondisi ortogonal. Penggunaan redaman seperti ini hanya dipakai pada analisis struktur yang tidak memperhatikan interaksi antara tanah dengan struktur. Analisis struktur yang menggunakan redaman ini adalah analisis struktur inelastis maupun elastis yang mana struktur bangunan dianggap jepit pada dasarnya.

2. Redaman Non-Klasik (Non-classical Damping)

Redaman non-klasik terbentuk pada suatu sistem struktur yang memakai bahan yang berlainan yang mana bahan-bahan yang bersangkutan mempunyai rasio redaman yang berbeda secara signifikan. Sebagai contoh adalah suatu bangunan yang bagian bawahnya menggunakan struktur beton bertulang, sedangkan bagian atasnya menggunakan struktur baja. Antara keduanya mempunyai kemampuan disipasi energi yang berbeda sehingga keduanya tidak bisa membangun redaman yang klasik. Adanya interaksi antara tanah dengan struktur juga akan membentuk sistem redaman yang non-klasik karena tanah mempunyai redaman yang cukup besar, misalnya antara 10% - 25%, sedangkan struktur di atasnya mempunyai rasio redaman yang relatif kecil, misalnya 4% - 7%.

2.9 Sistem Multi-Degree-of-Freedom

Secara umum, struktur bangunan gedung tidaklah selalu dapat dinyatakan di dalam suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF). Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan pada tempat-tempat tertentu (*lumped mass*) di tiap-tiap lantai tingkat. Dengan demikian, untuk menyatakan persamaan differensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka pendekatan seperti pada struktur dengan

derajat kebebasan tunggal SDOF dapat dipakai. Anggapan seperti pada prinsip *shear building* masih berlaku pada struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF). Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka tetap dipakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau, hal ini terlihat seperti Gambar 2.17 dibawah.



Gambar 2.17: Struktur 3 DOF, model matematik, dan diagram *free-body* (Pranoto, 2012).

2.10 Ketentuan Umum Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung Sesuai SNI Gempa 2012

2.10.1 Faktor Keutamaan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.3.

Jenis pemanfaatanKategori
risikoGedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa
manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi
untuk, antara lain :
- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikananI- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan
- Gudang penyimpanan
- Rumah jaga dan struktur kecil lainnyaI

Tabel 2.3: Kategori risiko gedung (SNI 03-1726-2012).

Tabel 2.3: Lanjutan.

Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam	
kategori I,III,IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :	
- Perumahan	
- Rumah toko dan rumah kantor	
- Pasar	
- Gedung perkantoran	II
- Gedung apartemen/rumah susun	
- Pusat perbelanjaan/ mall	
- Bangunan industry	
- Fasilitas manufaktur	
- Pabrik	
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa	
manusia daat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :	
- Bioskop	
- Gedung Pertemuan	
- Stadion	
- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit	
gawat darurat	
- Fasilitas penitipan anak	
- Penjara	
- Bangunan untuk orang jompo	III
	111
Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV	
yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang	
besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat	
sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk	
:	
- Pusat pembangkit listrik biasa	
- Fasiltas penanganan air	
- Fasilitas penanganan limbah	
- Pusat telekomunikasi	

Tabel 2.3: Lanjutan.

Janis pemenfectan		
Jenis peniantaatan	risiko	
Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk tetapi tidak dibatasi untuk faslitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah bahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III	
 Gedung dan nongedung yang ditunjukkan sebagai fasiltas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : Bangunan-bangunan monumental Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin, badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau pendukung air atau material atau peralatan pemadan kebakaran) yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori IV. 	IV	

Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV seperti Tabel 2.4 dibawah ini.

	,
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.4: Faktor keutamaan gempa (SNI 03-1726-2012).

2.10.2 Kombinasi Beban untuk Metoda Ultimit

Ada berbagai jenis beban yang dapat bekerja pada setiap struktur, antara lain beban mati, beban hidup, beban angin, beban fluida, dan beban gempa. Bebanbeban tersebut tidak bekerja dengan penuh dan simultan pada struktur sebab jika struktur dirancang untuk memikul beban maksimum secara simultan, maka struktur tersebut akan memiliki kekuatan yang sangat berlebihan. Berkenaan dengan hal ini, maka peraturan merekomendasikan untuk mereduksi beban desain pada kombinasi pembebanan tertentu.

SNI Gempa 2012 menetapkan bahwa struktur, komponen-komponen elemen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasikombinasi sebagai berikut :

1. 1,4 D

2.	1,2 D ·	+ 1,6	L+0,5	$(L_r$	atau	R)
----	---------	-------	-------	--------	------	----

- 3. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- 4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \operatorname{atau} R)$
- 5. 1,2 D + 1,0 E + L
- 6. 0,9 D + 1,0 W
- 7. 0,9 D + 1,0 E

Dimana:

- L = beban hidup
- L_r = beban hidup pada atap
- R = beban hujan
- W = beban angin
- E = beban gempa

Catatan:

Faktor beban untuk *L* pada kombinasi 3, 4, dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan, dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/m². Bila beban air (*F*) bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan dengan nilai faktor beban yang sama dengan faktor beban untuk beban mati *D* pada kombinasi 1 hingga 5 dan 7. Bila beban tanah (*H*) bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan sebagai berikut :

- 1. Bila adanya H memperkuat pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H dengan faktor beban = 1,6.
- Bila adanya beban *H* memberi perlawanan terhadap pengaruh variabel beban utama, maka perhitungan pengaruh *H* dengan faktor beban = 0,9 (jika bebannya bersifat permanen) atau dengan faktor beban = 0 (untuk kondisi lainnya).

Pengaruh yang paling menentukan dari beban-beban angin dan seismik harus ditinjau, namun kedua beban tersebut tidak perlu ditinjau secara simultan. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5, *E* dapat ditentukan dengan Pers. 2.55.

$$E = E_h + E_v \tag{2.55}$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7, E harus ditentukan dengan Pers. 2.56.

$$E = E_h - E_v \tag{2.56}$$

Dimana:

 E_h = pengaruh beban gempa horisontal

 E_v = pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa horisontal (E_h) harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.57 berikut:

$$E_{h} = \rho Q_{E}$$
(2.57)

Dimana:

- Q_E = pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau F_P .
- ρ = faktor redundansi

 Q_E harus dihasilkan dari penerapan gaya horisontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain di mana 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus.

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya gempa dalam masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua struktur. Untuk struktur dengan kategori desain seismik D, E, atau F, nilai ρ harus sama dengan 1,3. Namun, jika salah satu dari dua kondisi berikut ini dipenuhi, maka nilai ρ diijinkan diambil sebesar 1,0, yaitu :

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 12 (SNI Gempa 2012).
- b. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat (h_{sx}) untuk konstruksi rangka ringan.

2.10.3 Parameter Percepatan Terpetakan

Parameter S_S (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing- masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun, dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

2.10.4 Kelas Situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE, atau SF yang penentuannya mengikuti Pasal 5.3 dalam SNI Gempa 2012. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan, tertera seperti Tabel 2.5 berikut :

Kelas situs	$\bar{V}_{s}\left(m/s^{2} ight)$	\overline{N} atau \overline{N}_{ch}	\bar{S}_u		
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A		
SB (batuan)	750 - 1500	N/A	N/A		
SC (tanah keras,					
sangat padat, dan	350 - 750	$\langle 50$	<100		
batuan lunak)					
SD (tanah sedang)	175 - 350	15 - 50	50 - 100		
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50		
	Atau setiap profil	tanah yang mengandu	ng lebih dari 3 m		
	1. Indeks Plastisita	s, $PI > 20$,	ut:		
	2. Kadar air, $w > 4$	0%,			
	3. Kuat geser niralir, $\overline{s_u} < 25$ kPa				
	Setiap profil tana	h yang memiliki sala	h satu atau lebih		
SE (tanah khusus	karakteristik sebagai berikut:				
vang membutuhkan	- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban				
investigasi	gempa seperti mudah <i>likuifaksi</i> , lempug sangat sensitif,				
geoteknik spesifik	tanah tersementasi rendah				
dan analisis respon	- Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan H				
spesifik-situs vang	> 3 m)				
mengikuti pasal	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5				
6 10 1)	m dengan indel	ks plastisitas, $PI > 75$)			
0.10.1)	- Lapisan lemp	oung lunak/setengah	teguh dengan		
ketebalan H > 35 m dengan $\bar{s_u} < 50$ kPa					

Tabel 2.5: Klasifikasi situs (SNI 03-1726-2012).

Catatan : N/A = Tidak dapat dipakai

2.10.5 Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respon spketral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi melliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Pers.2.58 dan 2.59 sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \tag{2.58}$$

$$S_{M1} = F_{\nu}S_s \tag{2.59}$$

Dimana:

S_{MS}	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R untuk
	perioda pendek
S_{M1}	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R untuk
	perioda 1,0 detik

Koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.6 dan 2.7.

	Parameter respons spektral percepatan gempat (MCE _R) terpetakan					
Kelas situs	pada perioda pendek, $T = 0.2$ detik, S_S					
	$S_{S} \le 0,25$	$S_{S} = 0,5$	$S_{S} = 0,75$	$S_{S} = 1,0$	$S_{S} \ge 1,25$	
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9	
SF	SS ^b (Lihat pasal 6.10.1, SNI gempa 2012)					

Tabel 2.6: Koefisien kelas situs F_a (SNI 03-1726-2012).

	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan					
Kelas Situs		pada perioda pendek, $T = 0.2$ detik, S_S				
	$S_1 \le 0, 1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \ge 0,5$	
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4	
SF	SS ^b (Lihat pasal 6.10.1, SNI gempa 2012)					

Tabel 2.7: Koefisien kelas situs F_{ν} (SNI 03-1726-2012).

2.10.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} harus ditentukan dengan Pers. 2.34 dan 2.35 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{2.60}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{2.61}$$

2.10.7 Penentuan Kategori Desain Seismik

Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, S_1 , lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lain harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} sesuai Tabel 2.8 dan 2.9 di mana struktur ditetapkan berdasarkan kategori desain yang lebih parah.
Niloi C	Kategori risiko	
Inital S _{DS}	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	А	А
$0,167 \le S_{DS} < 0,33$	В	С
$0,33 \le S_{DS} < 0,50$	С	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.8: KDS Berdasarkan parameter respons percepatan perioda pendek (SNI 03-1726-2012).

Tabel 2.9: KDS Berdasarkan parameter respons percepatan perioda 1 detik (SNI 03-1726-2012).

Niloi C	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.067$	А	А
$0,067 \le S_{D1} < 0,133$	В	С
$0,133 \le S_{D1} < 0,20$	С	D
$0,20 \le S_{D1}$	D	D

2.10.8 Pemilihan Sistem Struktur

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 9 SNI Gempa 2012. Dalam bagian tersebut terdapat tujuh sistem struktur, yaitu :

- 1. Sistem dinding penumpu
- 2. Sistem rangka bangunan
- 3. Sistem rangka pemikul momen
- 4. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus
- 5. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah
- 6. Sistem interaksi dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa
- 7. Sistem kolom kantilever
- 8. Sistem struktur baja yang tidak didetail khusus untuk menahan gempa

Pembagian setiap tipe didasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam Tabel 9. Koefisien modifikasi respons yang sesuai (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) sesuai Tabel 9 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antarlantai tingkat desain.

Setiap sistem penahan gaya gempa yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang ditetapkan dalam dokumen acuan yang berlaku seperti terdaftar dalam Tabel 9 dan persyaratan tambahan yang ditetapkan dalam Pasal 7.14 (SNI Gempa 2012). Sistem penahan gaya gempa yang tidak termuat dalam Tabel 9 diijinkan apabila data analitis dan data uji diserahkan kepada pihak yang berwenang memberikan persetujuan, yang membentuk karakteristik dinamis dan menunjukkan tahanan gaya lateral dan kapasitas disipasi energi agar ekivalen dengan sistem struktur yang terdaftar dalam Tabel 9 untuk nilai-nilai ekivalen dari koefisien modifikasi respons yang sesuai (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d).

2.10.9 Analisis Statis Ekivalen

2.10.9.1 Gaya Geser Dasar Statis

Gaya geser dasar adalah gaya geser total bangunan yang terjadi di dasar bangunan yang akan dipikul oleh masing-masing pondasi. Gaya geser dasar seismik, *V*, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.62.

$$V = C_S W \tag{2.62}$$

Dimana :

 $C_{\rm S}$ = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Dan nilai C_S ditentukan dengan Pers. 2.63, tidak perlu melebihi batas nilai dari Pers. 2.67 dan tidak kurang dari Pers. 2.68.

$$C_{\rm S} = \frac{S_{\rm DS}}{\left(\frac{R}{I_{\rm e}}\right)} \tag{2.63}$$

$$C_{\rm S} = \frac{S_{\rm D1}}{T\left(\frac{R}{l_{\rm c}}\right)} \tag{2.67}$$

$$C_S = 0.44 S_{DS} I_e \ge 0.01 \tag{2.68}$$

Untuk struktur yang berlokasi di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.69.

$$C_{\rm S} = \frac{0.5S_1}{\frac{R}{I_{\rm e}}} \tag{2.69}$$

Dimana:

$$S_{DS}$$
 = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$$S_{D1}$$
 = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda 1 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

R = faktor modifikasi respons

 I_e = faktor keutamaan gempa

2.10.9.2 Penentuan Perioda Fundamental Struktur

Setelah menentukan ukuran dan bahan serta sistem strukturnya, maka dilakukan perhitungan perioda fundamental struktur. Berdasarkan SNI Gempa 2012, penentuan perioda fundamental struktur, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.9 dan perioda fundamental pendekatan, T_a sesuai dengan Pers. 2.70 berikut.

$$T_a = C_t h_n^x$$
(2.70)

Dimana:

 h_n = ketinggian struktur dalam meter di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan kooefisien C_u , C_t dan x diberikan pada Tabel 2.10 dan 2.11.

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C _u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.10: Koefisien C_u (SNI 03-1726-2012).

Tabel 2.11: Koefisien *C*_t (SNI 03-1726-2012).

Tipe struktur		x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul		
100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau		
dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan		
mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen		0,8
Rangka beton pemikul momen		0,9
Rangka baja dengan bracing eksentris		0,75
Rangka baja dengan <i>bracing</i> terkekang terhadap tekuk		0,75
Semua sistem struktur lainnya		0,75

2.10.9.3 Distribusi Vertikal Beban Gempa

Gaya gempa lateral, F_x (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.71 dan 2.72 sebagai berikut.

$$F_x = C_{VX} V \tag{2.71}$$

$$C_{VX} = \frac{w_x h_x^n}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$
(2.72)

Dimana :

C_{VX}	= faktor distribusi vertikal
V	= gaya lateral total atau geser di dasar struktur (kN)
w_i dan w_x	= bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau
	dikenakan pada tingkat i atau x
h_i dan h_x	= tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)
k	= eksponen yang terkait perioda struktur, yaitu:

Jika $T \le 0.5$ detik, k = 1Jika $T \ge 2.5$ detik, k = 2Jika 0.5 < T < 2.5 detik, k = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.10.9.4 Distribusi Horisontal Beban Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (Vx) (kN) harus ditentukan dari Pers. 2.72 sebagai berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i$$
(2.72)

di mana F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat V_x , (kN).

Geser tingkat desain gempa harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.

2.10.10 Analisis Respons Spektrum

2.10.10.1 Spektrum Respons

Spektrum respons adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum, kecepatan maksimum, dan percepatan maksimum. Nilai spektrum respons dipengaruhi oleh periode getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah.

Spektrum respons akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi penentuan *strength demand*. Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strength demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur di mana total respons didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.

Gambar 2.18 merupakan spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012). Kurva respons spektrum harus dikembangkan dengan mengacu pada ketentuan berikut:

• Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil melalui Pers. 2.73.ss

$$S_a = S_{DS} \left(0, 4 + 0, 6 \frac{T}{T_0} \right)$$
 (2.73)

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama diambil berdasarkan Pers. 2.74, 2.75 dan 2.76 sebagai berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$(2.74)$$

$$\Gamma_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$
(2.75)

$$T_{S} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$
(2.76)



Gambar 2.18: Spektrum respons desain (SNI 03-1726-2012).

2.10.10.2 Jumlah Ragam

Analisis respons spektrum harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horisontal ortogonal struktur yang ditinjau.

2.10.10.3 Parameter Respons Ragam

Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dalam Pasal 6.4 atau 6.10.2 (SNI Gempa 2012) dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e).

2.10.10.4 Parameter Respons Terkombinasi

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan menggunakan metode SRSS (*Square Root of The Sum of Squares*) atau metode CQC (*Complete Quadratic Combination*). Jika struktur gedung memiliki perioda getar berdekatan atau selisihnya kurang dari 15%,

maka digunakan metode CQC. Jika struktur gedung memiliki perioda getar yang berjauhan atau selisihnya lebih dari 15%, maka digunakan metode SRSS.

2.10.10.5 Gaya Geser Dinamis

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan $0.85 \frac{V_s}{V_d}$. Di mana V_s adalah gaya geser dasar statis dan V_d adalah gaya geser dasar dinamis. Distribusi gaya geser dinamis horisontal sama seperti distribusi gaya geser statis pada bagian 2.11.9.4.

2.10.10.6 Perpindahan dan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai desain (Δ) dihitung sebagai perbedaan perpindahan pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah dari struktur seperti pada Gambar 2.19.



Gambar 2.19: Simpangan antar lantai (SNI 03-1726-2012).

Perpindahan pusat massa di tingkat x harus ditentukan dengan Pers. 2.77.

$$\delta_{\rm x} = \frac{C_{\rm d} \delta_{\rm xe}}{I_{\rm e}} \tag{2.77}$$

Dimana:

 C_d = faktor amplifikasi perpindahan

 δ_{xe} = perpindahan elastis yang diperoleh dari analisis elastis pada program

Besarnya simpangan antar lantai desain pada setiap tingkat sesuai dengan Pers. 2.78.

$$\Delta_{\mathbf{x}} = \delta_{\mathbf{x}} \cdot \delta_{\mathbf{x}-1} \tag{2.78}$$

Menurut Pasal 7.12.1, simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) u ntuk semua tingkat. Δ_a diperoleh dari Tabel 2.12 berikut ini.

Kategori risiko Struktur I atau II IV III Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan $0,015h_{sx}$ $0,025h_{sx}$ $0,020h_{sr}$ sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat Struktur dinding geser kantilever batu bata $0,010h_{sx}$ $0,010h_{sx}$ $0,010h_{sx}$ Struktur dinding geser batu bata lainnya $0,007h_{sx}$ $0,007h_{sx}$ $0,007h_{sx}$ $0,010h_{sx}$ Semua struktur lainnya $0,020h_{sx}$ 0,015

Tabel 2.12: Simpangan antar lantai ijin, Δ_a (SNI 03-1726-2012).

di mana h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x

Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam KDS D, E, dan F, Δ_a harus dibagi dengan faktor redundansi ρ (Pasal 7.12.1.1) sehingga nilai Δ tidak boleh melebihi Δ_a/ρ .

2.11 Analisa Beban Dorong Statik (Static Pushover Analysis)

Analisa beban dorong statik adalah suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi linear dan non-linear, dimana pengaruh gempa rencan terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis)

pertama didalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut struktur mengalami perubahan bentuk elastis-plastis yang besar sampai mencapai kondisi ambang keruntuhan.

Analisa *pushover* menghasilkan kurva kapasitas (*Capasity Curve*) yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dengan perpindahan (*displacement*) dengan titik acuan pada atap. Untuk mengetahui perilaku struktur yang akan ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas ini kemudian dibandingkan dengan kurva kebutuhan (*demand*) berupa *response spectrum* dari gempa tersebut.

Bila kapasitas struktur lebih besar dari kebutuhan, maka kinerja yang disyaratkan dapat dicapai. Dalam proses perbandingan kapasitas dan kebutuhannya, ada beberapa cara yang dapat digunakan. Dalam penelitian ini cara yang digunakan adalah dengan *Capacity Spectrum Method (CSM)*. Seluruh proses evaluasi ini dapat dilakukan secara otomatis dengan menggunakan bantuan program.

Adapun tahapan utama dalam analisis pushover adalah sebagai berikut :

- Menentukan kurva kapasitas *pushover*, yang menggambarkan hubungan antara gaya gese dasar (*base shear*) dengan perpindahan (*displacement*) dengan titik acuan padada atap struktur.
- Membuat spektrum respon percepatan-simpangan (ADRS) berdasarkan spektrum desain elastis (tanpa pengurangan akibat R-*faktor*) seperti yang terlihat pada Gambar 2.20.
- 3. Mengubah kurva kapasitas *pushover* menjadi spektrum kapasitas seperti Gambar 2.21.
- 4. Kemudian cari titik *performance point* sehingga diperoleh titik perpindahan atap maksimum. Dari perpindahan atap maksimum tersebut kemudian dapat dicari nilai gaya geser dasar maksimum (*base shear maximum*), perpindahan tiap lantai (*floor displacement*) dan lain-lain.



Gambar 2.20: Konversi spektrum desain elastis menjadi format ADRS ATC-40.



Gambar 2.21: Konversi kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas ATC-40.

Dengan melakukan analisis *pushover* kita dapat mengetahui perilaku/kinerja dari struktur (terutama perilaku nonlinear) dengan lebih baik seperti dapat mengidentifikasi elemen-elemen yang tidak kuat, dapat memperkirakan apa yang diperlukan elemen tersebut, sehingga menjadi lebih sesuai dengan kenyataannya dan dapat memahami dengan baik akibat dari kriteria hasil yang dipilih.

2.11.1 Capasity Spectrum Method

Capasity spectrum method menyajikan secara grafis dua buah grafik (spektrum), yaitu spektrum kapasitas (*capasity spectrum*) dan spektrum kebutuhan (*demand spectrum*) lebih jelas mengenai hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.22. spektrum kapasitas menggambarkan hubungan gaya geser (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur. Sedangkan spektrum *demand* menggambarkan besarnya kebutuhan akibat gempa periode ulang tertentu.



Gambar 2.22: Performance point pada capasity spectrum method.

Spektrum kapasitas didapat dari kurva kapasitas (*capasity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Karena kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom system*, MDOF) terhadap perpindahan yang dipilih sebagai refrensi (umumnya puncak bangunan) sedangkan spektrum *demand* dibuat untuk struktur dengan kebebasan satu (*single degree of freedom system*, SDOF), maka kurva kapasitas dengan cara tertentu harus diubah menjadi spektrum kapasitas dengan satuan yang sama dengan spektrum *demand*.

Spektrum *demand* didapatkan dengan mengubah spektrum respon yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan (S_a) dari periode (T) menjadi format spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (S_d) . Format yang baru ini disebut dengan *Acceleration Displacement Responce Spectra* (ADRS). Kurva kapasitas yang merupakan produk dari analisis *pushover* dinyatakan dalam satuan gaya (kN) dan perpindahan (m), sedangkan *demand spectrum* memiliki satuan percepatan

 $(m/detik^2)$ dan perpindahan (m). Satuan dari kedua kurva tersebut perlu diubah dalam format yang sama, yaitu spektral percepatan (S_a) dan spektral perpindahan (S_d) agar dapat ditampilkan dalam satu tampilan (Wibisono dan Lie, 2008).

Capasity Spektrum Method ini telah *built-in* dalam program seperti SAP2000, proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva respons spektrum rencana.

Penyajian secara grafis dapat memberikan gambaran yang jelas bagaimana sebuah bangunan merespon beban gempa. Perencana dapat membuat berbagai skenario kekuatan struktur (dengan cara mengganti kekakuan dari beberapa komponen struktur) dan melihat kinerjanya akibat beberapa level *demand* yang dikehendaki secara cepat dalam satu grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 2.23. Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu (Wibisono dan Lie, 2008):

- 1. Karena terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu, dan
- 2. Karena terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekakuan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.



Gambar 2.23: Berapa titik kinerja pada satu grafik dalam *capasity spectrum method*.

2.11.2 Kurva Kapasitas

Kurva kapasitas yang didapatkan dari analisis *pushover* menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momendeformasi dari masing-masing komponen struktur. Cara termudah untuk membuat kurva ini adalah dengan mendorong struktur secara bertahap dan mencatat hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan perpindahan atap akibat beban lateral yang dikerjakan pada struktur dengan pola pembebanan tertentu tampak seperti Gambar 2.24.



Gambar 2.24: Kurva kapasitas.

Pola pembebanan umumnya berupa respon ragam-1 struktur (atau bisa juga berupa beban statik ekivalen) berdasarkan asumsi bahwa ragam stuktur yang dominan adalah ragam-1. Hal ini berlaku untuk bangunan yang memiliki periode fundamental struktur yang relatif kecil.

Kurva kapasitas (*capasity curve*) dapat diubah menjadi spektrum kapasitas (*capasity spectrum*) dalam format ADRS melalui Pers. 2.79, 2.80, 2.81, dan 2.82 sebagai berikut:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \tag{2.79}$$

$$S_{a} = \frac{\Delta_{atap}}{PF_{1} \not Q_{atap,1}}$$
(2.80)

$$MPF_{I} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (W_{i} \phi_{i}) / g}{\sum_{i=1}^{N} (W_{i} \phi_{i}^{2}) / g} \right]$$
(2.81)

$$\alpha_{I} = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} (W_{i} \phi_{i})/g\right]^{2}}{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{W_{i}}{g}\right] \left[\sum_{i=1}^{N} (W_{i} \phi_{i}^{2})/g\right]}$$
(2.82)

Dimana:

MPF_1	= faktor partisipasi ragam (modal participation factor) untuk	
	ragam ke-1	
α_1	= koefisien massa ragam untuk ragam ke-1	
W_1/g	= massa lantai i	
Ø _{i1}	= perpindahan pada lantai i ragam ke-1	
Δ_{atap}	= perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)	
Sa	= spektrum percepatan	
S _d	= spektrum perpindahan	
N	= jumlah lantai	
V	= gaya geser dasar	
W	= berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi)	

2.11.3 Spektrum Kebutuhan (Demand Spectrum)

Demand spektrum ini diperoleh dari spektrum respon elastis yang dinyatakan dalam satuan percepatan, S_a (m/detik²) dan periode struktur, T (detik). Sama seperti kurva kapasitas, spektrum respon ini juga perlu diubah ke dalam format ADRS menjadi *spektrum demand*. Pada format ADRS, periode struktur yang sama adalah garis lurus radial dari titik nol. Hubungan antara S_a, S_d, dan T didapatkan dengan menggunakan Pers. 2.83 dan 2.84 sebagai berikut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$
(2.83)

$$S_{d} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} S_{a}$$
(2.84)

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

Metodologi dalam penelitian struktur gedung dengan fungi sebagai rumah tinggal/*apartement* di wilayah Banda Aceh ini terdiri dari dua tahap analisis di mana terlebih dahulu dilakukan analisis 2D terhadap model portal terbuka dan kemudian analisis 2D model portal isi dengan menggunakan program Analisa Struktur seperti Gambar 3.1 dibawah.



Gambar 3.1: Diagram alir analisis 2D.

3.1 Pengumpulan Data

3.1.1 Data penelitian

Fungsi bangunan	: Rumah tinggal/apartement
Jenis Struktur	: Gedung struktur beton bertulang dengan
	sistem rangka pemikul momen khusus
	(SRPMK)
Jumlah lantai	: 7 Tingkat
Tinggi lantai dasar	: 4,00 m
Tinggi lantai tipikal	: 3,50 m
Tinggi bangunan keseluruhan	: 25 m
Tebal pelat	: 0,12 m
Struktur atap	: Pelat beton
Sturktur bangunan	: Beton bertulang
• Mutu beton	: 30 MPa
• Mutu tulangan geser (fy)	: 370 MPa
• Mutu tulangan lentur (fy)	: 400 MPa
Kategori bentuk bangunan	: Beraturan

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam penelitian ini terlampir dalam Tabel 3.1 sebagai berikut:

No.	Peraturan	Tentang
1	SNI 2847-2013	Persyaratan beton bertulang untuk bangunan gedung
2	SNI 1726-2012	Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
3	SNI 1727-2013	Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
4	Peta Hazard 2010	Peta Hazard gempa Indonesia 2010
5	PBBI 1971	Peraturan beton bertulang Indonesia 1971

Tabel 3.1: Peraturan SNI yang digunakan.

Tahap awal dari penelitian ini adalah mempelajari literatur-literatur yang berkaitan dengan penelitian. Studi literatur yang dilakukan mengacu pada teoriteori mengenai dinamika struktur, perencanaan struktur tahan gempa, analisis beban gempa baik secara manual maupun dengan program, analisis dinding pengisi, dan referensi-referensi penggunaan program Analisa Struktur untuk menganalisis struktur. Literatur-literatur yang digunakan berupa buku, jurnal, *building code*, serta data-data dari *website*.

3.2 Pemodelan Struktur

Dalam penelitian ini akan dilakukan analisa statik linier dan analisa statik nonlinier pada struktur bangunan yang dimodelkan sebagai portal 2 dimensi yang terdiri dari 2 model yaitu portal terbuka (*open frame*), portal dengan dinding pengisi di keseluruhan struktur (*fully-infilled wall frame*). Analisa statik yang digunakan adalah analisa statik ekivalen dan analisa ragam spekrum respons, sedangkan untuk analisa prilaku non liniernya menggunakan analisa beban dorong statik (*static pushover analysis*).

Kedua model terdiri dari 7 lantai dengan 4 bentang terlihat seperti Gambar 3.2. Tinggi untuk lantai pertama pada kedua model adalah 4 m, sedangkan untuk lantailantai lainnya 3,5 m. Masing-masing model mempunyai panjang bentang 6 m, dan perletakan pada model diasumsikan sebagai jepit. Struktur diasumsikan terletak di atas tanah lunak. Peruntukan bangunan diasumsikan sebagai rumah tinggal/apartement. Untuk *preliminary design* ditetapkan dimensi balok 50 x 35 cm, kolom 70 x 70 cm, dan tebal plat lantai/atap 12 cm.

Gedung yang dimaksud disini merupakan struktur beton bertulang dengan menggunakan dinding bata. Pada pemodelan pertama, dinding dianggap hanya sebagai pengisi atau beban yang harus diperhitungkan. Pada pemodelan kedua, dinding dianggap sebagai elemen struktur sehingga akan dianalisis sebagai *bracing* ekivalen. Elemen kolom dan balok dimodelkan sebagai *frame*.



Gambar 3.2: Pemodelan portal terbuka dan portal isi sebagai bracing ekivalen.

3.3 Konfigurasi Struktur

Pemodelan struktur dilakukan dengan program Analisa Struktur di mana dimensi elemen-elemen struktur diasumsikan seperti Tabel 3.2 dibawah ini:

Jumah Tingkat	7 Tingkat
Tinggi Bangunan	25 m
Tinggi Lantai Dasar	4 m
Tinggi Antar Lantai	3,5 m
Luas Bangunan	576 m ²
Panjang Bangunan	24 m
Lebar Bangunan	24 m

Tabel 3.2: Konfigurasi struktur.

Adapun model denah, pemodelan 3D, portal arah x, dan arah y rencana, tampak seperti Gambar 3.3, 3.4, 3.5, 3.6 dan 3.7 dibawah ini:



Gambar 3.4: Pemodelan 3D portal terbuka.



Gambar 3.5: Portal terbuka arah X.



Gambar 3.6: Portal terbuka arah Y.

3.3.1 Dimensi Elemen Struktur

Dimensi awal elemen struktur diasumsikan dengan nilai-nilai seperti yang terlihat pada Tabel 3.3 dibawah:

Tabel 3.3: Dimensi elemen struktur.

Elemen	Ukuran
Balok	$30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$
Kolom	70 cm × 70 cm
Tebal Pelat Lantai	12 cm
Tebal Pelat Atap	12 cm

3.3.2 Bracing Ekivalen

Perhitungan lebar *bracing* dilakukan pada arah X saja karena portal pada arah X dan Y struktur adalah sama. Dalam penelitian ini, material dinding pengisi yang digunakan adalah batu bata. Karakteristik dinding bata yang digunakan dalam penelitian ini didasarkan pada dinding bata hasil pengujian laboratorium yang dilakukan oleh Aryanto (2008). Adapun karakteristiknya terlihat dalam tabel 3.4. sebagai berikut:

Tabel 3.4: Karakteristik bata, mortar, dan dinding bata.

Parameter Individu Bata dan Mortar		
Kuat tekan unit bata	4,57 MPa	
Kuat tekan rata-rata mortar	10,45 MPa	
Parameter Dinding Pengisi (Pasangan Bata)		
Kuat tekan rata-rata pasangan bata	3,54 MPa	
Modulus elastisitas dinding pengisi	2478 MPa	
Kuat lekat / <i>bond</i> pasangan bata	0,39 MPa	
Regangan pada tegangan maksimum	0,002	

3.3.4 Perhitungan Kekuatan *Diagonal Strut* Saneinejad-Hobbs (1995)

3.3.4.1 Penetapan Parameter

 $\mu = 0,4$ (diambil dari ketentuan ACI 530-88)

$$E_c = 0,002$$

f'm = 3,54 Mpa

$$r = \frac{h}{l} = \frac{4000}{6000} = 0,660$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_{inf}}{l_{inf}}\right) = 33,44^{\circ}$$

Tegangan tekan efektif dinding pengisi

$$f_c = 0,6 \ \ensuremath{\varnothing} f' \ _m$$

 $f_c = 0,6 \ \ensuremath{x} \ 0,65 \ \ensuremath{x} \ 3,54 = 1,381 \ \ensuremath{\mathsf{Mpa}}$

Batas atas tegangan kontak nominal

$$\sigma_{co} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}}$$

$$\sigma_{co} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x \, 0,4^2 x \, 0,660^4}} = 1,322 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2}}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x \, 0,4^2}} = 1,089 \,\mathrm{Mpa}$$

Mn pada kolom = 286443000 Nmm, jika $M_{pc} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pc} = 286443000$ Nmm. Sedangkan Mn pada balok = 351212000 Nmm, jika $M_{pb} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pb} = 351212000$ Nmm. Dengan menggunakan Pers. 2.33 dan Pers. 2.34:

$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_{o} M_{pc}}{\sigma_{co} t}} \le 0.4h'$$
$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0.2 x 286443000}{1.322 x 100}} \le 0.4 x 3500$$

$$\alpha_c h = 22,80 \le 1400$$

Ambil nilai α_c h = 1400, sehingga diperoleh α_c = 0,35

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_0 M_{pb}}{\sigma_{bo} t}} \le 0.4l'$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0.2 x 351212000}{1.135 x 100}} \le 0.4 x 5300$$

$$\alpha_b l = 2507,031 \le 2120$$

Ambil nilai $\alpha_b l = 2120$, sehingga diperoleh $\alpha_b = 0,353$

Tegangan kontak

$$A_c = r^2 \sigma_{co} \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r)$$

 $A_c = 0,660^2 x \ 1,322 \ x \ 0,35 \ (1-0,35 - 0,4 \ x \ 0,660)$

 $A_c = 0,07779$

$$A_b = r^2 \, \sigma_{bo} \, \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r)$$

 $A_b = 0,660^2 x \ 1,135 x \ 0,353 \ (1-0,353 - 0,4 x \ 0,660)$

 $A_b = 0,06684$

Karna $A_c > A_{b}$, maka

 $\sigma_b = \sigma_{bo} = 1,135$ Mpa

$$\sigma_c = \sigma_{co} \left(\frac{A_b}{A_c}\right) = 1,322 \left(\frac{0,06684}{0,07779}\right) = 1,135 \text{ Mpa}$$

Dan sesuai Pers. 2.29

 $\tau_b = \mu \sigma_b$

$$\tau_b = 0,4 \ge 1,135 = 0,490$$
 MPa

Keruntuhan sudut/ujung diagonal (CC), dihitung menggunakan Pers. 2.45.

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos \theta}$$

$$R = R_{CC} = \frac{(1-0,35)\ 0,35\ x\ 100\ x\ 4000\ x\ 1,135\ +\ 0,353\ x\ 100\ x\ 6000\ x\ 0,454}{\cos\ 33,44}$$

$$R = R_{CC} = 239006 N = 239,006 kN$$

Keruntuhan tekan diagonal (DC), dihitung menggunakan Pers. 2.47, 2.48, dan 2.49

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - \alpha c)^2 h'^2 + l'^2}$$

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - 0.35)^2 x 3500^2 + 5300^2}$$

$$l_{eff} = 5767,635 \text{ mm}$$

$$f_{\alpha} = f_c \left[1 - \left(\frac{leff}{40 t}\right)^2\right]$$

$$f_{\alpha} = 1.381 \left[1 - \left(\frac{5767,635}{40 x 100}\right)^2\right]$$

$$f_{\alpha} = 1.49023 \text{ MPa}$$

Maka,

$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \ h' t f_{\alpha}}{\cos \theta}$$
$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \ x \ 3500 \ x \ 100 \ x \ 1,49023}{\cos (33,44)}$$

$$R = R_{DC} = 312524,5 N = 312,524 \text{ kN}$$

Keruntuhan geser (s) dihitung menggunakan Pers. 2.50 dan 2.51

$$\theta' = (1 - \alpha_{c}) \frac{h'}{l'}$$

$$\theta' = (1 - 0.35) \frac{3500}{5300} = 0.43$$

$$R = R_{s} = \frac{\gamma \nu t l'}{(1 - 0.45 x \tan \theta) \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta}$$

$$R = R_{s} = \frac{1 x 0.39 x 100 x 5300}{(1 - 0.45 x 0.43) \tan 33.44} < \frac{0.83 x 1 x 100 x 5300}{\cos 33.44}$$

$$R = R_{s} = 388098.33 < 527165.152$$

$$R = R_{s} = 388098.33 N < 388.098 kN$$

Dari ketiga mode keruntuhan yang ditinjau, keruntuhan sudut/ujung digonal (DC) akan terjadi terlebih dahalu dibandingkan dengan mode keruntuhan yang lain sehingga dianggap yang paling menentukan, maka R = 239,006 kN. Dan selanjutnya untuk perhitungan kekuatan strut-strut yang lain nilainya ditampilkan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Kekuatan strut.

Strut	Daya dukung (kN)
Tinggi 4 m	199,58
Tinggi 3,5 m	186,18



Gambar 3.7: Infilled frame arah X.

3.4 Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi terdiri dari beban mati dan beban hidup. Sedangkan beban lateral terdiri dari beban gempa.

Pembebanan terlebih dahulu dilakukan pada portal terbuka dengan pemodelan 3D dimana dari hasil run analisis Analisa Struktur untuk massa struktur atas model tersebut dijadikan sebagai acuan penginputan secara manual pada model 2D. Hal itu dilakukan baik pada pemodelan 2D portal maupun portal isi.

3.4.1 Beban Mati

Beban mati balok terdiri dari berat sendiri balok ditambah dengan beban mati plat. Untuk berat sendiri akan dikalkulasikan secara otomatis oleh program. Beban mati plat berupa beban ekivalen terdiri dari berat sendiri plat, berat plafon, penggantung plafon, *finishing*. Beban ekivalen adalah transformasi beban segitiga dari beban plat menjadi beban merata di balok.. Dalam penelitian ini, parameter untuk berat material dan beban mati tambahan yang dianalisis dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.6: Beban mati struktur.

Berat Material		
Beton	2400 kg/m ³	
Beban Mati Tambahan Komponen Gedung		
Penutup lantai, /cm tebal	24 kg/m ²	
Spesi	21 kg/m ²	
Plafond + Partisi + ME	30 kg/ m ²	
Dinding pasangan bata merah setengah batu	250 kg/ m ²	

Plat lantai

Berat sendiri plat	$= 0,12 \ge 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + partisi + ME		$= 30 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t = 2 cm)	= 0,02 x 21	$= 0,42 \text{ kg/m}^2$
Berat keramik (t = 1 cm)	= 0,01 x 24	$= 0,24 \text{ kg/m}^2$
Pas. Setengah bata (t = $3,5 \text{ m}$)	= 3,5 x 250	$= 875 \text{ kg/m}^2$

qD

 $= 1193,66 \text{ kg/m}^2$

 $q_{eq} = \frac{2}{3} x 2a$ $q_{eq} = \frac{2}{3} x 2(3 \ qD) = 4 \ qD = 4(1193,66) = 4774,64 \ \text{kg/m}^2$

Plat Atap

Berat sendiri plat	$= 0,12 \ge 240$	$0 = 288 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + partisi + ME		$= 30 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t = 2 cm)	= 0,02 x 21	$= 0,42 \text{ kg/m}^2$
qD		= 318,42 kg/m ²

$$q_{eq} = \frac{2}{3} x 2a$$

 $q_{eq} = \frac{2}{3} x 2(3 qD) = 4 qD = 4(318,42) = 1273,68 \text{ kg/m}^2$

3.4.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan barang-barang yang dapat berpindah, seperti mesin dan peralatan lain yang dapat digantikan selama umur gedung. Beban hidup pada lantai diambil berdasarkan PPIUG 1987 sesuai fungsi. Untuk rumah tinggal/apartement, besar beban hidup pada lantai adalah 200 kg/m² dan pada atap adalah 100 kg/m².

Plat lantai

qL = 200 kg/m²
$$q_{eq} = 2/3 x 2(3 qD) = 4 qD = 4(200) = 800 kg/m2$$

Plat atap

 $qL = 100 \text{ kg/m}^2$

 $q_{eq} = 2/3 \ x \ 2(3 \ qD) = 4 \ qD = 4(100) = 100 \ \text{kg/m}^2$

3.4.3 Beban Gempa

3.4.3.1 Analisa Statik Ekivalen

Dalam analisa statik ekivalen berat total bagunan dihitung secara otomatis pada pemodelan 3D dalam program Analisa Struktur dengan faktor reduksi beban hidup untuk rumah tinggal/*appartement* sebesar 0,3.

a. Berat total bangunan

Atap	= 369,588 ton
Lantai 6	= 369,588 ton
Lantai 5	= 369,588 ton
Lantai 4	= 369,588 ton
Lantai 3	= 369,588 ton
Lantai 2	= 369,588 ton
Lantai 1	= 384,288 ton
Total	= 2601,816 ton

b. Waktu getar bangunan (T)

Berdasarkan SNI 1726-2012 pembatasan maksimum waktu getar alami fundamental :

$$T_a = C_t h_n^x$$

T < 0,0466 x 25^{0,9}
T < 0,84 detik

Diketahui :

I = 1 (fungsi bangunan sebagai rumah tinggal/appartement) R = 8 $V = C_S W$ V = 0.101 x 2601,81V = 395,475 ton

Beban geser dasar nominal V dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekivalan F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke – i

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Distribusi beban gempa statik ekivalen F_i dapat dilihat pada Tabel 3.6 dibawah.

Lantai	hi (m)	Wi	wi x hi ^k	Fi x-y	Storey Shear	Untuk tiap portal
ke	(kN) (kNm) $(k$	(KN)	(kN)	1/5 Fix		
7	25	3625,66	352788,97	2506,649	2506,649	501,330
6	21,5	3625,66	284681,82	2022,731	2022,731	404,546
5	18	3625,66	221113,641	1571,064	1571,064	314,213
4	14,5	3625,66	162579,596	1155,166	1155,166	231,033
3	11	3625,66	109758,723	779,8616	1935,028	155,972
2	7,5	3625,66	63662,7115	452,3386	2387,366	90,468
1	4	3769,87	27074,8469	192,3732	2579,74	38,475
	Σ	14646,8	363075,877			

Tabel 3.7: Distribusi beban gempa statik ekivalen Fi.

3.4.3.2 Analisa Ragam Spektrum Respon

Besarnya beban gempa dalam penelitian ini akan dianalisis dengan analisis dinamis respons spektrum sesuai dengan SNI Gempa 2012 menggunakan program Analisa Struktur. Untuk menghitung beban dengan analisis respons spektrum, terlebih dahulu harus dibuat kurva respons spektrum. Kurva respons spektrum dirancang sendiri berdasarkan parameter-parameter percepatan menurut wilayah dan jenis struktur dan nantinya akan dimasukkan ke dalam program. Besarnya respons spektral dari lokasi struktur diperoleh dari peta gempa pada SNI Gempa 2012. Untuk peta gempa Ss dan gempa S1 telihat seperti pada gambar 3.8 dan Gambar 3.9 dibawah ini :



Gambar 3.8: Peta gempa perioda pendek, S_s .



Gambar 3.9: Peta gempa perioda 1 detik, S_1 .

Adapun langkah-langkah untuk membuat kurva respons spektrum adalah :

 Menentukan nilai S_S dan S₁ dari lokasi berdasarkan peta gempa. Untuk kota Banda Aceh, nilai S_S sebesar 1,349 g dan nilai S₁ sebesar 0,642 g. Untuk mendapatkan nilai S_S dan S₁, peneliti mengambil data dari <u>http://puskim.pu.go.id</u> sehingga diperoleh nilai :

 $S_S = 1,349 \ g$ $S_1 = 0,642 \ g$

- 2. Menentukan tipe kelas situs dan koefisien situsnya. Tanah lunak termasuk dalam kelas situs SE. Dari Tabel 2.6 dan 2.7 diperoleh koefisien kelas situs $F_a = 0.9$ dan $F_v = 2.4$.
- 3. Menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah pada perioda pendek, S_{MS} dan perioda 1 detik, S_{M1} . Dengan menggunakan Pers. 2.58 dan 2.59 diperoleh :

 $S_{MS} = 0.9 \times 1.349 = 1.214 g$ $S_{M1} = 2.4 \times 0.642 = 1.541 g$

4. Menentukan nilai parameter percepatan spektra desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{D1} . Dengan menggunakan Pers. 2.60 dan 2.61 diperoleh:

$$S_{DS} = \frac{2}{3}S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,214 = 0,810 \ g$$
$$S_{D1} = \frac{2}{3}S_{M1} = \frac{2}{3} \times 1,541 = 1,027 \ g$$

- 5. Menentukan nilai respons percepatan desain S_a dengan ketentuan berikut:
 - Jika nilai $T < T_0$, maka digunakan Pers. 2.73, yaitu :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Jika $T_0 < T \le T_S$, maka nilai $S_a = S_{DS} = 0,810 g$
- Jika T > T_S, maka T₀ dan T_S diperoleh dengan Persamaan 2.75 dan 2.76, yaitu :

$$T_0 = 0.2 \times \frac{1,027}{0,810} = 0.253 \text{ detik}$$

 $T_S = \frac{1,027}{0.810} = 1.267 \text{ detik}$

Lalu S_a dihitung dengan Persamaan 2.74, yaitu :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Kurva respons spektrum pada kondisi tanah lunak untuk kota Banda Aceh terlihat seperti pada Gambar 3.10 dibawah ini :



Gambar 3.10: Kurva Respons Spektrum Kota Banda Aceh dengan Kondisi Tanah Lunak.

3.4.4 Kategori Desain Seismik (KDS) Struktur

Penentuan kategori desain seismik (KDS) dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9. KDS diambil berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya. Nilai respons spektral percepatan desain diperoleh:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,810 = 0,54 \ g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,54 = 0,36 \ g$$

Dari nilai S_{DS} diperoleh KDS = D, sedangkan dari nilai S_{D1} diperoleh KDS = D. Oleh karena KDS yang diambil adalah yang paling kritis, maka KDS struktur dalam penelitian ini adalah D.

3.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit sesuai yang dijelaskan pada bagian 2.10.2. Untuk struktur dengan kategori desain seismik D, $\rho = 1,3$. Beban gempa pada arah utama ortogonal akan bernilai 100%, sedangkan pada arah tegak lurusnya akan bernilai 30%. Adapun kombinasi pembebanan yang akan digunakan adalah :

COMB 1	: 1,4 D
COMB 2	: 1,2 <i>D</i> + 1,6 <i>L</i>
COMB 3	: 1,2 D + 1,0 L + 1,3 E_x + 0,39 E_y
COMB 4	: 1,2 D + 1,0 L - 1,3 E_x - 0,39 E_y
COMB 5	: 1,2 D + 1,0 L + 1,3 E_x - 0,39 E_y
COMB 6	: 1,2 D + 1,0 L - 1,3 E_x + 0,3 E_y
COMB 7	: 1,2 D + 1,0 L + 0,39 E_x + 1,3 E_y
COMB 8	: 1,2 D + 1,0 L - 0,39 E_x - 1,3 E_y
COMB 9	: 1,2 D + 1,0 L + 0,39 E_x - 1,3 E_y
COMB 10	: 1,2 D + 1,0 L - 0,39 E_x + 1,3 E_y
COMB 11	$: 0.9 D + 1.3 E_x + 0.39 E_y$
COMB 12	: 0,9 D - 1,3 E_x - 0,39 E_y
COMB 13	: 0,9 D + 1,3 E_x - 0,39 E_y
COMB 14	$: 0.9 D - 1.3 E_x + 0.3 E_y$
COMB 15	$: 0.9 D + 0.39 E_x + 1.3 E_y$
COMB 16	: 0,9 D - 0,39 E_x - 1,3 E_y
COMB 17	$: 0.9 D + 0.39 E_x - 1.3 E_y$
COMB 18	: 0,9 D - 0,39 E_x + 1,3 E_y

3.6 Analisis 2D dengan Program Analisa Struktur

Analisis gempa pada penelitian ini menggunakan analisis dinamis respons spektrum dengan bantuan program Analisa Struktur. Tiap model struktur akan dianalisis dengan 6 *mode shape* agar tercapai partisipasi massa minimal 90% sesuai ketentuan SNI Gempa 2012 Pasal 7.9.1. Untuk mendefinisikan beban gempa dinamis di Analisa Struktur, maka kurva respons spektrum pada Gambar 3.10 akan diinput ke dalam program.

Output dari analisis yang akan ditinjau adalah perioda fundamental struktur (T), gaya geser dasar dinamis (V_d) , deformasi struktur dan kekakuan struktur.

3.7 Perioda Fundamental Struktur

Perioda fundamental struktur yang ditinjau diperoleh dari program Analisa Struktur sebelum dilakukan perencanaan beban gempa. Perioda yang akan ditinjau hanya pada dua ragam pertama, yaitu translasi arah X, dan translasi arah Y.

3.7.1 Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar yang ditinjau adalah gaya geser dasar dinamis sesuai yang disyaratkan dalam SNI Gempa 2012. Gaya geser dasar dinamis yang dihasilkan akan dikalikan dengan suatu faktor skala yang besarnya adalah $I_e/R \times g$ di mana I_e adalah faktor keutamaan gempa, R adalah koefisien modifikasi respons, dan g adalah percepatan gravitasi bumi.

Struktur rumah tinggal/apartement termasuk dalam kategori risiko II dengan nilai $I_e = 1,0$. Struktur dalam penelitian ini menggunakan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan nilai R = 8, $\Omega_0 = 3$, dan $C_d = 5,5$. Dengan demikian, nilai faktor skala gaya gempa dinamis adalah :

Faktor skala arah X = $\frac{1}{8} \times 9,806625 = 1,226$ Faktor skala arah Y = 0,3 × Faktor skala arah X = 0,386

Faktor skala gaya gempa ini akan menjadi *input* untuk definisi beban gempa dinamis di program.

Nilai gaya geser dasar dinamis harus lebih besar atau sama dengan 85% dari nilai gaya geser dasar statis. Apabila persyaratan ini tidak dipenuhi, maka gaya geser dinamis tersebut harus dikalikan dengan $\frac{0.85 V_{statik}}{V_{dinamik}}$ yang berarti faktor skala pada pendefinisian beban gempa dinamis di Analisa Struktur harus diubah menjadi $\frac{0.85 V_{statik}}{V_{dinamik}}$. Perhitungan gaya geser dasar statis (V_s) dilakukan dengan analisis statis ekivalen sesuai SNI Gempa 2012 Pasal 7.8.

Dalam analisis statis ekivalen, untuk menghindari kondisi struktur yang terlalu fleksibel, maka sesuai Pasal 7.8.2 diatur bahwa nilai T yang akan digunakan dalam perhitungan tidak boleh melebihi $C_u \times T_a$. Adapun nilai T diperoleh dari program Analisa Struktur. Koefisien C_u diambil sesuai Tabel 2.10, sedangkan nilai T_a diperoleh dengan Pers. 2.70, yaitu :

 $T_a = C_t h_n^x$

Nilai C_t dan x diambil sesuai Tabel 2.9.

Jika nilai T lebih besar dari $C_u \times T_a$, maka nilai $T = C_u \times T_a$. Jika nilai T lebih kecil dari T_a , maka nilai $T = T_a$. Sementara itu, jika nilai T berada di antara T_a dan $C_u \times T_a$, maka nilai T hasil analisis program dapat digunakan.

3.7.2 Perpindahan dan Simpangan Antar Lantai

Perpindahan pusat massa di tingkat x harus ditentukan seperti Pers. 2.77, yaitu:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Dimana:

 C_d = faktor amplifikasi perpindahan

 δ_{xe} = perpindahan elastis yang diperoleh dari analisis elastis pada program

Nilai perpindahan pusat massa diperoleh dari program Analisa Struktur.

Besarnya simpangan antar lantai desain pada setiap tingkat diperoleh dengan Persamaan 2.50, yaitu :

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1}$$
Menurut Pasal 7.12.1, simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) untuk semua tingkat. Δ_a diperoleh dari Tabel 2.12 sebelumnya dan sesuai ketentuan dalam bagian 2.10.10.6.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bagian ini akan dibahas tentang hasil analisis berupa daktilitas, kurva kapasitas, dan *performance point* dari kedua model untuk kemudian dibandingkan mana yang memiliki performa terbaik.

4.1 Analisis Statik Linear

4.1.1 Perpindahan dan Simpangan Antarlantai Open Frame

Nilai perpindahan elastis (δ_{ex}) diperoleh dari program Analisa Struktur. Menurut SNI Gempa 2012, nilai perpindahan elastis ini harus diperbesar dengan C_d/I_e sehingga diperoleh perpindahan sebagai berikut:

$$\delta_{x} = \frac{C_{d} \times \delta_{ex}}{I_{e}}$$
$$\delta_{x} = 5.5 \delta_{ex}$$

Lantai	δ (mm)	Cd/I	δ yang diperbesar sesuai SNI (mm)
Atap	16,516		90,838
6	15,531		85,4205
5	13,896		76,428
4	11,559	5,5	63,5745
3	8,631		47,4705
2	5,341		29,3755
1	2,131		11,7205

Tabel 4.1: Perpindahan elastis open frame.

Setelah perpindahan yang diperbesar telah diperoleh, maka dilanjutkan dengan menghitung simpangan antar lantai sebagai berikut :

$$\Delta = \delta_i - \delta_{i-1}$$

di mana untuk kategori desain seismik D, simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi :

 $\Delta_{ijin} = \Delta_a / \rho$

Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Δ (mm)	Δ izin (mm)	Keterangan
Atap	3500	5,418	53,85	Memenuhi
6	3500	8,992	53,85	Memenuhi
5	3500	12,854	53,85	Memenuhi
4	3500	16,104	53,85	Memenuhi
3	3500	18,095	53,85	Memenuhi
2	3500	17,655	53,85	Memenuhi
1	4000	11,72	61,53	Memenuhi

Tabel 4.2: Simpangan antarlantai open frame.

Dari Tabel 4.2 tampak bahwa simpangan antarlantai pada struktur *open frame* di setiap tingkat masih lebih kecil dari simpangan antarlantailantai yang diizinkan.

4.1.2 Perpindahan dan Simpangan Antarlantai Fully Infilled Wall Frame

Nilai perpindahan elastis (δ_{ex}) diperoleh dari program Analisa Struktur. Menurut SNI Gempa 2012, nilai perpindahan elastis ini harus diperbesar dengan C_d/I_e sehingga diperoleh perpindahan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{ex}}{I_e}$$
$$\delta_x = 5.5 \, \delta_{ex}$$

Lantai	δ (mm)	Cd/I	δ yang diperbesar sesuai SNI (mm)
Atap	6,22		34,21
6	5,908		32,494
5	5,344		29,392
4	4,515	5,5	24,8325
3	3,465		19,0575
2	2,249		12,3695
1	0,972		5,346

Tabel 4.3: Perpindahan elastis fully infilled wall frame.

Setelah perpindahan yang diperbesar telah diperoleh, maka dilanjutkan dengan menghitung simpangan antar lantai sebagai berikut :

$$\Delta = \delta_i - \delta_{i-1}$$

di mana untuk kategori desain seismik D, simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi :

$$\Delta_{ijin} = \Delta_a / \rho$$

Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Δ (mm)	Δ izin (mm)	Keterangan
Atap	3500	1,716	53,85	Memenuhi
6	3500	3,102	53,85	Memenuhi
5	3500	4,56	53,85	Memenuhi
4	3500	5,775	53,85	Memenuhi
3	3500	6,688	53,85	Memenuhi
2	3500	7,023	53,85	Memenuhi
1	4000	5,346	61,53	Memenuhi

Tabel 4.4: Simpangan antarlantai fully infilled wall frame.

Dari Tabel 4.4 tampak bahwa simpangan antarlantai pada struktur *fully infilled wall frame* di setiap tingkat masih lebih kecil dari simpangan antarlantai yang diizinkan.

4.1.3 Perbandingan Perpindahan dan Simpangan Antarlantai

Perbandingan nilai perpindahan antara kedua model struktur dapat dilihat pada Tabel 4.5 dan Gambar 4.1 dibawah

 Tabel 4.5: Perbandingan perpindahan dari struktur open frame dan fully infilled wall frame.

Lantai	<i>Open frame</i> (mm)	Fully infilled wall frame (mm)
Atap	90,838	34,21
6	85,42	32,494
5	76,428	29,392
4	63,574	24,832
3	47,47	19,057
2	29,375	12,369
1	11,72	5,346



Gambar 4.1: Grafik perbandingan perpindahan dari kedua model.

Perpindahan yang terjadi pada struktur *fully infilled wall frame* lebih kecil dibandingkan dengan perpindahan yang terjadi pada *open frame*. Hal ini dikarenakan oleh penggunaan dinding bata mengakibatkan penurunan perpindahan rata-rata sebesar 61%. Mengecilnya perpindahan pada *fully infilled wall frame* terjadi karena bertambahnya kekakuan struktur dari dinding bata.

Besarnya perbedaan simpangan antarlantai dari kedua model dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan Gambar 4.2 dibawah ini

	On an frama	Fully infilled	Batas izin
Lantai	(mm)	wall frame	maksimum
	(11111)	(mm)	(mm)
Atap	11,72	5,346	53,85
6	17,655	7,023	53,85
5	18,095	6,688	53,85
4	16,104	5,775	53,85
3	12,854	4,56	53,85
2	8,992	3,102	53,85
1	5,418	1,716	53,85

Tabel 4.6: Perbandingan perpindahan dari struktur *open frame* dan *fully infilled wall frame*.



Gambar 4.2: Grafik perbandingan simpangan antarlantai dari kedua model.

Simpangan antarlantai pada struktur *fully infilled wall frame* mengalami penurunan yang signifikan terhadap struktur *open frame*. Hal ini diakibatkan oleh penggunaan dinding bata sebagai *bracing* menambah kekakuan secara signifikan pada struktur *fully infilled wall frame* sehingga mengakibatkan penurunan simpangan rata-rata sebesar 62%.

4.2 Analisis Statik Nonlinear Pushover

Analisis *pushover* dilakukan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas dan daktilitas dari struktur yang ditinjau kemudian dibandingkan. Tipe analisis *pushover* yang digunakan dalam studi ini adalah kontrol *displacement*, dimana struktur didorong sampai mencapai *displacement* yang diinginkan dan atau sampai struktur yang ditinjau mengalami keruntuhan. Untuk studi ini, digunakan kontrol *displacement* sebesar 1 m dan efek P-Delta diabaikan. Selanjutnya hasil analisis *pushover* dari kedua model dapat dilihat dengan uraian dibawah ini.

4.2.1 Mekanisme Sendi Plastis

Struktur gedung apabila menerima beban gempa pada tingkatan/kondisi tertentu, akan terjadi sendi plastis (*hinge*) pada balok struktur yang terdapat pada gedung tersebut. Sendi plastis merupakan bentuk ketidakmampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam akibat beban gempa. Perencanaan suatu bangunan harus sesuai dengan konsep desain kolom kuat balok lemah. Apabila terjadi suatu keruntuhan struktur, maka yang diharapkan runtuh terlebih dahulu adalah balok pada struktur tersebut. Apabila prilaku terjadi sebaliknya, dimana kolom runtuh terlebih dahulu, maka dapat dipastikan akan terjadinya kegagalan struktur pada bangunan tersebut. Dalam pembahasan ini digunakan program Analisa Struktur untuk analisisnya. Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis dalam program Analisa Struktur tertera dalam Tabel 4.7 dibawah.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
В	•	Menunjukkan batas linear yang kemudian diikuti dengan terjadinya pelelehan pertama pada elemen
ΙΟ	•	Terjadinya kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa
LS	•	Terjadinya kerusakan mulai dari kecil hingga tingkat sedang, kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan

Tabel 4.7: Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis dalam program Analisa Struktur.

Tabel 4.7: Lanjutan.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
СР	•	Terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak
С	•	Batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan oleh struktur gedung
D	•	Terjadinya degradasi kekuatan struktur yang besar, sehingga kondisi struktur tidak stabil dan hampir
Е	•	Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser dan hancul

4.2.2 Struktur Open Frame

Pada analisis *pushover* untuk struktur *open frame* diperoleh kurva kapasitas seperti ditunjukkan pada Gambar 4,1. Dengan nilai Δ_y struktur adalah 0,064 m dan Δ_u struktur adalah 0,655 m, sehingga daktilitas *displacement* struktur.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0,655}{0,064} = 10,23$$



Gambar 4.3: Kurva kapasitas open frame.

Untuk mendapatkan titik kinerja (*performance point*) pada studi ini digunakan *Capasity spectrum method* atau metoda spektrum kapasitas (ATC-40) seperti Gambar 4.2. *Performance point* didapat dari titik perpotongan antara *demand spectra* (garis kuning) dengan *capasity curve* (garis hijau). *Capasity spectrum* *method* ini telah *built-in* dalam program seperti SAP2000, proses kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan secara otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva respons spektrum rencana.



Gambar 4.4: Spektrum kapasitas open frame.

Hasil dari analisis sendi plastis yang terjadi pada struktur *open frame* dapat dilihat pada Gambar 4.5, Gambar 4.6 dan Tabel 4.8 dibawah ini.



Gambar 4.5: Distribusi sendi plastis open frame pada step ke 1.



Gambar 4.6: Distribusi sendi plastis open frame pada step ke 2.

	Displacement	BaseForce		B to	IO	LS	СР	C to	D to	T (1
Step	(m)	(kN)	AtoB	ΙΟ	to LS	to CP	to C	D	Е	Total
0	0,000103	0	126	0	0	0	0	0	0	126
1	0,064063	1007,082	125	1	0	0	0	0	0	126
2	0,124188	1579,662	106	20	0	0	0	0	0	126
3	0,141943	1646,406	97	29	0	0	0	0	0	126
4	0,331321	1855,564	85	13	28	0	0	0	0	126
5	0,400276	1916,589	74	24	20	8	0	0	0	126
6	0,455434	1947,442	69	29	15	13	0	0	0	126
7	0,555434	1969,232	69	23	10	20	4	0	0	126
8	0,655434	1991,038	69	20	13	4	19	1	0	126
9	0,655444	1784,528	69	20	13	4	16	0	4	126
10	0,667712	1839,718	66	23	13	4	16	0	4	126
11	0,669494	1843,756	66	23	13	4	16	0	4	126
12	0,672312	1846,83	66	23	13	4	16	0	4	126
13	0,680219	1850,962	66	23	13	4	15	1	4	126
14	0,678619	1718,48	65	24	13	4	13	1	6	126

Tabel 4.8: Hasil analisis sendi plastis pada struktur open frame.

Berdasarkan hasil analisis titik kinerja *(performance point)* untuk struktur *open frame* pada studi ini diketahui nilai geser dasar sebesar 1543,701 kN dan target perpindahan sebesar 120 mm. Hal ini terjadi diantara step 1 dan step 2, sedangkan kondisi terparah terjadi pada step 2 dimana terdapat 20 sendi plastis dengan kondisi

B to IO akibat beban dorong seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.3 diatas. Pada step 1 dari analisis *pushover* struktur menerima gaya geser dasar sebesar 1007,082 kN dengan kondisi elemen struktur masih bersifat *elastis*. Sedangkan di step 2 elemen struktur sudah bersifat *plastis* dengan menerima gaya geser dasar sebesar 1579,662 kN. Dengan begitu struktur masih dapat dikatagorikan dalam kondisi yang baik.

Dari hasil yang tertera dapat disimpulkan sebagai berikut :

- a. Struktur open frame memiliki daktilitas displacement sebesar 10,23
- b. Analisis berhenti pada step ke-14 dan diperoleh *performance point*, gaya geser dasar sebesar 1543,701 kN dan target perpindahan 120 mm.
- c. Dengan target perpindahan $\delta_t = 120$ mm, terlihat bahwa pada step kinerja yang diperlihatkan struktur tidak ada yang melewati batas LS (*life safety*) sehingga kinerja struktur *open frame* secara keseluruhan adalah baik.

4.2.3 Struktur Fully Infilled Wall Frame

Pada struktur *fully infilled wall frame* diperoleh kurva kapasitas seperti ditunjukkan pada Gambar 4.3. Dengan nilai Δ_y struktur adalah 0,019 m dan Δ_u struktur adalah 0,105 m, sehingga daktilitas *displacement* struktur,

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{\rm u}}{\Delta_{\rm y}} = \frac{0,105}{0,019} = 5,50$$



Gambar 4.7 : Kurva kapasitas fully infilled wall frame.

Sama halnya dengan tahapan yang dilakukan sebelumnya pada analisis open frame untuk mendapatkan titik kinerja (performance point) pada studi ini digunakan Capasity spectrum method atau metoda spektrum kapasitas (ATC-40) seperti Gambar 4.4. Performance point didapat dari titik perpotongan antara demand spectra (garis kuning) dengan capasity curve (garis hijau). Capasity spectrum method ini telah built-in dalam program seperti SAP2000, proses kurva pushover ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan secara otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva respons spektrum rencana.



Gambar 4.8: Spektrum kapasitas fully infilled wall frame.

Hasil dari analisis sendi plastis yang terjadi pada struktur *fully infilled wall frame* dapat dilihat pada Gambar 4.9, Gambar 4.10, Gambar 4.11, dan Tabel 4.9 dibawah ini.



Gambar 4.9: Distribusi sendi plastis fully infilled wall frame pada step ke 1.



Gambar 4.10: Distribusi sendi plastis *fully infilled wall frame* pada *step* ke 2.



Gambar 4.11: Distribusi sendi plastis *fully infilled wall frame* pada *step* ke 3.

~	Displacement	BaseForce		B to	ΙΟ	LS	СР	C to	D to	-
Step	(m)	(kN)	AtoB	ΙΟ	to	to CD	to C	D	Е	Total
0	0.000721		100	0		CP	0	0	0	100
0	-0,000731	0	182	0	0	0	0	0	0	182
1	0,019119	989,211	146	0	18	15	0	0	0	182
2	0,024661	1182,645	143	0	10	18	0	0	0	182
3	0,054483	1706,272	130	6	6	21	0	0	0	182
4	0,098812	2016,948	119	15	2	26	0	0	0	182
5	0,102502	2029,438	117	17	2	26	0	0	0	182
6	0,105798	2032,062	116	18	2	26	0	0	0	182
7	0,107979	2033,152	113	21	2	26	0	0	0	182
8	0,110844	2031,744	112	22	2	26	0	0	0	182
9	0,114523	2028,044	109	25	2	26	0	0	0	182
10	0,156926	1911,193	103	23	10	26	0	0	0	182
11	0,206926	1858,861	101	23	10	25	0	0	0	182
12	0,275189	1910,765	93	18	23	24	0	0	0	182
13	0,279527	1911,093	91	20	23	24	0	0	0	182
14	0,294803	1910,547	89	21	24	24	0	0	0	182
15	0,344803	1928,258	87	18	21	32	0	0	0	182
16	0,513783	1966,02	83	16	11	43	5	0	0	182
17	0,608738	1987,042	82	16	12	28	19	1	0	182
18	0,585069	828,376	82	16	12	24	19	1	0	182

Tabel 4.9: Hasil analisis sendi plastis pada struktur fully infilled wall frame.

Berdasarkan hasil analisis titik kinerja *(performance point)* untuk struktur *fully infilled wall frame* pada studi ini diketahui nilai geser dasar sebesar 1579,826 kN dan target perpindahan sebesar 47 mm. Hal ini terjadi diantara step 2 dan step 3, sedangkan kondisi terparah terjadi pada step 3 dimana terdapat 21 sendi plastis dengan kondisi LS to CP akibat beban dorong. Pada step 1 dan 2 dari analisis *pushover* struktur menerima gaya geser dasar sebesar 98,211 kN dan 1182,645 kN dengan kondisi elemen struktur masih bersifat *elastis*. Sedangkan di step 3 elemen struktur sudah bersifat *plastis* dengan menerima gaya geser dasar sebesar 1706,272 kN yang menunjukkan bahwa struktur tidak berada dalam kondisi yang baik. Hal ini dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Dari hasil yang tertera dapat disimpulkan sebagai berikut :

- a. Struktur *fully infilled wall frame* memiliki daktilitas *displacement* sebesar 5,50
- Analisis berhenti pada step ke-18 dan diperoleh *performance point*, gaya geser dasar sebesar 1579,826 kN dan target perpindahan 47 mm.
- c. Dengan target perpindahan $\delta_t = 47$ mm, terlihat bahwa pada step kinerja yang diperlihatkan struktur ada yang melewati batas LS (*life safety*) tetapi tidak ada yang melampaui batas CP (*collapse preventation*) sehingga kinerja struktur tidak baik.

4.3 Pembahasan Hasil Analisis

Perbandingan titik kinerja (*performance point*) dan daktilitas dari kedua model struktur dapat dilihat pada tabel 4.10

Model struktur	Model Gaya geser struktur dasar (kN)		Daktilitas	
Portal terbuka	1543,701	120	10,23	
Portal isi	1579,826	47	5,5	

Tabel 4.10: Perbandingan titik kinerja (*performance point*) dan daktilitas dari model struktur.



Gambar 4.12: Perbandingan kurva kapasitas dari kedua model.

Berdasarkan dari analisis *linear* dan *nonlinear* struktur dengan *strut* mampu menerima gaya geser dasar lebih baik daripada struktur *open frame*.

Ditinjau dari sisi daktilitas, nilai daktilitas struktur *open frame* jauh lebih besar dari nilai daktilitas yang terjadi pada struktur *fully infilled wall frame*. Menurunnya nilai daktilitas pada struktur *fully infilled wall frame* sebesar 46,23% dikarekan pengaharuh dinding bata sebagai *strut* yang mengakibatkan struktur lebih kaku.

Pada saat mencapai *performance point*, nilai target perpindahan (*displacement*) yang dihasilkan oleh struktur *open frame* lebih besar dari struktur *fully infilled wall frame* sebesar 61% pada analisis *linear* dan 60,83% pada analisis *nonlinear*. Kesimpulan ini menunjukkan bahwa struktur *open frame* dapat berdeformasi lebih baik daripada struktur dengan *strut*. Sedangkan jika ditinjau dari kemampuan struktur menahan gaya geser dasar terjadi penurunan yang tidak terlalu signifikan dari struktur *open frame* yaitu sebesar 2,28%. Jelas hal ini dapat terjadi karena struktur dengan dinding bata sebagai *strut* dapat menambah kekakuan pada struktur itu sendiri.

Dari sendi plastis yang terjadi, sendi plastis akan muncul terlebih dahulu pada balok atau kaki kolom dan kemudian terjadi pada kolom di step selanjutnya. Dengan adanya *strut* mengakibatkan sebagian gaya yang bekerja ke balok akan diterima juga oleh *strut*.

BAB 5

SARAN DAN KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari hasil analisis dan pembahasan pada bab-bab sebelumnya, dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

- 1. Hasil studi ini menunjukkan bahwa kontribusi dinding pengisi yang terbuat dari dinding bata sangat mempengaruhi kekakuan lateral struktur.
- 2. Pemasangan dinding pengisi bata ternyata dapat meningkatkan kapasitas dari struktur itu sendiri. Hal ini ditunjukkan oleh model struktur dengan menggunakan dinding pengisi memiliki kapasitas yang lebih besar dengan peningkatan sebesar 2,28%. Berbanding terbalik dengan nilai kapasitasnya, keberadaan dinding bata justru mengurangi daktilitas dari suatu struktur dimana pada analisis ini diperoleh penurunan sebesar 46,23%.

5.2 Saran

Adapun saran yang perlu disampaikan dari hasil studi ini untuk pengembangan lebih lanjut adalah:

- Kekuatan dan kekakuan dari dinding pengisi bata harus diperhatikan dalam hal perencanaan bangunan karena dari hasil studi menunjukkan bahwa keberadaan dinding bata dapat mempengaruhi kinerja dari struktur utama.
- Penelitian dapat dikembangkan dengan menganalisis lebih lanjut kinerja struktur utama dengan adanya dinding pengisi pada bentuk model-model lain serta parameter-parameter yang berbeda dari studi ini.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. 2010. Seismic Provision for Structural Steel Buildings.
- Aryanto, A. 2008. Kinerja Portal Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi Bata Ringan terhadap Beban Gempa. Tesis Magister. Institut Teknologi Bandung.
- Badan Standardisasi Nasional. 1989. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1727-1989.
- Badan Standardisasi Nasional. 2000. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002.*
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan dan Non Gedung SNI 03-1726-2012.*
- Chopra, Anil K. 1995. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall, Inc.
- Clough, Ray W. dan Penzien, J. 2003. *Dynamics of Structures*. Berkeley: Computers and Structures, Inc.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1978. Bata Merah sebagai Bahan Bangunan NI-10.
- Federal Emergency Management Agency. 2000. FEMA 356 Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings.
- Federal Emergency Management Agency. 2010. Earthquake-Resistant Design Concepts.
- Murty, C. V. R. dan Sudhir K. Jain. 2000. Beneficial Influence of Masonry Infill Walls on Seismic Performance of RC Frame Buildings. 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Paudel, Dev Raj dan Santosh Kumar Adhikari. 2015. Effect of Masonry Infills on Seismic Performance of RC Frame Buildings. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. Vol.4, Issue 8. ISSN 2347-6710.
- Paulay, T. dan M. J. N. Priestley. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Canada: John Wiley & Sons, Inc.

- Pawirodikromo, Widodo. 2012. Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Pranoto, Agus. 2012. Aplikasi Metode Respon Spektrum dengan Metode Teoritis dengan Excel Dibandingkan dengan Program Software. Laporan Tugas Akhir. Jurusan Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara.
- Prasad M.D., Raghavendra, Syed Shakeeb ur Rahman, dan Chandradhara G.P 2014. Equivalent Diagonal Strut for Infilled Frames with Openings using Finite Element Method. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE). PP 24-29. e-ISSN 2278-1684, p-ISSN 2320-334X.
- Sahana, Hengki Putra dan Saga Hayyu Suyanto Putra. 2008. Retrofitting Struktur Bangunan Beton Bertulang di bawah Pengaruh Gempa Kuat. Laporan Tugas Akhir. Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Bandung.

Schodek, Daniel L. 1999. Struktur Edisi Kedua. Jakarta: Erlangga.

- Subramani, T. dan V. Angappan. 2015. Experimental Investigation of Papercrete Concrete. International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management (IJAIEM). Vo.4, No.5:137-143. ISSN 2319-4847.
- Tanjung, Jafril dan Maidiawati. 2016. Studi Eksperimental tentang Pengaruh Dinding Bata Merah Terhadap Ketahanan Lateral Struktur Beton Bertulang. Jurnal Teknik Sipil: Jurnal Teoritis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil. Vol.23, No.2:99-106. ISSN 0853-2892.
- Sitompul, M. 2015. Studi Parametrik Kinerja Dinding Pengisi Bata Merah Pada Struktur Beton Bertulang Akibat Beban Gempa. Tesis Magister. Jurusan Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara.
- Widodo. 2001. Respon Dinamik Struktur Elastik. Yogyakarta: UII Press Yogyakarta.
- Dewobroto, W. 2005. Analisa Inelastis Portal-Dinding Pengisi dengan Equivalent Diagonal Strut. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 12.
- Faisal, A. 2013. Pemodelan Getaran Gempa Struktur Beton untuk Analisis Tidak Linear, Seminar Nasional IV HASTAG, Medan.

- Faisal, A. 2014. Torsi Aktual pada SRPM Simetris, Seminar Nasional HAKI Komda Sumut, Medan.
- Saneinejad, A., dan Hoobs, B. 1995. Inelastic design of infilled frames. *Jurnal of Structural Engineering*, ASCE, 121(4), 634-650.

Propertis Bata

Dalam studi ini digunakan bata merah sebagai material dinding pengisi. Karakteristik dinding bata yang digunakan dalam studi ini didasarkan pada karakteristik dinding bata hasil pengujian laboraturium yang dilakukan oleh Aryanto (2008). Berdasarkan eksperimen diperoleh data sebagai berikut:

- 1. Parameter individu bata dan mortar:
- a. Kuat tekan unit bata 4,57 MPa
- b. Kuat tekan rata-rata mortar 10,45 MPa
- 2. Parameter dinding pengisi (pasangan bata):
 - c. Kuat tekan rata-rata pasangan bata (fm') 3,54 MPa
 - d. Modulus elastisitas dinding pengisi 2478 MPa
 - e. Kuat lekat/bond pasangan bata 0,39 MPa
 - f. Regangan pada tegangan maksimum, $\varepsilon_c = 0,002$

Propertis fisik bata merah yang digunakan di tunjukkan pada Tabel L.1 dan Gambar L.1

Propertis	Dimensi	Satuan
Panjang	207,23	mm
Tinggi	52,28	mm
Tebal	99,47	mm
Berat jenis	1473,55	kg/m ³

Tabel L1: Rata-rata propertis fisik bata merah (Aryanto, 2008)



Gambar L1: Rata-rata dimensi bata merah (Aryanto 2008).

Perhitungan Dimensi Strut

Pada studi ini pemodelan dinding bata menggunakan metode *diagonal compression strut*, dinding bata akan dianggap sebagai *bracing* diagonal tekan. *Diagonal compression strut* memodelkan kekakuan ekivalen non linier dinding pengisi bata dengan menggunakan batang tekan diagonal sehingga dengan metode seperti ini akan mempermudah analisa perhitungan. Dimensi ekivalen *diagonal compression strut* didapat dengan menggunakan formula FEMA 273.

A. Bentang Portal 6 x 4 m

Diketahui:

f_c	= 30 MPa			
E _{fe}	= 25742,960 MPa			
E _{me}	= 2478 MPa			
f_m	= 3,54 MPa			
L_b	= 6000 mm			
H _c	= 4000 mm			
t _{inf}	= 100 mm			
h _{inf}	= 3500 mm			
L _{inf}	= 5300 mm			
r _{inf}	= 6351,378 mm			
I _c	$= 2x10^{10} \text{ mm}^4$			
$\theta = \tan^{-1} \frac{h_{inf}}{L_{inf}} = \tan^{-1} \frac{3500}{5300} = 33,44^{\circ}$				
$\lambda_{1} = \left[\frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4E_{fe} \times I_{c} \times h_{inf}}\right]^{1/4}$				
$\lambda_1 = \left[\frac{2478 \times 100 \times \sin 2(33,44^\circ)}{4(25742,960) \times (2x10^{10}) \times 3500}\right]^{1/4}$				
$\lambda_1 = 0,000422$				
$a = 0,175(\lambda_1 \times h_c)^{-0,4} \times r_{inf}$				
$a = 0,175(0,000422 \times 4000)^{-0,4} \times 6351,378$				
Maka lebar dari <i>diagonal strut</i> arah X = Y adalah:				

$$a = 901,482 \text{ mm} = 0,901 \text{ m}$$

B. Bentang Portal 6 x 3,5 m

Diketahui:

 f_c = 30 MPa $E_{fe} = 25742,960 \text{ MPa}$ $E_{me} = 2478 \text{ MPa}$ $f_m = 3,54 \text{ MPa}$ $L_b = 6000 \text{ mm}$ $H_c = 3500 \text{ mm}$ $t_{inf} = 100 \text{ mm}$ $h_{inf} = 3000 \text{ mm}$ $L_{inf} = 5300 \text{ mm}$ $r_{inf} = 6090,156 \text{ mm}$ $I_c = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ $\theta = \tan^{-1} \frac{h_{inf}}{L_{inf}} = \tan^{-1} \frac{3000}{5300} = 29,511^{\circ}$ $\lambda_{1} = \left[\frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4E_{fe} \times I_{c} \times h_{inf}}\right]^{1/4}$ $\lambda_1 = \left[\frac{2478 \times 100 \times \sin 2(29,511^\circ)}{4(25742.960) \times (2x10^{-1}0) \times 3000}\right]^{1/4}$ $\lambda_1 = 0,000430$ $a = 0,175(\lambda_1 \times h_c)^{-0,4} \times r_{inf}$ $a = 0,175(0,000430 \times 3500)^{-0,4} \times 6090,156$ Maka lebar dari *diagonal strut* arah X = Y adalah:

$$a = 905,007 \text{ mm} = 0,905 \text{ m}$$

Perhitungan Kekuatan Diagonal Strut Saneinejad-Hobbs (1995)

A. Diagonal Strut dengan Bentang Portal 6 x 4 m

Penetapan Parameter

 $\mu = 0,4$ (diambil dari ketentuan ACI 530-88)

 $E_{c} = 0,002$

f'm = 3,54 Mpa

$$r = \frac{h_{inf}}{l_{inf}} = \frac{3500}{5300} = 0,660$$
$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_{inf}}{l_{inf}}\right) = 33,44^{\circ}$$

Tegangan tekan efektif dinding pengisi

$$f_c = 0.6 \ \ \ \phi f'_m$$

c

$$f_c = 0,6 \ge 0,65 \ge 3,54 = 1,381$$
 Mpa

Batas atas tegangan kontak nominal

$$\sigma_{co} = \frac{J_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}}$$

$$\sigma_{co} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x 0,4^2 x 0,660^4}} = 1,322 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2}}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x 0,4^2}} = 1,135 \text{ Mpa}$$

Mn pada kolom = 286443000 Nmm, jika $M_{pc} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pc} = 286443000$ Nmm. Sedangkan Mn pada balok = 351212000 Nmm, jika $M_{pb} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pb} = 351212000$ Nmm. Dengan menggunakan Pers. 2.33 dan Pers. 2.34:

$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_{o} M_{pc}}{\sigma_{co} t}} \le 0.4h'$$

$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0.2 x 286443000}{1.322 x 100}} \le 0.4 x 3500$$

$$\alpha_{c} h = 22.80 \le 1400$$

Ambil nilai α_c h = 1400, sehingga diperoleh α_c = 0,35

$$\alpha_{b} l = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_{o} M_{pb}}{\sigma_{bo} t}} \le 0,4l'$$

$$\alpha_{b} l = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0,2 x 351212000}{1,135 x 100}} \le 0,4 x 5300$$

$$\alpha_{b} l = 2507,031 \le 2120$$

Ambil nilai $\alpha_b l = 2120$, sehingga diperoleh $\alpha_b = 0,353$

Tegangan kontak

$$A_{c} = r^{2} \sigma_{co} \alpha_{c} (1 - \alpha_{c} - \mu r)$$

$$A_{c} = 0,660^{2} x \, 1,322 \, x \, 0,35 \, (1 - 0,35 - 0,4 \, x \, 0,660)$$

$$A_{c} = 0,07779$$

$$A_{b} = r^{2} \sigma_{bo} \alpha_{b} (1 - \alpha_{b} - \mu r)$$

$$A_{b} = 0,660^{2} x \, 1,135 \, x \, 0,353 \, (1 - 0,353 - 0,4 \, x \, 0,660)$$

$$A_{b} = 0,06684$$

Karna $A_c > A_{b}$, maka

 $\sigma_b = \sigma_{bo} = 1,135 \text{ Mpa}$

$$\sigma_c = \sigma_{co} \left(\frac{A_b}{A_c}\right) = 1,322 \left(\frac{0,06684}{0,07779}\right) = 1,135 \text{ Mpa}$$

Dan sesuai Pers. 2.29

$$\tau_b = \mu \sigma_b$$

$$\tau_b = 0,4 \ge 1,135 = 0,490 \text{ MPa}$$

Keruntuhan sudut/ujung diagonal (CC), dihitung menggunakan Pers. 2.45.

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \ \alpha_c \ t \ h \ \sigma_c + \alpha_b \ t \ l \ \tau_b}{\cos \theta}$$
$$R = R_{CC} = \frac{(1 - 0.35) \ 0.35 \ x \ 100 \ x \ 4000 \ x \ 1.135 + 0.353 \ x \ 100 \ x \ 6000 \ x \ 0.454}{\cos 33.44}$$

$$R = R_{CC} = 239006 N = 239,006 kN$$

Keruntuhan tekan diagonal (DC), dihitung menggunakan Pers. 2.47, 2.48, dan 2.49

$$l_{eff} = \sqrt{\left(1 - \alpha_{c}\right)^{2} h'^{2} + l'^{2}}$$
$$l_{eff} = \sqrt{\left(1 - 0.35\right)^{2} x \ 3500^{2} + 5300^{2}}$$
$$l_{eff} = 5767.635 \text{ mm}$$

$$f_{\alpha} = f_{c} \left[1 - \left(\frac{leff}{40 t}\right)^{2} \right]$$

$$f_{\alpha} = 1,381 \left[1 - \left(\frac{5767,635}{40 x 100}\right)^{2} \right]$$

$$f_{\alpha} = 1,49023 \text{ MPa}$$
Maka,
$$P = P_{\alpha} = \frac{0,5 h' t f_{\alpha}}{100}$$

$$R = R_{DC} = \frac{1}{\cos \theta}$$
$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \times 3500 \times 100 \times 1,49023}{\cos (33,44)}$$

 $R = R_{DC} = 312524,5 N = 312,524 kN$

Keruntuhan geser (s) dihitung menggunakan Pers. 2.50 dan 2.51

$$\begin{aligned} \theta' &= (1 - \alpha c) \frac{h'}{l'} \\ \theta' &= (1 - 0.35) \frac{3500}{5300} = 0.43 \\ R &= R_s = \frac{\gamma \nu t l'}{(1 - 0.45 x \tan \theta) \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta} \\ R &= R_s = \frac{1 x \, 0.39 x \, 100 x \, 5300}{(1 - 0.45 x \, 0.43) \tan 33.44} < \frac{0.83 x \, 1 x \, 100 x \, 5300}{\cos 33.44} \\ R &= R_s = 388098.33 < 527165.152 \\ R &= R_s = 388098.33 \, N < 388.098 \, kN \\ \text{Jadi H dapat dihitung dengan Pers.} \end{aligned}$$

$$H = R \cos \theta + \left(\frac{2 M_{pj}}{h}\right)$$
$$H = 239,006 \cos 33,44 \left(\frac{2x286443000}{4000}\right)$$
$$H = 199,58 \text{ kN}$$

Perhitungan Kekuatan Diagonal Strut Saneinejad-Hobbs (1995)

B. Diagonal Strut dengan Bentang Portal 6 x 3,5 m

Penetapan Parameter

 $\mu = 0,4$ (diambil dari ketentuan ACI 530-88)

$$E_c = 0,002$$

f'm = 3,54 Mpa

$$r = \frac{h_{inf}}{l_{inf}} = \frac{3000}{5300} = 0,566$$
$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_{inf}}{l_{inf}}\right) = 29,51^{\circ}$$

Tegangan tekan efektif dinding pengisi

$$f_c = 0.6 \ \text{Ø} f'_m$$

 $f_c = 0.6 \ge 0.65 \ge 3.54 = 1.381 \text{ Mpa}$

Batas atas tegangan kontak nominal

$$\sigma_{co} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}}$$

$$\sigma_{co} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x 0,4^2 x 0,566^4}} = 1,348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2}}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{1,381}{\sqrt{1+3 x 0,4^2}} = 1,135 \text{ Mpa}$$

Mn pada kolom = 286443000 Nmm, jika $M_{pc} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pc} = 286443000$ Nmm. Sedangkan Mn pada balok = 351212000 Nmm, jika $M_{pb} = \phi M_n$ dengan $\phi = 1$ maka $M_{pb} = 351212000$ Nmm. Dengan menggunakan Pers. 2.33 dan Pers. 2.34:

$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_{o} M_{pc}}{\sigma_{co} t}} \le 0.4h'$$

$$\alpha_{c} h = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0.2 x 286443000}{1.348 x 100}} \le 0.4 x 3000$$

$$\alpha_{c} h = 2258.290 < 1200$$

Ambil nilai α_c h = 1200, sehingga diperoleh α_c = 0,42

$$\alpha_{b} l = \sqrt{\frac{2 M_{pj} + 2 \beta_{o} M_{pb}}{\sigma_{bo} t}} \le 0,4l'$$

$$\alpha_{b} l = \sqrt{\frac{2 x 286443000 + 2 x 0,2 x 351212000}{1,135 x 100}} \le 0,4 x 5300$$

$$\alpha_{b} l = 2507,031 \le 2120$$

Ambil nilai $\alpha_b l = 2120$, sehingga diperoleh $\alpha_b = 0.353$

Tegangan kontak

$$A_{c} = r^{2} \sigma_{co} \alpha_{c} (1 - \alpha_{c} - \mu r)$$

$$A_{c} = 0,566^{2} x 1,348 x 0,342 (1 - 0,34 - 0,4 x 0,566)$$

$$A_{c} = 0,06374$$

$$A_{b} = r^{2} \sigma_{bo} \alpha_{b} (1 - \alpha_{b} - \mu r)$$

$$A_{b} = 0,566^{2} x 1,135 x 0,353 (1 - 0,353 - 0,4 x 0,566)$$

$$A_{b} = 0,05398$$
Karna $A_{c} > A_{b}$, maka

$$\sigma_c = \sigma_{co} \left(\frac{A_b}{A_c}\right) = 1,348 \left(\frac{0,05398}{0,06374}\right) = 1,141 \text{ Mpa}$$

Dan sesuai Pers. 2.29

 $\sigma_b = \sigma_{bo} = 1,135 \text{ Mpa}$

$$\tau_b = \mu \sigma_b$$

$$\tau_b = 0,4 \ge 1,135 = 0,454$$
 MPa

Keruntuhan sudut/ujung diagonal (CC), dihitung menggunakan Pers. 2.45.

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos \theta}$$

$$R = R_{CC} = \frac{(1 - 0.342) 0.342 x 100 x 3500 x 1.141 + 0.353 x 100 x 6000 x 0.454}{\cos 29.51}$$

$$R = R_{CC} = 213756 N = 213,756 kN$$

Keruntuhan tekan diagonal (DC), dihitung menggunakan Pers. 2.47, 2.48, dan 2.49

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h'^2 + l'^2}$$

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - 0.342)^2 x \ 3000^2 + 5300^2}$$

$$l_{eff} = 6007,109 \text{mm}$$

$$f_\alpha = f_c \left[1 - \left(\frac{leff}{40 \ t}\right)^2\right]$$

$$f_\alpha = 1,381 \left[1 - \left(\frac{6003,109}{40 \ x \ 100}\right)^2\right]$$

$$f_\alpha = 1,72947 \text{ MPa}$$

Maka,

$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \ h' t f_{\alpha}}{\cos \theta}$$

$$R = R_{DC} = \frac{0.5 \ x \ 3000 \ x \ 100 \ x \ 1.72947}{\cos (29,51)}$$

$$R = R_{DC} = 298092,061N = 298,092 \ kN$$

Keruntuhan geser (s) dihitung menggunakan Pers. 2.50 dan 2.51

$$\theta' = (1 - \alpha_{c}) \frac{h'}{l'}$$

$$\theta' = (1 - 0.342) \frac{3000}{5300} = 0.37$$

$$R = R_{s} = \frac{\gamma \nu t l'}{(1 - 0.45 x \tan \theta) \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta}$$

$$R = R_{s} = \frac{1 x 0.39 x 100 x 5300}{(1 - 0.45 x 0.37) \tan 29.51} < \frac{0.83 x 1 x 100 x 5300}{\cos 29.44}$$

$$R = R_{s} = 438143.10 < 505475.46$$

$$R = R_{s} = 388098.33 N < 388.098 \text{ kN}$$

Jadi H dapat dihitung dengan Pers.

$$H = R \cos \theta + \left(\frac{2 M_{pj}}{h}\right)$$
$$H = 213,756 \cos 29,51 \left(\frac{2x286443000}{3500}\right)$$
$$H = 186,18 \text{ kN}$$

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI

: Al Akbar
: Akbar
: P. Berandan, 02 Mei 1990
: Laki-Laki
: Islam
: Gg. Supir Pelawi Dalam Kel. Pelawi Selatan Kec.
Babalan Kab. Langkat.
: 0821 6255 1112
: all_akbar@rocketmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa	: 1307210027
Fakultas	: Teknik
Jurusan	: Teknik Sipil
Program Studi	: Teknik Sipil
Perguruan Tinggi	: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi	: Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat	Nama dan Tempat	Tahun	
	Pendidikan		Kelulusan	
1	Sekolah Dasar	SD Negeri 050743	2003	
2	SMP	MTs. Darul Arafah	2006	
3	SMA	SMK Panca Budi Medan	2009	
4	Melanjutkan Kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013			
	Sampai Selesai.			