

TUGAS AKHIR

**EVALUASI DAN RETROFIT MENGGUNAKAN FIBER
REINFORCED POLYMER (FRP) PADA STRUKTUR
BANGUNAN RUKO TERHADAP RESPONS SPEKTRUM
GEMPA DI KOTA MEDAN**

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

Disusun Oleh:

DICKY HADI WINATA
1407210140



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dicky Hadi Winata

NPM : 1407210140

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Evaluasi dan Retrofit menggunakan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada struktur bangunan Ruko Terhadap Respons Spektrum Gempa di Kota Medan.

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 13 Maret 2019

Pembimbing I

Tondi Ameliah Putera P, ST, MT

Pembimbing II

Dr. Josef Hadipramana

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dicky Hadi Winata

NPM : 1407210140

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Evaluasi dan Retrofit menggunakan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada struktur bangunan Ruko Terhadap Respons Spektrum Gempa di Kota Medan.

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, 13 Maret 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amirsyah Patera P, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Josef Hadipramana

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Ade Faisal



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Dicky Hadi Winata

Tempat /Tanggal Lahir: Binjai / 02 Oktober 1996

NPM : 1407210140

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Evaluasi dan Retrofit menggunakan Fiber Reinforced Polymer (FRP) pada struktur bangunan Ruko Terhadap Respons Spektrum Gempa di Kota Medan”.

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 orisinal 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, 13 Maret 2019



Saya yang menyatakan,

Dicky Hadi Winata

ABSTRAK

EVALUASI DAN RETROFIT MENGGUNAKAN FIBER REINFORCED POLYMER (FRP) PADA STRUKTUR BANGUNAN RUKO TERHADAP RESPONS SPEKTRUM GEMPA DI KOTA MEDAN (STUDI LITERATUR)

Dicky Hadi Winata

1407210140

Tondi Amirsyah Putera , ST, MT

Dr. Josef Hadipramana

Struktur Bangunan Ruko yang berlokasi di Medan direncanakan sebagai suatu struktur gedung beton bertulang yang terdiri dari 3 Model dan terdiri atas 3 lantai. Pada tahap awal desain, struktur direncanakan terhadap beban gempa sesuai dengan SNI-03-1726-2012 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung) yang didasarkan pada Peta Gempa 2017 di kota Medan, dan jika struktur gagal menahan beban yang telah di tentukan dari SNI 03-2847-2013 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung) maka struktur perlu di evaluasi untuk retrofit menggunakan FRP (Fiber Reinforced Polymer) pada penampang Balok dan kolom saja. Studi ini bertujuan untuk mengetahui berapa banyak penampang yang perlu di retrofit dan seberapa banyak FRP yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan pada struktur yang rusak. Hasil analisis yang diperoleh dari Program ETABS Versi 16 menunjukkan bahwa telah terjadi kerusakan pada penampang Model A sebanyak 44 yang terdiri dari Balok dan kolom dan di retrofit menggunakan Produk Sika *Wrap 231 C* sebanyak 3 lapis, Model B sebanyak 34 Penampang dan di retrofit menggunakan Produk Sika *Wrap 231 C* sebanyak 2 lapis, Model C sebanyak 82 Penampang dan di retrofit menggunakan Produk Sika *Wrap 231 C* sebanyak 2 lapis.

Kata kunci: Beton bertulang, Balok, Kolom, sistem struktur, retrofit, *FRP*, Evaluasi.

ABSTRACT

RETROFIT EVALUATION USING FIBER REINFORCED POLYMER (FRP) ON THE STRUCTURE OF SHOP BUILDINGS TO RESPONSE THE EARTHQUAKE SPECTRUM IN THE CITY OF MEDAN (LITERATURE STUDY)

Dicky Hadi Winata

1407210140

Tondi Amirsyah Putera , ST, MT

Dr. Josef Hadipramana

The structure of shop Houses located in Medan is planned as a reinforced concrete building structure consisting of 3 Model and consist of 3 floors. In the first step of design, the planned structure of the earthquake load is in accordance with SNI-03-1726-2012 (Earthquake Resistance Planning Standards for Structure of Buildings and non-Buildings) based on earthquake Maps in Medan City, and if the structure fails to hold the load that determined from SNI-03-2847-2013 (Structural Concrete Requirements for Buildings) then structure needs to be evaluated to retrofit using FRP (Fiber Reinforced Polymer) on the cross section of the beam and column only. This study aims to determine the cross sectional requirements for retrofitting and how many FRP needed. The result obtained from the ETABS V 16 Program shows that there has been damage to the cross section of the A Model a total of 44 consists of the coloumn and beams and retrofit by using SIKA Wrap 231 C Product with 3 layers, Model B a total of 34 consists of the coloumn and beams and retrofit by using SIKA Wrap 231 C Product with 2 layers, Model B a total of 82 consists of the coloumn and beams and retrofit by using SIKA Wrap 231 C Product with 2 layers

Keywords: Reinforced Concrete, Beam, Column, Structure system, FRP Retrofit, Evaluation.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran 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 “Evaluasi dan Retrofit Menggunakan *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) pada struktur bangunan Ruko terhadap Respons Spektrum Gempa di kota Medan” 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 Tondi Amirsyah Putera ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Josef Hadipramana selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zurkarnain selaku Dosen Pembimbing I Sekaligus Ketua Prodi Sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing II sekaligus Wakil Dekan I yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Al Fansury Siregar ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Hadi Suwito, dan Elviani, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Kepada Pacar penulis Afrahul Muslihani SE, yang telah setia membantu, dan memberi semangat selama proses pembuatan Tugas Akhir ini.
10. Sahabat-sahabat penulis: Mardiana, Rahmad Hariadi, Rigo Ikhwansyah, Andi Syaputera, Syahputra Batu-bara, M Yusra Ardian, M Yudistira, Dicky Hadinata Sidabutar.

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, 13 Maret 2019

Dicky Hadi Winata

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xx
DAFTAR NOTASI	xxii
DAFTAR SINGKATAN	xxv
DAFTAR SATUAN	xxvi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan masalah	2
1.3. Tujuan	3
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Manfaat Tugas Akhir	3
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	5
2.2. Fiber Reinforced Polymer (FRP)	5
2.3. Beton dan Beton Bertulang	6
2.3.1. Material	6
2.3.2. Kompatibilitas Antara Beton dan Baja	7
2.3.3. Karakteristik Beton	8
2.3.3.1. Kuat Tekan	8
2.3.3.2. Kuat Tarik	9
2.3.3.3. Kuat Geser	10

2.3.3.4.	Susut	10
2.3.3.5.	Baja Tulangan	10
2.4.	Struktur Balok Beton Bertulang	11
2.4.1.	Metode Desain Balok	11
2.4.2.	Perbandingan Tulangan Balok	11
2.4.2.1.	Perbandingan Tulangan Seimbang (<i>Balanced Reinforced</i>)	12
2.4.2.2.	Balok Over Reinforced	15
2.4.2.3.	Balok Under Reinforced	12
2.4.3.	Penurunan Rumus Balok	13
2.4.4.	Penurunan Rumus Kolom	14
2.4.5.	Persentase Maksimum dan Minimum Baja	15
2.5.	Geser Pada Balok Beton Bertulang	16
2.5.1.	Retak Geser dari Balok Beton Bertulang	16
2.5.2.	Tulangan Geser atau Sengkang	17
2.5.3.	Kekuatan Geser Beton Bertulang	17
2.6.	Penggunaan Fiber Reinforced Polymer	18
2.6.1.	Serat (<i>Fiber</i>)	19
2.6.2.	Faktor – faktor yang Mempengaruhi Kekuatan Komposit FRP	20
2.6.2.1.	Arah serat Fiber	20
2.6.2.2.	Jumlah Serat Fiber	20
2.6.3.	Kapasitas Geser Balok Beton Bertulang yang diperkuat Dengan FRP	20
2.7.	Teori Ruko (Rumah Toko)	22
2.8.	Kondisi Tektonik di Sumatera	23
2.9.	Teori Gempa	24
2.9.1.	Mekanisme Gempa	25
2.10.	Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	26
2.10.1.	Gempa Rencana	26
2.10.2.	Arah Pembebanan Gempa	26
2.10.3.	Respon Gedung Beton Bertulang Akibat Gempa	27

2.10.4.	Evaluasi Kinerja Gedung Terhadap Gempa	28
2.10.5.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	28
2.10.6.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	29
2.10.7.	Peta Gempa Wilayah Gempa	29
2.10.8.	Klasifikasi Situs	30
2.10.9.	Percepatan Tanah Puncak	31
2.10.10.	Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	32
2.11.	Struktur Beton Bertulang	32
2.12.	Analisis Respon Dinamik	33
2.13.	Simpangan Antar Lantai	34
2.13.1.	Torsi dan Eksentrisitas	35
2.14.	Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	36
2.15.	Respon Spektrum	36
2.15.1.	Kategori Desain Seismik	40
2.15.2.	Struktur Penahan Beban Gempa	41
2.15.3.	Perioda Alami Struktur	43
2.15.4.	Gaya Geser Dasar Seismik	44
2.16.	Syarat – Syarat SRPM	45
2.16.1.	Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	46
2.16.2.	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	46
2.16.3.	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	47
2.17.	Standar Nasional Indonesia (SNI)	47
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1.	Umum	48
3.2.	Faktor Respon Gempa (C)	49
3.3.	Pemodelan Struktur Meneliti di Lapangan	54
3.3.1.	Data Perencanaan Struktur	54
3.3.2.	Konfigurasi Bangunan	55
3.3.3.	Faktor Reduksi Gempa	56

3.3.4.	Faktor Keamanan Struktur (I)	56
3.3.5.	Properties Desain Struktur	56
3.3.5.1.	Tebal Plat Lantai	56
3.3.5.2.	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	57
3.3.5.3.	Beban Hidup (<i>Life Load</i>)	57
3.4.	Model 1 Ruko A di Lapangan	58
3.4.1.	Dimensi Balok dan Kolom	49
3.4.2.	Analisis ResponSpektrum	60
3.4.3.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	61
3.4.4.	Penentuan Faktor Respon Gempa(C)	62
3.5.	Model 2 Ruko B di Lapangan	63
3.5.1.	Dimensi Balok dan Kolom	64
3.5.2.	Analisis ResponSpektrum	64
3.5.3.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	66
3.5.4.	Penentuan Faktor Respon Gempa(C)	67
3.6.	Model 3 Ruko C di Lapangan	67
3.6.1.	Dimensi Balok dan Kolom	69
3.6.2.	Analisis ResponSpektrum	69
3.6.3.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	71
3.6.4.	Penentuan Faktor Respon Gempa(C)	71
3.7.	Penggunaan Fiber Reinforced Polymer	72
3.7.1.	Klasifikasi CFRP yang di Gunakan Untuk Perkuatan Geser	73
3.7.2.	Klasifikasi CFRP yang di Gunakan Untuk Perkuatan Lentur	73
 BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1.	Umum	74
4.2.	Hasil Analisis Struktur Ruko A di Lapangan	74
4.2.1.	Gaya Geser	74
4.2.2.	Koreksi Faktor Redundansi	76
4.2.3.	Beban Kombinasi	77
4.2.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	77

4.2.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	78
4.2.6.	Nilai Simpangan	80
4.2.7.	Pengaruh Efek P-Delta	82
4.3.	Hasil Analisis Struktur Ruko B di Lapangan	82
4.3.1.	Gaya Geser	82
4.3.2.	Koreksi Faktor Redundansi	84
4.3.3.	Beban Kombinasi	85
4.3.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	86
4.3.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	87
4.3.6.	Nilai Simpangan	88
4.3.7.	Pengaruh Efek P-Delta	91
4.4.	Hasil Analisis Struktur Ruko C di Lapangan	92
4.4.1.	Gaya Geser	92
4.4.2.	Koreksi Faktor Redundansi	93
4.4.3.	Beban Kombinasi	94
4.4.4.	Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai	95
4.4.5.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	96
4.4.6.	Nilai Simpangan	97
4.4.7.	Pengaruh Efek P-Delta	99
4.5.	Cek Penampang Ruko A	100
4.5.1.	Cek Penampang Kolom Lantai 1 Ruko A	100
4.5.1.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 1 Ruko A	101
4.5.2.	Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko A	103
4.5.2.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 2 Ruko A	103
4.5.3.	Cek Penampang Kolom Lantai 3 Ruko A	105
4.5.3.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 3 Ruko A	105
4.5.4.	Cek Penampang Balok Lantai 3 Ruko A	107
4.5.4.1.	Penambahan CFRP Untuk Balok Lantai 3 Ruko A	107

4.6.	Cek Penampang Ruko B	109
4.6.1.	Cek Penampang Kolom Lantai 1 Elevasi Rendah Ruko B	109
4.6.1.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 1 Elevasi Rendah Ruko B	110
4.6.2.	Cek Penampang Kolom Lantai 1 Elevasi Tinggi Ruko B	112
4.6.2.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 1 Elevasi Tinggi Ruko B	112
4.6.3.	Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko B	114
4.6.3.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 3 Ruko B	114
4.7.	Cek Penampang Ruko C	116
4.7.1.	Cek Penampang Kolom Lantai 1 Ruko C	116
4.7.1.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 1 Ruko C	117
4.7.2.	Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko C	119
4.7.2.1.	Penambahan CFRP Untuk Kolom Lantai 2 Ruko C	119
4.7.3.	Cek Penampang Balok Lantai 1 Ruko C	121
4.7.3.1.	Penambahan CFRP Untuk Balok Lantai 1 Ruko C	122
4.7.4.	Cek Penampang Balok Lantai 2 Ruko C	124
4.7.4.1.	Penambahan CFRP Untuk Balok Lantai 2 Ruko C	125
 BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1.	Kesimpulan	128
5.2.	Saran	129
DAFTAR PUSTAKA		130
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan Kuat Tekan Dengan Umur Beton	8
Tabel 2.2	Karakteristik Fiber	19
Tabel 2.3	Karakter segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera (Natawidjaja dan Triyoso, 2007)	23
Tabel 2.4	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	30
Tabel 2.5	Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.6	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.7	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.8	Simpangan antarlantai izin berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.9	Koefisien Perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.10	Koefisien Perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.11	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada Perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.12	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada Perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.13	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	41
Tabel 2.14	Nilai parameter Perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	44
Tabel 2.15	Koefisien untuk batas atas pada Perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	44
Tabel 3.1	Respon Spektrum SNI 1726:2012 Daerah, Kota Medan dengan jenis tanah Lunak	51
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	56

Tabel 3.3	Berat material konstruksi berdasarkan PPIUG 1983	57
Tabel 3.4	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013	58
Tabel 3.5	Ukuran Penampang pada Model 1 (Ruko A di Jalan Tuasan Medan Tembung)	59
Tabel 3.6	Data Periode output program ETABS Model 1 (Ruko A di Jalan Tuasan Medan Tembung)	60
Tabel 3.7	Hasil selisih persentase nilai Periode Model 1 di Lapangan	61
Tabel 3.8	Pengecekan Periode berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI1726:2012	62
Tabel 3.9	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs yang digunakan Model 1	62
Tabel 3.10	Ukuran Penampang pada Model 2 di lapangan	64
Tabel 3.11	Data Periode output program ETABS Model 2 di lapangan	65
Tabel 3.12	Hasil selisih persentase nilai Periode Model 2 di lapangan	65
Tabel 3.13	Pengecekan Periode berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 di lapangan berdasarkan SNI1726:2012	66
Tabel 3.14	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs yang digunakan Model 2	67
Tabel 3.15	Ukuran Penampang pada Model 3 di lapangan	69
Tabel 3.16	Data Periode output program ETABS Model 3 di lapangan	69
Tabel 3.17	Hasil selisih persentase nilai Periode Model 3 di lapangan	70
Tabel 3.18	Pengecekan Periode berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 3 berdasarkan SNI1726:2012	71
Tabel 3.19	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs yang digunakan Model 3 di lapangan	72
Tabel 3.20	Klasifikasi Data Sika Wrap 231 C	73
Tabel 3.21	Klasifikasi Data Sika Plat Carbodur S 1012	73

Tabel 4.1	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spectrum	74
Tabel 4.2	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing–masing arah Model 1	76
Tabel 4.3	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>baseshear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1 dilapangan terhadap gempa x	76
Tabel 4.4	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1 dilapangan terhadap gempa y	76
Tabel 4.5	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{DS} = 0,5867$	77
Tabel 4.6	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa x	78
Tabel 4.7	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa y	79
Tabel 4.8	Nilai simpangan gedung Model 1 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	80
Tabel 4.9	Nilai simpangan gedung Model 1 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	81
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1 di Lapangan	82
Tabel 4.11	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1 di Lapangan	82
Tabel 4.12	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum	83
Tabel 4.13	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing–masing arah Model 2 di lapangan	84
Tabel 4.14	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2 di lapangan terhadap gempa x	84
Tabel 4.15	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2 di lapangan terhadap gempa y	85

Tabel 4.16	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{DS} = 0,5867$	85
Tabel 4.17	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa x	87
Tabel 4.18	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa y	88
Tabel 4.19	Nilai simpangan gedung Model 2 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	89
Tabel 4.20	Nilai simpangan gedung Model 2 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	90
Tabel 4.21	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2 di Lapangan	91
Tabel 4.22	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2 di Lapangan	91
Tabel 4.23	Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respon spektrum	92
Tabel 4.24	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing–masing arah Model 3 di lapangan	93
Tabel 4.25	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3 di lapangan terhadap gempa x	94
Tabel 4.26	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3 di lapangan terhadap gempa y	94
Tabel 4.27	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $S_{DI} = 1$ dan $S_{DS} = 0,5867$	95
Tabel 4.28	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa x	96
Tabel 4.29	Gaya geser hasil <i>output</i> analisis respon spektrum gempa y	97
Tabel 4.30	Nilai simpangan gedung Model 3 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	98
Tabel 4.31	Nilai simpangan gedung Model 3 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012	98

Tabel 4.32	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3 di Lapangan	100
Tabel 4.33	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3 di Lapangan	100
Tabel 4.34	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko A	100
Tabel 4.35	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko A	103
Tabel 4.36	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 3 Ruko A	105
Tabel 4.37	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 3 Ruko A	107
Tabel 4.38	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko B Elevasi Rendah	110
Tabel 4.39	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko B Elevasi Tinggi	112
Tabel 4.40	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko B	114
Tabel 4.41	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko C	116
Tabel 4.42	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko C	119
Tabel 4.43	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 1 Ruko C	121
Tabel 4.44	Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 2 Ruko C	124

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Kedudukan batang-batang tulangan dalam Balok beton bertulang	7
Gambar 2.2	Kurva tegangan-regangan umum beton	9
Gambar 2.3	Bentuk distribusi tegangan	13
Gambar 2.4	Retak geser dan lentur pada Balok	17
Gambar 2.5	Diagram tegangan regangan penampang beton bertulang dengan perkuatan FRP	18
Gambar 2.6	Peta sejarah gempa maksimum, laju pergeseran per tahun dan panjang segmen sesar dikawasan Sumatera	24
Gambar 2.7	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan divergen; b) pertemuan konvergen; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2015)	25
Gambar 2.8	S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017)	30
Gambar 2.9	S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017)	30
Gambar 2.10	Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan Perioda	37
Gambar 2.11	Respon spektrum desain	40
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	48
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak	53
Gambar 3.3	Denah struktur beton Model 1 ruko A di lapangan	58
Gambar 3.4	Tampak Samping Bangunan Arah X dan Y Model 1 di lapangan	59
Gambar 3.5	Tampak 3D Struktur Bangunan Beton Model 1 di lapangan	59
Gambar 3.6	Denah struktur beton Model 2 ruko B di lapangan	63

Gambar 3.7	Tampak samping bangunan arah X dan Y Model 2 di lapangan	63
Gambar 3.8	Tampak 3D struktur bangunan beton Model 2 di lapangan	64
Gambar 3.9	Denah struktur beton Model 3 ruko C di lapangan	68
Gambar 3.10	Tampak samping bangunan arah X dan Y Model 3 di lapangan	68
Gambar 3.11	Tampak 3D struktur bangunan beton Model 3 di lapangan	68
Gambar 4.1	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x	79
Gambar 4.2	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y	79
Gambar 4.3	Diagram nilai simpangan lintaisumbu x	80
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan respon spektrum arah y	81
Gambar 4.5	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x	87
Gambar 4.6	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y	88
Gambar 4.7	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x	89
Gambar 4.8	Perbandingan simpangan respon spektrum	90
Gambar 4.9	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu x	96
Gambar 4.10	Diagram gaya geser respon spektrum sumbu y	97
Gambar 4.11	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x	98
Gambar 4.12	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y	99

DAFTAR NOTASI

A_{fv}	=	Area untuk lekatan CFRP
A_s	=	Luas Penampang Tulangan
a	=	Tinggi Distribusi Tegangan Persegi
b	=	Lebar Balok
C_d	=	Faktor kuat lebih system
CE	=	Faktor Pengurangan Lingkungan
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
d	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap Tulangan
dfv	=	Jarak Serat Tekan terluar terhadap FRP
E	=	Modulus elastisitas
E_f	=	Modulus elastisitas FRP
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien Perioda pendek
F_c'	=	Kuat Tekan Beton
F_v	=	Koefisien Perioda 1,0 detik
F_y	=	Kuat Leleh Baja
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
f_{fe}	=	Tegangan tarik efektif FRP
f_{fu}^*	=	Kuat Tarik FRP
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I	=	Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
k_1	=	Faktor kuat tekan Beton untuk FRP

k_2	=	Faktor Pemasangan FRP
k_v	=	Koefisien Reduksi lekatan FRP
l	=	Panjang Kolom/Balok
l_e	=	Panjang lekatan aktif
LL	=	Beban hidup
M_{column}	=	Momen kapasitas 2 Kolom yang bertemu di <i>joint</i>
M_{beam}	=	Momen kapasitas 2 Balok yang menumpu di Kolom
M_c	=	Momen puncak
M_n	=	Momen Nominal
M_u	=	Momen Ultimit
M_y	=	Momen leleh
n	=	Jumlah lekatan untuk FRP
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V , yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S_f	=	Lebar <i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> (CFRP)
S_s	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_l	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk Periode pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk Periode 1,0 detik
T_f	=	Ketebalan FRP

$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah Periode bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas Periode bangunan
V_f	=	Kapasitas geser FRP
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
W_f	=	Lebar Properti FRP
ϵ	=	Total tegangan yang terjadi
ϵ_y	=	Tegangan pada saat leleh
ϵ_{fe}	=	Regangan tarik efektif FRP
ϵ_{fu}^*	=	Regangan pada saat leleh
ϕ	=	Faktor Reduksi kekuatan
θ_y	=	Rotasi pada saat leleh
θ_p	=	Koefisien rotasi plastis
θ_{pc}	=	Koefisien rotasi <i>post-capping</i>
θ_u	=	Rotasi pada batas ultimit
ϕ_y	=	Lengkungan pada saat leleh
θ_y	=	Rotasi pada batas leleh
ϕ_m	=	Lengkungan maksimum yang akan timbul
μ_p	=	Lendutan pada titik plastis
μ_y	=	Lendutan pada titik leleh
ΔV_u	=	Delta Geser Ultimit
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
ρ	=	Faktor redudansi
Ψ_f	=	Faktor reduksi tambahan

DAFTAR SINGKATAN

ACI	= <i>American Concrete Institute</i>
CFRP	= <i>Carbon Fibre Reinforced Polymer</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
FRP	= <i>Fibre Reinforced Polymer</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

DAFTAR SATUAN

Konversi Area		Konversi Panjang		Konversi Momen	
1	m^2	1	m	1	kg.m
10000	cm^2	0,001	km	1000	kg.cm
1,00E+06	mm^2	100	cm	3,2808	kg.ft
1550,387	sq in	1000	mm	39,37	kg.in
10,764	sq ft	39,370	in	1,00E-03	t.m
1,196	sq yd	3,280	ft	0,1	t.cm
Konversi Volume		1,093	yd	1	t.mm
1,00E+06	m^3	Konversi Berat		1,09E-03	t.yd
1,00E+09	cm^3	1	Kg	3,28E-03	t.ft
61023,842	mm^3	9,806	N	3,94E-02	t.in
35,314	cu in	9,81E-03	kN	9,8066	N.m
1,3079	cu ft	9,81E-06	MN	980,665	N.cm
264,2	cu yd	1,00E-03	t	9806,65	N.mm
Konversi Tekanan		0,9806	dyN	32,174	N.ft
1	kg/m^2	2,203	lb	386,088	N.in
1,00E-04	kg/cm^2	2,20E-03	kip	9,81E-03	kN.m
1,00E-06	kg/mm^2	1,00E-03	mton	0,9806	kN.cm
9,8066	Pa	Konversi Sudut		9,8066	kN.mm
9,81E-03	Kpa	1	deg	1,07E-02	kN.yd
9,81E-06	Mpa	1,111111	grad	3,22E-02	kN.ft
1,00E-03	t/m^2	1,75E-02	rad	0,386	kN.in
1,00E-07	t/cm^2				
1,00E-09	t/mm^2				

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Perkembangan Pembangunan bidang infrastruktur di kota Medan dalam beberapa tahun belakangan hingga kedepannya menjadi program skala prioritas seperti akses jalan, hotel, mall, super blok dan lain sebagainya. Hal ini menyebabkan kawasan disekitarnya menjadi kawasan yang strategis ekonomi dan bisnis hingga berdirilas bangunan-bangunan disekitarnya seperti rumah toko (Ruko), akan tetapi tidak semua bangunan memenuhi standart dalam pembangunannya terlebih tidak direncanakan tenaga ahli.

Beton bertulang merupakan material yang umum digunakan dalam dunia konstruksi. Beton bertulang terdiri dari campuran beton yang di kombinasikan dengan tulangan baja, dimana dalam hal ini beton yang memiliki kuat tekan tinggi berfungsi untuk menahan gaya tekan sedangkan tulangan baja berfungsi menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki oleh beton.

Balok dan Kolom sebagai salah satu komponen struktur yang sering menggunakan beton bertulang sebagai material penyusunnya, terkadang dalam membuat desainnya masih sering kali terjadi kesalahan, sehingga hal ini dapat menyebabkan kerusakan pada balok maupun kolom, dan pada akhirnya menjadi kerusakan struktur secara keseluruhan. Selain kesalahan dalam mendesain, kerusakan pada balok dan kolom juga dapat terjadi karena kesalahan saat proses mendesain, kerusakan juga dapat terjadi karena kesalahan saat proses pengerjaannya, perawatan awal yang tidak tepat, penggunaan fungsi struktur yang tidak sesuai rencana, ataupun faktor-faktor alam (Djamaluddin, 2016).

Salah satu kerusakan yang dapat terjadi pada balok dan kolom adalah gagal geser. Kerusakan suatu balok maupun kolom akibat gagal geser ditunjukkan dengan munculnya retak diagonal pada daerah tumpuan atau bidang geser, dan apabila tidak segera diatasi sangat mungkin berlanjut pada keruntuhan struktur (Kati, 2016). Keruntuhan struktur dalam kondisi seperti ini sangat berbahaya

karena dapat terjadi secara tiba-tiba dengan peringatan kecil atau bahkan tanpa peringatan sebelumnya.

Kebanyakan struktur yang rusak akan langsung dibongkar tanpa mempertimbangkan adanya kemungkinan perbaikan atau perkuatan. Padahal pada tingkat kerusakan tertentu, pada perinsipnya suatu elemen struktur beton bertulang dapat diperkuat atau diperbaiki. Saat ini telah berkembang berbagai metode perbaikan dan perkuatan struktur, salah satunya adalah menggunakan lembaran FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). Secara umum bahan serat yang digunakan pada FRP ada 3 jenis, yaitu serat karbon (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), serat gelas (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), dan serat aramid (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*). Sistem perkuatan FRP pada balok atau kolom dilakukan dengan cara menempelkannya pada permukaan balok atau kolom dengan menggunakan *epoxy*. FRP merupakan material yang sangat menjanjikan untuk perkuatan struktur beton bertulang. Material ini merupakan pilihan yang sangat baik untuk digunakan sebagai perkuatan eksternal karena merupakan bahan yang ringan, tahan terhadap korosi, memiliki kekuatan yang tinggi, dan dapat dibentuk sesuai dengan bentuk permukaan yang akan dipasang lembaran FRP. Selain itu, FRP juga mudah diaplikasikan pada beton bertulang dan terbukti ekonomis sebagai material yang digunakan untuk perbaikan struktur dan meningkatkan ketahanan struktur (Kati, 2016).

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada latar belakang diatas, maka timbul permasalahan sebagai berikut:

1. Bagaimana perhitungan perencanaan gedung dengan persyaratan yang berlaku ?
2. Bagaimana pengaruh perencanaan dengan SNI 1726-2012 dan Peta gempa 2017 terhadap bangunan gedung di kota Medan ?
3. Bagaimana menerapkan *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) pada bangunan gedung agar lebih tahan gempa dan bandingkan kekuatannya setelah retrofit ?

1.3. Tujuan

Berdasarkan perumusan masalah diatas, maka tujuan yang akan dicapai pada tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mendapatkan perencanaan gedung sesuai dengan persyaratan yang berlaku.
2. Untuk mengetahui pengaruh Peta Gempa 2017 terhadap bangunan rumah toko dikota medan.
3. Untuk mendapatkan penerapan perkuatan tahan gempa dan membandingkan kekuatan pada struktur rencana dan setelah menggunakan *Fiber Reinforced Polymer* (FRP).

1.4. Batasan masalah

Batasan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini antara lain:

1. Bangunan yang dianalisis adalah bangunan yang pada masa konstruksi dengan bangunan 3 lantai yang terdiri dari material beton bertulang yang mengacu pada SNI 2847:2013.
2. Standar pembebanan Gempa yang digunakan berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan non Gedung SNI 1726:2012, dan Peta Gempa 2017.
3. Beban Minimum untuk Perencanaan Gedung dan Struktur lain 2013, SNI-1727-2013.
4. Perkuatan Struktur Menggunakan *Fiber Reinforced Polymer* (FRP).
5. Pada Tugas akhir ini hanya membahas aspek struktural dan tidak memasukkan analisis segi biaya dan waktu.

1.5. Manfaat Tugas Akhir

Dalam penyusunan Tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun Tugas akhir. Dan dari penyusunan Tugas akhir ini manfaat yang dapat diambil:

1. Mahasiswa dapat menganalisis struktur gedung yang memenuhi standart keamanan.

2. Mahasiswa mampu mengaplikasikan keseluruhan ilmu yang telah dipelajari pada pembuatan skripsi ini ke lapangan.
3. Menambah pengetahuan kepada pembaca agar lebih memahami tentang perkuatan struktur.

1.6. Sistematika Penulisan

Untuk memberikan gambaran umum, maka penulisan tugas akhir ini dibagi dalam 5 (lima) Bab. Pembagian ini dimaksudkan untuk mempermudah, dimana uraian yang dibuat dalam penulisan ini dapat dengan mudah dimengerti. Pembagian yang dimaksud dilakukan sebagai berikut:

1. BAB 1 PENDAHULUAN

Pada bab ini menunjukkan pembahasan tentang latar belakang masalah sehingga dapat dilakukan analisis, dan perumusan masalah, tujuan, batasan masalah, dan manfaat tugas akhir ini serta dapat dikemukakan tentang sistematika pembahasannya.

2. BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang teori yang berhubungan dengan tugas akhir ini agar dapat memberikan gambar pada permodelan dan metode analisis yang akan digunakan.

3. BAB III METODOLOGI STUDI LITERATUR

Bab ini menguraikan tentang metode yang akan digunakan pada tugas akhir ini serta mendeskripsikannya terhadap bangunan Ruko yang akan dianalisis.

4. BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Menganalisa perencanaan pengembangan dari segala aspek, baik dari segi kekuatan maupun dari segi ketahanan struktur sebelum atau sesudah retrofit.

5. BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan dari analisa yang dilakukan dan saran-saran dari penulis.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pada bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti struktur Beton bertulang, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam tugas akhir ini.

2.2. Fiber Reinforced Polymer (FRP)

Fiber Reinforced Polymer (FRP) merupakan bahan yang ringan, kuat, anti magnetik dan tahan terhadap korosi. Bahan ini dapat digunakan sebagai pilihan untuk menggantikan material Baja sebagai tulangan pada konstruksi Beton bertulang atau sebagai material untuk perkuatan elemen struktur Beton bertulang yang mengalami perubahan pembebanan ataupun untuk perbaikan elemen struktur yang telah rusak (Kati, 2016).

Metode perkuatan dan perbaikan struktur Beton bertulang seperti ini lebih efisien dibandingkan dengan penggunaan plat Baja eksternal yang bisa berkarat. Fungsi perkuatan dengan sistem komposit FRP adalah untuk meningkatkan kekuatan atau memberikan peningkatan kapasitas lentur, geser aksial, dan daktilitas atau kombinasi diantaranya. Penggunaan FRP sebagai bahan untuk perkuatan dan perbaikan Beton bertulang semakin populer mengingat banyaknya keuntungan yang dapat diperoleh seperti bobot unit yang kecil, mudah diaplikasikan pada berbagai bentuk permukaan, biaya instalasi dan pemeliharaan yang relatif rendah. Kekurangan yang paling prinsip dalam penggunaan FRP sebagai sistem perkuatan dan perbaikan adalah harga material yang relatif mahal.

FRP dapat digunakan untuk meningkatkan kapasitas lentur dan geser Balok Beton bertulang, lentur plat, desak, geser, dan lentur kolom. FRP dalam bentuk lembaran, plat, atau batangan dapat dipasang pada permukaan Balok atau plat

yang mengalami peregangan sebagai perkuatan lentur. Sebagai perkuatan geser Balok, lembaran FRP dapat direkatkan pada sisi Balok. Penggunaan pada kolom, pelapisan lembaran FRP dapat ditempatkan pada bagian luar kolom untuk meningkatkan daktilitas dan kekuatan.

FRP merupakan suatu material yang digunakan dalam konstruksi sipil. Bahan ini menggabungkan polimer resin, filler dan fiber. Resin yang digunakan adalah *polyester*, *vinylester* atau *epoxy* dan *filler* yang digunakan adalah *kaolin clay*, *calcium carbonate* dan *alumina*. Sedangkan *fiber* terdiri dari beberapa jenis seperti *glass*, *carbon*, dan *aramide*.

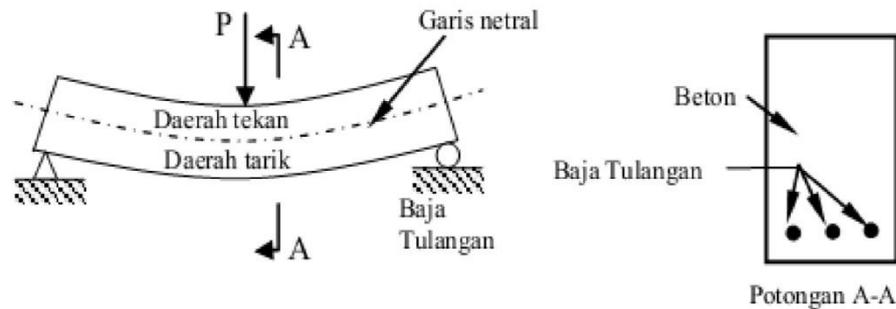
2.3. Beton dan Beton Bertulang

2.3.1. Material

Beton adalah suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah, atau agregat-agregat lain yang dicampurkan menjadi satu dengan suatu pasta yang terbuat dari semen dan air membentuk suatu massa mirip batuan. Terkadang, terdapat bahan aditif yang ditambahkan untuk menghasilkan Beton dengan karakteristik tertentu, seperti kemudahan pengerjaan (*workability*), durabilitas, dan waktu pengerjaan (Kati, 2016).

Seperti halnya pada material mirip batuan lainnya, Beton memiliki kuat tekan yang tinggi dan kuat tarik yang sangat rendah. Agar bisa digunakan dengan baik dalam suatu struktur, Beton harus di kombinasikan dengan bahan yang memiliki kuat tarik bagus seperti Baja tulangan, sehingga jadilah suatu bahan struktur yang disebut dengan Beton bertulang. Dengan kata lain, Beton bertulang adalah suatu kombinasi antara Beton dan Baja, dimana tulangan Baja berfungsi untuk menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki Beton.

Gambar 2.1 memperlihatkan kekuatan Balok yang secara nyata dapat ditingkatkan dengan menambahkan Baja tulangan di daerah tarik pada struktur Beton Bertulang.



Gambar 2.1: Kedudukan Batang-batang tulangan dalam Balok Beton bertulang.

Selain untuk meningkatkan kuat tarik pada Balok, Baja tulangan yang mampu menerima tekan dan tarik juga dimanfaatkan untuk menyediakan sebagian dari daya dukung kolom Beton dan kadang-kadang di dalam daerah tekan Balok.

2.3.2. Kompatibilitas Antara Beton dan Baja

Beton dan tulangan Baja bekerja sama dengan baik dalam struktur Beton bertulang. Kelebihan masing-masing material tampaknya saling menutupi kelemahannya masing-masing. Sebagai contoh, kelemahan utama Beton adalah kuat tariknya yang rendah, tetapi kuat tarik adalah kelebihan utama pada Baja. Tulangan Baja memiliki kuat tarik hampir 100 kali lebih besar daripada kuat tarik Beton biasa (Djamaluddin, 2016).

Kedua bahan tersebut saling berikatan dengan sangat baik sehingga tidak terjadi gelincir antara keduanya, dan oleh karenanya dapat bekerja sama sebagai suatu kesatuan dalam menahan gaya-gaya yang terjadi. Ikatan yang baik ini dapat terjadi karena adhesi kimia yang baik antara kedua bahan, kekasaran alami yang dimiliki tulangan, dan ulir berjarak dekat yang ada pada permukaan tulangan.

Tulangan Baja rawan terhadap karat, tetapi Beton yang membungkusnya memberikan perlindungan yang bagus terhadap karat. Kekuatan dari Baja yang akan menurun drastis apabila terkena suhu tinggi dapat terlindungi oleh Beton yang membungkusnya karena Beton memiliki ketahanan yang baik terhadap suhu tinggi. Terakhir, Beton dan tulangan tetap bekerja sama dengan baik terhadap perubahan temperatur karena koefisien muai-termal Beton dan Baja yang hampir

sama. Untuk Beton koefisiennya berkisar antara 0,000004 sampai 0,000007 per satuan panjang per derajat Fahrenheit, sedangkan koefisien Baja 0,0000065.

2.3.3. Karakteristik Beton

2.3.3.1. Kuat Tekan

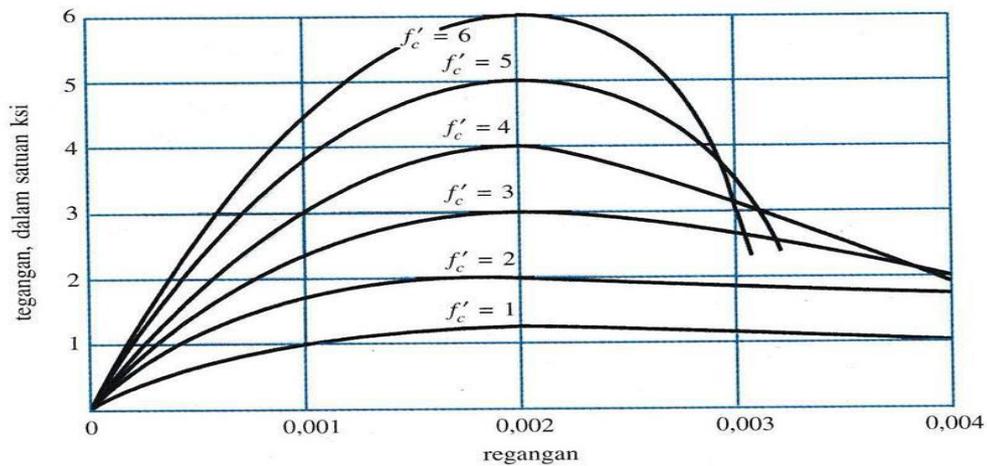
Kuat tekan Beton tergantung pada tipe campuran, waktu, dan kualitas perawatan. Kuat tekan ($f'c$) diperoleh berdasarkan hasil uji tekan di laboratorium terhadap benda uji silinder atau kubus pada saat Beton berumur 28 hari. Selama periode 28 hari, benda uji Beton direndam dalam air atau ditempatkan didalam ruangan dengan suhu tetap dan kelembapan 100%. Hasil pengujian benda uji akan dianggap memuaskan jika kuat tekan semua benda uji dari tiga tes kekuatan bernilai sama atau melebihi nilai $f'c$ yang direncanakan. Pada dasarnya nilai $f'c$ desain bukanlah nilai rata-rata dari benda uji yang di tes, tetapi haruslah diambil dari kuat tekan benda uji dengan nilai minimum.

Kekuatan tekan Beton akan bertambah dengan naiknya umur Beton. Kuat tekan Beton akan meningkat secara cepat sampai umur 28 hari, dan setelah itu kenaikannya akan kecil seperti yang di tunjukkan pada Tabel 2.1. sebagai berikut:

Tabel 2.1: Hubungan Kuat Tekan Dengan Umur Beton (Teknologi Beton, hal 190).

$f'c$ 28 hari (MPa)	Kuat Tekan Beton (MPa) Pada umur				
	7 hari	2 bulan	3 bulan	6 bulan	1 tahun
20	13,5	22	23	24	25
25	16,5	27,5	29	30	31
30	20	33	35	36	37
40	28	44	45,5	47,5	50
50	36	54	55,5	57,5	60

Hubungan antara tegangan dan regangan yang terjadi pada saat uji kuat tekan Beton terhadap sejumlah silinder uji standar berumur 28 hari yang kekuatannya beragam dapat ditunjukkan oleh kurva tegangan-regangan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Kurva tegangan-regangan umum Beton.

Dari kurva pada Gambar 2.2 diperoleh beberapa hal penting, yaitu:

- Perilaku tegangan dan regangan masih bersifat linear ketika beban ditingkatkan dari nol sampai kira-kira 12/kekuatan maksimum Beton.
- Di atas kurva ini perilaku Beton nya menjadi nonlinear.
- Berapa pun besar kekuatan Betonnya, semua Beton akan mencapai kekuatan puncaknya pada regangan sekitar 0,002 dan Beton akan mengalami kegagalan pada regangan sekitar 0,003 sampai 0,004.
- Beton dengan kekuatan yang lebih rendah bersifat lebih daktile daripada Beton berkekuatan tinggi yang artinya Beton-Beton yang lebih lemah akan mengalami regangan yang lebih besar sebelum mengalami kegagalan.

2.3.3.2. Kuat Tarik

Kekuatan tarik Beton relatif rendah sehingga dalam perencanaan Balok Beton bertulang, kuat tarik Beton dapat diabaikan. Nilai kuat tarik Beton bervariasi antara 8 % sampai 15 % dari nilai kuat tekannya. Alasan utama dari kuat tarik yang kecil ini adalah kenyataan bahwa Beton dipenuhi oleh retak-retak halus. Kuat tarik Beton tidak berbanding lurus dengan kuat tekan ultimitnya, meskipun demikian kuat tarik ini diperkirakan berbanding lurus terhadap akar kuadrat dari f'_c (Djamaluddin, 2016).

Ada dua cara yang biasa digunakan untuk menentukan besarnya nilai kuat tarik Beton, yaitu modulus keruntuhan (*modulus of rupture*) dan uji pembelahan

silinder. Berdasarkan sejumlah pengujian sebelumnya, diperoleh nilai modulus keruntuhan f_r sama dengan $0,7 \sqrt{f'_c}$ dimana f'_c dalam satuan MPa. Sedangkan pada uji pembelahan-silinder, sebuah silinder ditempatkan pada posisinya di mesin penguji kemudian suatu beban tekan diterapkan secara merata di seluruh bagian panjang dari silinder dimana tumpuan untuk seluruh bagian panjang dari silinder diletakkan pada bagian dasarnya. Silinder akan terbelah dari ujung ke ujung ketika kuat tariknya tercapai.

2.3.3.3. Kekuatan Geser

Kekuatan geser lebih sulit ditentukan secara eksperimental daripada tes-tes yang telah disebutkan sebelumnya karena adanya kesulitan dalam memisahkan tegangan geser dari tegangan-tegangan lainnya. Hal ini merupakan salah satu penyebab dari variasi yang besar pada harga-harga kekuatan geser yang dilaporkan dalam buku-buku, yang berkisar antara 13% sampai 45% dari kuat tekan maksimumnya.

2.3.3.4. Susut

Ketika campuran Beton dibuat, terkadang dilakukan penambahan air yang berlebihan agar campuran menjadi *workable* dan dapat mengalir dengan baik (*fluid*) untuk mengisi setiap bagian cetakannya. Setelah Beton selesai dirawat dan mulai mengering, kelebihan campuran air ini akan mulai menguap dan sebagai akibatnya Beton akan menjadi susut dan retak. Retak yang dihasilkan ini akan mengurangi kekuatan geser Beton dan dapat mengakibatkan tulangan terkena udara luar sehingga tulangan bisa berkarat. Untuk mengurangi susut pada Beton bertulang, disarankan untuk: (1) mengusahakan agar jumlah air dalam campuran Beton seminimal mungkin, (2) melakukan perawatan Beton dengan baik, dan (3) menggunakan agregat dengan kerapatan yang tepat dan tidak berpori-pori.

2.3.3.5. Baja Tulangan

Tulangan yang digunakan pada struktur Beton terdapat dalam bentuk batang atau anyaman kawat yang dilas (*welded wire fabric*). Dalam penelitian ini,

tulangan yang digunakan adalah yang berbentuk batang. Batang tulangan mengacu pada tulangan polos (*plain bar*) atau tulangan ulir (*deformed bar*). Tulangan ulir merupakan Baja tulangan yang diberi ulir melalui proses rol pada permukaannya untuk mendapatkan ikatan yang lebih baik antara Beton dan tulangannya.

2.4. Struktur Balok Beton Berulang

Balok adalah elemen lentur dan merupakan elemen yang penting dalam konstruksi. Balok mempunyai karakteristik internal yang lebih rumit dalam memikul beban dibandingkan dengan jenis elemen struktur lainnya. Balok Beton bertulang akan melendut pada saat beban bekerja. Lendutan pada Balok terjadi akibat regangan deformasi yang disebabkan oleh beban eksternal. Pada saat pembebanan ditingkatkan, Balok akan menahan regangan dan defleksi tambahan sehingga mengakibatkan retak-retak lentur sepanjang bentang Balok. Penambahan tingkat beban yang terus-menerus akan mengakibatkan kegagalan elemen struktural ketika beban eksternal mencapai kapasitas elemen tersebut (Djamaluddin, 2016).

2.4.1. Metode Desain Balok

Ada dua metode yang dapat digunakan dalam mendesain suatu Balok Beton bertulang. Yang pertama adalah metode tegangan-kerja (*working-stress design*). Metode tegangan kerja memperkirakan terlebih dahulu beban yang harus diterima struktur. Dan yang kedua adalah metode design kekuatan-ultimit (*ultimate-strength design*). Metode ini adalah yang paling umum digunakan pada saat ini karena: (1) menggunakan pendekatan yang lebih rasional dibanding WSD, (2) memiliki tingkat keamanan yang lebih realistis.

2.4.2. Perbandingan Tulangan Balok

Banyak jumlah tulangan pada Balok tidaklah menentukan bahwa struktur tersebut akan menjadi semakin aman pula. Ada 3 kondisi penulangan yang

berhubungan dengan jumlah tulangan tarik yang akan dipakai pada Balok dan bagaimana mode kegagalan Balok Beton bertulang direncanakan:

2.4.2.1. Perbandingan Tulangan Seimbang (*Balanced Reinforced*)

Sebuah Balok yang memiliki perbandingan tulangan yang seimbang adalah Balok yang tulangan tariknya secara teoritis akan mulai meleleh dan Beton tekannya mencapai regangan maksimal pada tingkat beban yang persis sama. Pada kondisi ini keruntuhan struktur dapat terjadi secara tiba-tiba dan tanpa peringatan.

2.4.2.2. Balok Over Reinforced

Balok dalam kondisi ini apabila jumlah tulangan yang dipakai lebih banyak daripada yang diperlukan untuk suatu perbandingan seimbang. Jika sebuah Balok berada dalam keadaan *over-reinforced*, tulangan tarik tidak akan meleleh sebelum keruntuhan terjadi. Ketika beban bertambah, tidak akan terjadi lendutan dan retakan meskipun Beton tekan telah mengalami kelebihan tegangan sehingga keruntuhan akan terjadi secara tiba-tiba dan tanpa peringatan bagi pengguna struktur. Kondisi seperti ini haruslah dihindari karena akan berbahaya jika kegagalan struktur terjadi.

2.4.2.3. Balok Under Reinforced

Balok disebut *under-reinforced* jika Balok mempunyai lebih sedikit tulangan daripada yang diperlukan untuk suatu perbandingan seimbang. Jika sebuah Balok berada dalam keadaan *under-reinforced* dan beban ultimit sudah hampir tercapai, Baja akan mulai meleleh meskipun tegangan pada Beton tekan masih belum mencapai tegangan ultimitnya. Jika beban terus diperbesar, tulangan akan memanjang sehingga terjadi lendutan dan muncul retak besar pada Beton tarik. Kondisi ini menjadi peringatan bahwa beban harus dikurangi atau struktur akan rusak dan runtuh. Hal inilah yang menjadi pertimbangan suatu Balok harus didesain tetap dalam kondisi *under-reinforced*.

Nilai β_1 diambil sama dengan 0,85 untuk Beton dengan kekuatan lebih kecil dari atau sama dengan 30 MPa, dan nilai ini terus dikurangi sebesar 0,05 untuk

setiap kenaikan kekuatan sebesar 7 MPa tetapi tidak boleh lebih kecil dari 0,65. Untuk Beton dengan $f'c > 30$ MPa, nilai β_1 dapat ditentukan dengan rumus berikut:

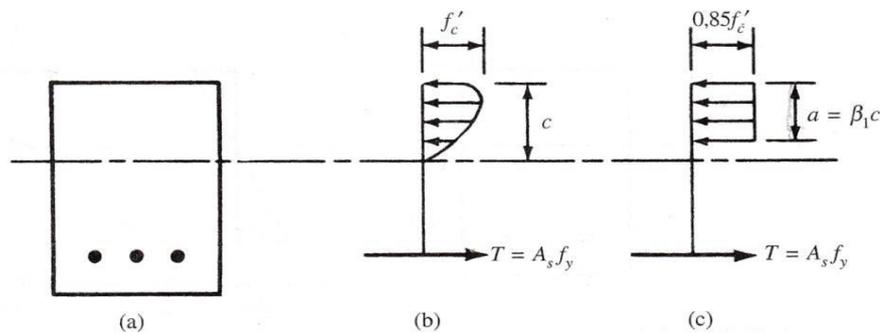
$$\beta_1 = 0,85 - (f'c - 307) \cdot (0,05) \leq 0,65 \quad (2.1)$$

Untuk menuliskan persamaan-persamaan Balok, dibuat acuan pada Gambar 2.3 dengan menyatakan gaya horizontal C dan T untuk mencari a , diperoleh:

$$0,85 f'c a b = A_s F_y \quad (2.2)$$

2.4.3. Penurunan Rumus Balok

Perubahan regangan pada Balok Beton bertulang berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral bahkan pada daerah tarik dan bahkan pada beban-beban yang hampir mencapai ultimit. Variasi tegangan kira-kira berbentuk garis lurus sampai tegangan maksimumnya, sekitar $0,5 f'c$. Namun tidak demikian ketika tegangannya lebih dari itu. Tegangan tekan bervariasi mulai dari nol pada sumbu netral sampai pada suatu nilai maksimum pada atau di dekat bagian terluar serat Beton (*extreme fiber*) seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Bentuk distribusi tegangan.

Nilai β_1 diambil sama dengan 0,85 untuk Beton dengan kekuatan lebih kecil dari atau sama dengan 30 MPa, dan nilai ini terus dikurangi sebesar 0,05 untuk setiap kenaikan kekuatan sebesar 7 MPa tetapi tidak boleh lebih kecil dari 0,65. Untuk Beton dengan $f'c > 30$ MPa, nilai β_1 dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - (f'c - 307) \cdot (0,05) \leq 0,65 \quad (2.3)$$

Untuk menuliskan persamaan-persamaan Balok, dibuat acuan pada Gambar 2.3 dengan menyatakan gaya horizontal C dan T untuk mencari a , diperoleh:

$$0.85 f' c' a b = A_s F_y \quad (2.4)$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f' c' \quad (2.5)$$

Sehingga M_n dapat dihitung dengan rumus:

$$M_n = T (d - a/2) = A_s F_y (d - a/2) \quad (2.6)$$

Karena Nilai T dan C sama, persamaannya juga dapat ditulis menjadi:

$$M_n = 0.85 f' c' a b (d - a/2) \quad (2.7)$$

Untuk menghitung nilai kuat lenturnya (M_u), maka nilai M_n harus dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ), sehingga dapat dituliskan:

$$M_u = \phi M_n \quad (2.8)$$

Dan melakukan cek untuk mengetahui apakah struktur perlu menggunakan perkuatan atau tidak dengan rumus seperti dibawah ini menurut SNI 2847 2013.

$$M_n = M_{nS} + M_{nR} \quad (2.9)$$

Dimana:

M_n = Momen Nominal Balok.

M_{nS} = Momen Nominal Rencana.

M_{nR} = Momen Nominal Retrofit.

2.4.4. Penurunan Rumus Kolom

Perumusan Tegangan dan Regangan CFRP pada kolom. Bagian struktur Beton akan mengalami reduksi saat memikul beban aksial yang besar, karena regangan pada Beton mencapai batas ultimit 0,003. Untuk menghindari terjadinya deformasi lateral yang dapat mengakibatkan reduksi pada Beton maka digunakan CFRP sebagai bahan yang dapat menahan gaya regangan tersebut. Selain mampu menambah kekuatan gaya regangan pada kolom Beton, bahan ini juga mampu melakukan ikatan terhadap kolom Beton tersebut, sehingga akan membuat kolom Beton dan CFRP akan menjadi linier dan bertambah kaku.

Berbeda halnya dengan Balok dan plat, dikolom FRP digunakan untuk memikul beban aksial. FRP diletakan sebagai *wrap* pada kolom atau sebagai

pembungkus yang melingkari seluruh kolom hingga membuat kolom menjadi tertutup rapat dari bawah hingga atas kolom.

Pada area Beton yang terlindungi oleh CFRP dapat bertambah kekuatan tekannya terhadap beban yang akan dipikul. Rumus yang digunakan dalam perhitungan kekuatan CFRP adalah:

$$F_{cc} = f_c [1 + k_e (k_c - 1)] \quad (2.10)$$

Dimana k_e adalah rasio area efektif yang terlindungi (persamaan 2.10), sedangkan k_c adalah faktor penambahan kekuatan Beton (persamaan 2.11).

$$k_e = \frac{[bh - (4r^2 - \pi r^2)] \frac{1}{3(b-2r)^2} - 1/3(h-2r)^2}{bh - (4r^2 - \pi r^2)} \quad (2.11)$$

$$k_c = a_1 \cdot a_2 \quad (2.12)$$

Untuk mengetahui besarnya gaya aksial yang mampu ditahan oleh kolom dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini menurut SNI 2847 2013.

$$P_n S = 0,85 x f_c' x (A_c - A_s) + A_s f_y \quad (2.13)$$

$$M_n + P_n = (M_{nS} + P_{nS}) + (M_{nR} + P_{nR}) \quad (2.14)$$

Dimana:

M_n = Momen Nominal.

P_n = Aksial Nominal.

M_{nS} = Momen Nominal Rencana.

M_{nR} = Momen Nominal Retrofit.

P_{nS} = Aksial Nominal Rencana.

P_{nR} = Aksial Nominal Retrofit.

a_1 = Faktor penambahan kekuatan Beton terhadap triaxial.

a_2 = Faktor penambahan kekuatan Beton terhadap deviasi.

2.4.5. Persentase Maksimum dan Minimum Baja

Mengingat bahwa kondisi penulangan Balok dalam keadaan seimbang, secara teoritis akan runtuh secara tiba-tiba, maka persentase Baja maksimum (ρ_{maks}) yang digunakan dalam sebuah Balok Beton bertulang paling tinggi sebesar 0,75 kali persentase tulangan Baja dalam keadaan seimbang (ρ_b).

$$\rho_{maks} = 0.75 \rho_b \quad (2.15)$$

Untuk menentukan nilai ρ_b , diturunkan dari rumus berikut:

$$c d = 0,0030.003 + (f_y E_s) \quad \text{Es adalah modulus elastisitas Baja} \quad (2.16)$$

$$c = a \beta_1 = \rho f_y d \quad 0.85 \beta_1 f_c' \quad (2.17)$$

Dengan menyamakan nilai c nya, maka diperoleh rumus untuk menghitung ρ_b yaitu:

$$\rho_b = (0.85 \beta_1 f_c' f_y) / (600600 + f_y) \quad (2.18)$$

Selain mode keruntuhan Balok yang dituliskan sebelumnya, ada satu lagi mode keruntuhan Balok yang mungkin terjadi, yaitu pada Balok Beton bertulang yang sangat ringan. Hal ini terjadi jika momen penahan ultimit penampang lebih kecil dari momen retaknya sehingga penampang akan runtuh segera ketika terjadi retak sehingga menjadi keruntuhan yang terjadi tiba-tiba. Untuk mencegah kemungkinan ini, diberikan syarat persentase tulangan minimum:

$$\rho_{min} = 1,4 f_y \quad (2.19)$$

2.5. Geser Pada Balok Beton Bertulang

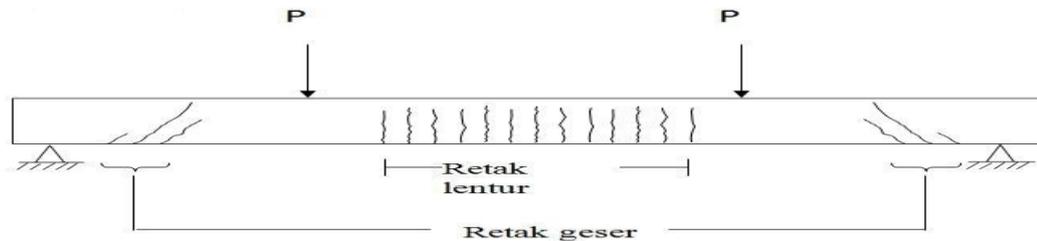
Suatu perencanaan struktur Balok Beton bertulang bertujuan untuk menghasilkan batang daktile yang dapat memberikan peringatan apabila keruntuhan terjadi. Untuk mencapai tujuan ini, maka nilai geser rencana memiliki faktor keamanan yang lebih besar terhadap keruntuhan geser dibandingkan dengan yang diberikan untuk keruntuhan lentur.

Keruntuhan Balok Beton bertulang dalam geser akan terjadi secara tiba-tiba dengan peringatan kecil, atau tanpa peringatan sebelumnya. Oleh karena itu, Balok direncanakan runtuh dalam lentur akibat beban yang lebih kecil dari beban yang menyebabkan keruntuhan geser. Batang tersebut dapat retak dan melendut cukup besar jika mendapat beban lebih, tetapi tidak akan patah seperti halnya jika terjadi keruntuhan geser.

2.5.1. Retak Geser Dari Balok Beton Bertulang

Retak geser dari suatu Beton bertulang berupa retak dengan arah diagonal dan terletak pada daerah tumpuan atau bidang geser. Retak diagonal ini dapat terjadi

pada Balok baik sebagai kelanjutan dari retak lentur ataupun sebagai retak independen. Gambar 2.4 menunjukkan retak lentur dan retak geser yang terjadi pada suatu Balok:



Gambar 2.4: Retak geser dan lentur pada Balok.

2.5.2. Tulangan Geser atau Sengkang

Geser diperlukan untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus dari retak yang diakibatkan oleh gaya geser. Retak geser terletak secara diagonal pada badan Balok sehingga perletakan tulangan geser yang paling efektif adalah tulangan geser yang dipasang miring tegak lurus dengan arah retak, sehingga tulangan menahan gaya tarik saja dari retak tersebut. Meskipun pemasangan tulangan dengan cara ini lebih efektif, tetapi akan memakan biaya yang lebih besar dan juga proses pemasangan yang lebih sulit (Djamaluddin, 2016).

2.5.3. Kekuatan Geser Beton Bertulang

Kekuatan geser pada Balok Beton bertulang diberikan oleh kekuatan geser Beton dan tulangan gesernya, sehingga dapat ditentukan dengan rumus:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.20)$$

Kekuatan geser batang yang diijinkan ϕV_n , sama dengan ϕV_c ditambah ϕV_s (dimana nilai ϕ adalah 0.85) yang harus sama dengan atau lebih besar dari gaya geser maksimum V_u :

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad (2.21)$$

Kekuatan geser yang diberikan oleh Beton dapat ditentukan dengan rumus:

$$V_c = (\sqrt{f'c}) bw.d \quad (2.22)$$

Kekuatan geser yang diberikan oleh tulangan geser dihitung dengan rumus:

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} \quad (2.23)$$

2.6. Penggunaan Fiber Reinforced Polymer (FRP)

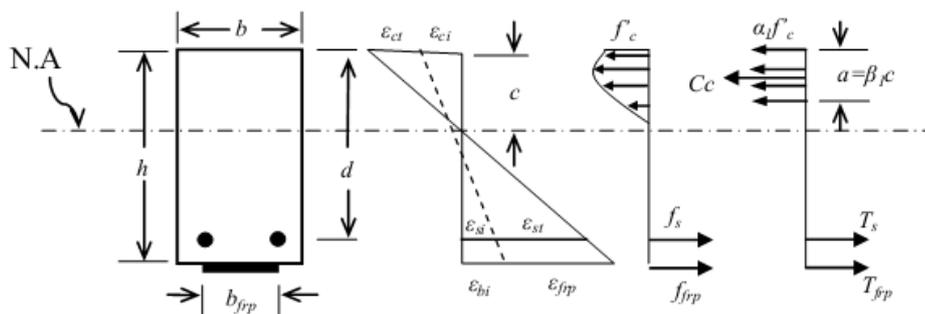
Pengembangan material komposit *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) telah membuka peluang baru untuk keperluan perbaikan dan perkuatan struktur Beton bertulang. Menurut (Kati, 2016) Ada 3 jenis FRP yang dibedakan berdasarkan serat penyusunnya, yaitu *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (serat karbon), *Glass Fiber Reinforced Polymer* (serat gelas), dan *Aramid Fiber Reinforced Polymer* (serat aramid). Dalam penelitian ini digunakan FRP dari serat gelas.

Material komposit dibentuk oleh dua material atau lebih yang mempunyai sifat alami dan mikroskopik yang berbeda. Pada fiber komposit, dua material itu adalah serat mutu tinggi dan resin.

Ketika FRP diaplikasikan untuk perkuatan ataupun perbaikan pada Balok Beton bertulang ada beberapa mode kegagalan yang dapat terjadi, yaitu:

1. Rusaknya FRP setelah tulangan tarik meleleh.
2. Hancurnya Beton sekunder setelah tulangan tarik meleleh.
3. Inti Beton rusak karena tekanan sebelum tulangan tarik meleleh.
4. Lepasnya ikatan antara FRP dan Balok Beton (*debonding*).
5. Putusnya FRP (*FRP failure*).

Gambar 2.5 menunjukkan diagram distribusi tegangan dan regangan penampang Beton bertulang dengan perkuatan FRP.



Gambar 2.5: Diagram tegangan regangan penampang Beton bertulang dengan perkuatan FRP.

2.6.1. Serat (*fiber*)

Secara spesifik, material fiber yang diaplikasikan untuk perkuatan dan perbaikan Beton bertulang dapat berupa serat kaca, karbon, dan aramid. Masing-

masing mempunyai kemiripan antara yang satu dengan yang lainnya. Nilai karakteristik masing-masing fiber diberikan pada Tabel 2.2. Nilai elastisitasnya bersifat linear untuk semua jenis serat, tetapi nilai lelehnya tidak signifikan.

Tabel 2.2: Karakteristik Fiber (Simonelli, 2005).

Fiber	Tensile Strength (N/mm ²)	Modulus of Elasticity (kN/mm)	Elongation (%)	Specific Density
Carbon High Strength	4300 - 4900	230 - 240	1.9 - 2.1	1.8
Carbon High Module	2740 - 5490	294 - 329	0.7 - 1.9	1.78 - 1.81
Carbon Ultra High Module	2600 - 4020	510 - 610	0.4 - 0.8	1.91 - 2.12
Aramid	3200 - 3600	424 - 430	2.4	1.44
Glass	2400 - 3500	70 - 85	3.5 - 4.7	2.6

Terdapat 2 bentuk fiber yang diproduksi, yaitu:

1. Lembaran, yang merupakan fiber yang umum digunakan. Pada umumnya fiber dalam bentuk lembaran mempunyai arah serat sembarang meskipun ada yang mempunyai arah serat biaxial dan triaxial, di atas lapisan bagian belakang yang dapat dilepas atau juga berbentuk anyaman.
2. Fiber yang sebelumnya dicairkan dengan resin (*“pre-preg”* material), dimana perawatannya dilakukan di site dengan pemanasan atau dengan cara lain.

Fiber produksi pabrik kemungkinan mempunyai perbandingan kekuatan searah serat 70% dan ke arah melintang serat sebesar 30%. Fiber mempunyai ketebalan minimum 0,1 mm dengan lebar 500 mm atau lebih. Pemilihan jenis fiber untuk perkuatan ataupun perbaikan suatu struktur tergantung pada beberapa faktor, seperti tipe struktur, biaya yang tersedia, beban yang direncanakan, kondisi lingkungan, dan lain-lain.

2.6.2. Faktor – faktor yang Mempengaruhi Kekuatan Komposit FRP

2.6.2.1. Arah Serat Fiber

Kekuatan komposit sangat dipengaruhi oleh arah serat. Ada tiga jenis penguatan arah serat fiber yaitu penguatan satu dimensi, penguatan dua dimensi, dan penguatan tiga dimensi. Penguatan satu dimensi memiliki kekuatan maksimum pada arah serat. Penguatan dua dimensi memiliki kekuatan yang berbeda pada tiap arah orientasi serat. Penguatan tiga dimensi adalah *isotropic* tetapi nilai penguatannya sangat kecil ($1/3$ dari penguatan satu dimensi dan dua dimensi).

2.6.2.2. Jumlah Serat Fiber

Banyak sedikitnya jumlah serat yang terkandung dalam satu bahan komposit sangat mempengaruhi kekuatannya. Komposit yang mengandung serat fiber hingga 80% dari beratnya akan memiliki kekuatan sekitar 4 kali lipat dibandingkan komposit dengan komposisi sebaliknya.

Jumlah maksimum serat fiber tergantung dari kemampuan matrik untuk mengikat serat. Apabila serat fiber terlalu banyak, akan mengakibatkan adanya serat fiber yang saling bersentuhan tanpa adanya matrik yang mengikat. Apabila salah satu serat putus, maka beban yang terjadi tidak akan dapat diteruskan ke serat yang lain secara sempurna. Hal ini dapat menyebabkan kegagalan dini pada lapisan FRP.

2.6.3. Kapasitas Geser Balok Beton Bertulang yang Diperkuat dengan FRP

Berdasarkan dengan ACI 440, kapasitas geser pada Balok Beton bertulang yang diperkuat dengan FRP komposit dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_n = V_c + V_s + V_f \quad (2.24)$$

Khalifa, dkk (2000) menjelaskan faktor reduksi untuk kapasitas geser pada Beton bertulang yang diberi perkuatan geser dengan FRP sebagai berikut:

$$V_u = 0,85 (V_c + V_s) + 0,7 V_f \quad (2.25)$$

Terdapat dua kemungkinan kegagalan atau kehancuran yang terjadi pada perkuatan geser yang disumbangkan FRP pada Balok Beton bertulang, yaitu kegagalan akibat retak atau patahnya FRP dan kegagalan akibat lepasnya rekatan FRP dengan Balok Beton bertulang. Untuk perencanaan perkuatan geser berdasarkan kegagalan akibat retaknya (*fracture mechanisme*) FRP, *ACI Committee Report 440* memberikan persamaan:

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f} \quad (2.26)$$

$$\epsilon_{fe} = K_v \cdot \epsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (2.27)$$

dimana:

$$A_{fv} = 2n \cdot t_f \cdot w_f \quad (2.28)$$

$$f_{fe} = \epsilon_{fe} \cdot E_f \quad (2.29)$$

Dari persamaan regangan efektif FRP (ϵ_{fe}), koefisien reduksi (k_v) dapat dihitung dengan persamaan:

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \epsilon_{fu}} \quad (2.30)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (2.31)$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \quad \text{untuk U wrap} \quad (2.32)$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \quad \text{untuk 2 sides bonded} \quad (2.33)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (2.34)$$

Untuk menentukan nilai desain dari kuat tarik FRP (f_{fu}), dan (ϵ_{fu}) maka nilai ultimitnya harus dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan C_E :

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (2.35)$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon_{fu}^* \quad (2.36)$$

Untuk perencanaan kekuatan geser berdasarkan kegagalan akibatnya lepasnya rekatan FRP dengan Balok Beton bertulang, (Khalifa dkk, 1998) memberikan persamaan:

$$V_f = \frac{2L_e \cdot W_f \cdot T_b \cdot W_{fe}}{s_f} \quad (2.37)$$

Kuat rekatan FRP dengan konstanta (k) adalah:

$$\tau_b = k \cdot E_f \cdot t_f \quad (2.38)$$

Kuat rekatan FRP terhadap Beton:

$$\tau_b = k \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3} E_f \cdot t_f \quad (2.39)$$

Pengaruh dan tipe pemasangan FRP terhadap lebar efektif rekatan FRP, untuk Balok yang dibungkus dengan FRP:

$$W_{fe} = d_f \quad (2.40)$$

Untuk FRP yang dipasang dengan tipe U:

$$W_{fe} = d_f - Le \quad (2.41)$$

Untuk FRP yang dipasang pada bagian samping:

$$W_{fe} = d_f - 2Le \quad (2.42)$$

2.7. Teori Ruko (Rumah Toko)

Ruko adalah salah satu jenis bangunan yang berasal dari kata rumah dan toko. Rumah yang berarti tempat berpenghuni dan toko berarti ruang untuk kegiatan usaha, jadi Ruko dapat dikatakan sebagai sebuah bangunan yang menggabungkan fungsi hunian dan kerja dalam satu tempat. Dengan titik tolak yang sederhana ini, menyebabkan Ruko dapat berkembang dengan sangat pesat. Disamping praktis dan murah, fungsi Ruko mampung menampung kegiatan dalam skala ekonomi kecil. Perkembangan tren rumah sebagai tempat usaha untuk mensiasati efektivitas dan mobilitas yang tinggi dari manusia modern semakin menunjukkan perkembangan yang luar biasa akhir-akhir ini. Hal ini dapat dilihat dari bisnis properti rumah toko (Ruko) yang semakin marak di setiap kota di Indonesia tidak terkecuali di Medan. Selain itu permintaan klien untuk membangun rumah sekaligus sebagai tempat usaha dari berbagai kalangan seperti dokter, bidan, sampai guru pun membanjir. Pemesanan desain Ruko ini juga datang dari *enterpreuner* yang juga berkeinginan menjalankan usahanya dari rumah.

Ruko memang merupakan solusi yang cukup baik untuk mengatasi kebutuhan akan rumah tinggal sekaligus juga tempat mengembangkan usaha dari rumah.

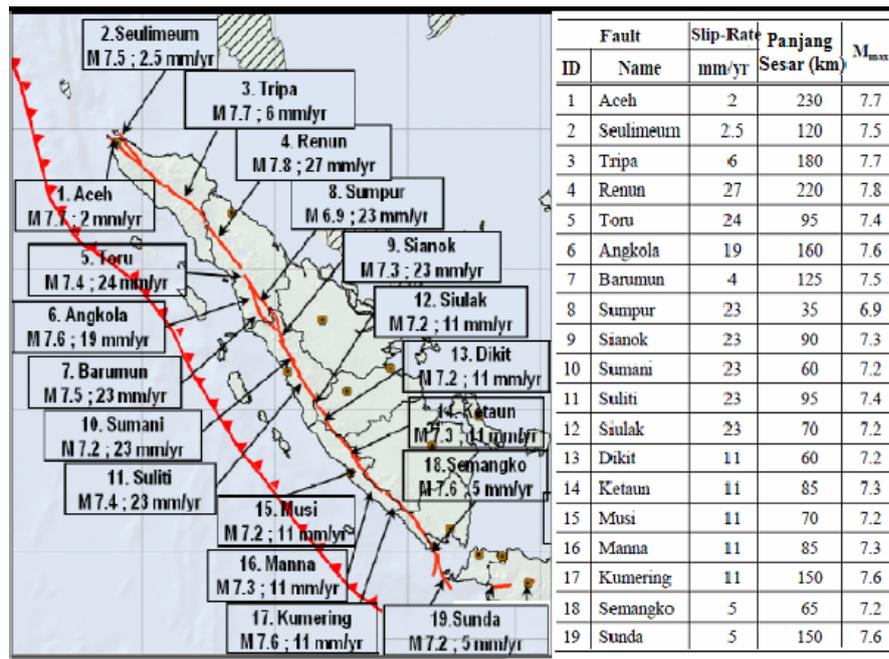
Dari mulai usaha jasa, sampai dengan usaha perdagangan dapat mengembangkan usaha mereka melalui desain Ruko sehingga tercipta mobilitas dan efektivitas yang tinggi dari para pemakainya. Mangkanya saat ini Ruko pada banyak kegagalan dalam suatu struktur bangunan. Penyebabnya pada saat gempa terjadi struktur Ruko gagal dalam bidang kekuatan gempa tersebut.

2.8. Kondisi Tektonik di Sumatera

Data karakter sesar subduksi sumatera dan gempa-gempa besar yang pernah terjadi dibuat pada Tabel 2.3. sesar mendatar aktif ini terjadi disepanjang pulau sumatera pada sumbu utara-selatan (*latitude*), yaitu pada lintasan bukit barisan (panjang ~ 1900 km). kawasan antarmuka (*interface*) subduksi berada pada kedalaman kurang lebih 100-175 km dibawah sesar aktif sumatera. Sesar ini dibagi kedalam 19 segmen oleh (sieh dan natawidjaja, 2002) dimana 12 segmen adalah segmen sesar aktif (Gambar 2.6). laju pergeseran (*slip-rate*) yang dimiliki sesar ini berkisar 27 mm/tahun dibagian utara dan 11 mm/tahun dibagian selatan, sedangkan secara rata-rata laju pergeseran disepanjang sesar hampir sama yaitu sebesar 25 mm/tahun (Natawidjaja dan Triyoso, 2009).

Tabel 2.3: Karakter segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera (Natawidjaja dan Triyoso, 2009).

Segmen Sesar	Panjang (km)	Dip (o)	Kedalaman Down-dip (km)	Pergeseran Rata-rata (m)	Konvergensi Rata-rata (mm/thn)	Interval Kemunculan (tahun)	Gempa Bersejarah
Aceh-Andaman	1500	12-17	30	15-25	14-34	> 500	2004 (Mw 9.15), 1881 (Mw.), 1941 (Mw.)
Nias-Simeuleu	400	12-15	35	8-12	40	200-360	1861 (M 8.5), 1907 (7.8), 2005 (Mw 8.7)



Gambar 2.6: Peta sejarah gempa maksimum, laju pergeseran per tahun dan panjang segmen sesar dikawasan Sumatera.

2.9. Teori Gempa

Gempa Bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan Bumi (permukaan tanah). Menurut (Budiono dan Supriatna, 2011), secara garis besar gempa Bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa Bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa Bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa Bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit Bumi atau kerak Bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti Tsunami.

3. Gempa Bumi Runtuhan

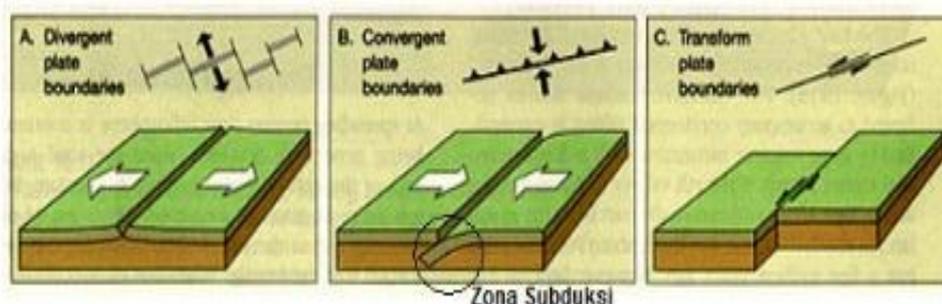
Gempa Bumi ini disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa Bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa Bumi buatan adalah gempa Bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

2.9.1. Mekanisme Gempa Bumi

Gempa Bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa Bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng Bumi (kerak Bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan bagian permukaan Bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar Bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan divergen; b) pertemuan konvergen; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2015).

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu Negara yang rawan gempa Bumi. Selain itu, gempa Bumi tektonik biasanya jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa Bumi vulkanik, gempa Bumi runtuhan, maupun gempa Bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa Bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap benda atau bangunan di permukaan Bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

2.10. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

2.10.1. Gempa Rencana

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

Faktor gempa yang berpengaruh pada respon atau reaksi struktur bangunan adalah lamanya waktu gempa dan rentang frekuensi gempa. Durasi gempa berpengaruh pada besarnya perpindahan energi dan vibrasi tanah ke energi struktur. Gempa dengan percepatan sedang dan durasi yang lama menyebabkan kerusakan lebih besar dibandingkan dengan gempa yang memiliki percepatan besar tapi durasinya singkat.

2.10.2. Arah Pembebanan Gempa

Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban pada gedung itu sendiri.

Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada komponen vertikal arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus. Struktur bangunan yang bertingkat tinggi harus dapat memikul beban-

beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tersebut, tetapi dengan efektifitas 30%.

2.10.3. Respon Gedung Beton Bertulang Akibat Gempa

Untuk menentukan simpangan maksimum sebuah bangunan akibat getaran gempa di perlukan identifikasi profil dasar simpangan bangunan saat mencapai respon non-elastis (Chandler dan Lam, 2001). Simpangan maksimum ini sangat berguna untuk mengetahui faktor daktilitas simpangan atau yang lebih di kenal sebagai faktor daktilitas.

faktor daktilitas struktur merupakan rasio antara simpangan maksimum dan simpangan saat pertama leleh (*first yield*). faktor ini sering dikaitkan dengan gaya geser dasar dari sebuah gempa. untuk indonesia, menurut peraturan gempa untuk bangunan indonesia SNI-1726-2003 harga faktor daktilitas struktur, mulai dari elastis penuh sampai dengan daktail penuh, berkisar antara 1,0 sampai 5,3.

Penyelidikan empiris dan studi yang terkait dengan teori respon dinamik pada struktur rangka Beton bertulang dibebani getaran gempa yang kuat menunjukkan sebuah hubungan yang sangat jelas antara simpangan antar tigkat (*inter-story drift*) dan potensi kegagalan struktur. harga kritis simpangan antar tingkat sebesar 2% terjadi pada lantai 7 pada bangunan Beton bertulang 10 lantai yang dibebani gempa sangat kuat (Kappos,1994).

Studi-studi tentang gempa berulang menunjukkan bahwa struktur bangunan dapat mengalami kerusakan yang lebih parah bila mengalami gempa berulang akibat akumulasi kerusakan (Elnashai dkk.,1998; Amadio dkk.,2003; Zhai dkk,

2015). hal yang sama juga dijelaskan oleh (Hatzigeorgiou and Lioslios, 2010) dan (Faisal dkk, 2012) dimana berbagai jenis bangunan bertingkat yang dimodelkan mengalami gempa berulang akan mengalami kerusakan yang lebih banyak di banding bila mengalami gempa tunggal.

2.10.4. Evaluasi Kinerja Gedung Terhadap Gempa

Evaluasi Kinerja sebuah bangunan bertingkat Beton bertulang sering didasarkan kepada kurva kapasitas atau kurva simpangan atap dengan gaya geser lateral. Umumnya aturan yang sering digunakan adalah berdasarkan peraturan yang dikembangkan di USA yang dikenal dengan FEMA 274. Evaluasi yang dibuat berdasarkan kepada sebuah penilaian terhadap parameter-parameter kinerja penting seperti simpangan (*drift*) global, simpangan antar tingkat (*inter-story drift*), deformasi elemen inelastik (nilai leleh), deformasi antar elemen dan gaya-gaya pada elemen dengan sambungan.

Menurut (Krawinker dan Seneviratna, 1998) analisa beban dorong diperkirakan dapat memberikan informasi sejumlah karakter respon yang tidak dapat di peroleh melalui analisa statis elastik atau analisa dinamis. Analisa beban dorong telah dilakukan terhadap struktur bangunan rumah toko di Medan (Faisal dan Sari, 2007) berdasarkan estimasi skenario gempa terburuk yang akan terjadi di kota tersebut menurut (Faisal, 2005). Hasil menunjukkan bahwa bangunan rumah toko akan rusak secara signifikan.

2.10.5. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.43 dan 2.44.

dimana:

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.43)$$

$$C_{vx} = \frac{F_i}{V} \quad (2.44)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

- V = Gaya geser atau laeral desain total
- w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
- h_i = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke- i
- K = Eksponen yang terkait dengan Perioda struktur sebagai berikut.
1. Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
 2. Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$
 3. Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi.

2.10.6. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser tingkat desain gempa disemua tingkat (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.45.

$$V_x = \sum \quad (2.45)$$

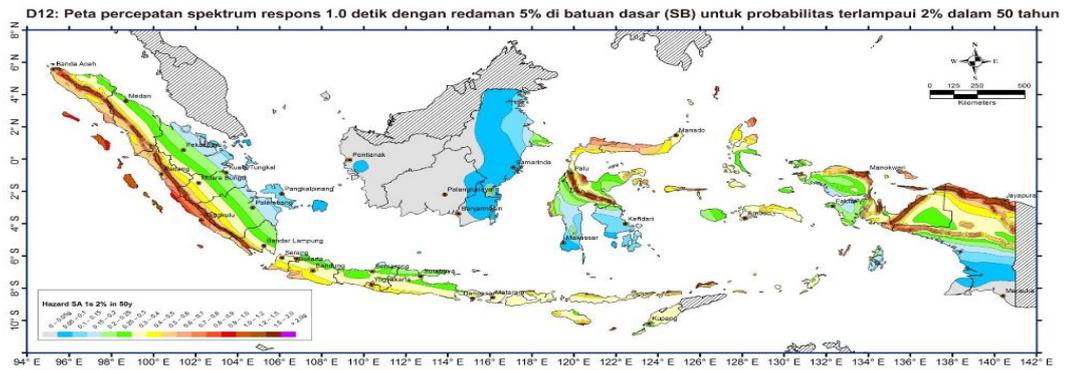
keterangan:

F_i = Bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat ke- i .

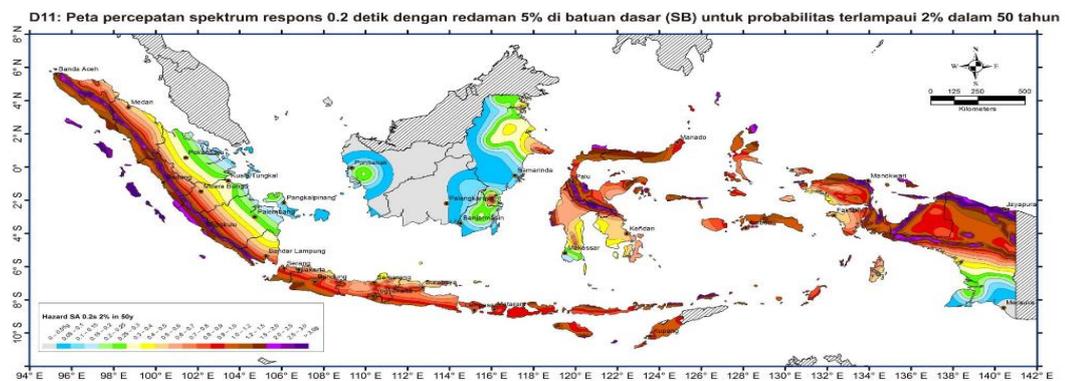
2.10.7. Peta Gempa Wilayah Indonesia.

Pada umumnya, desain struktur bangunan tahan gempa merupakan desain yang mengatur hubungan antara respon gaya horizontal yang bekerja pada struktur (faktor kekuatan), kekakuan (*stiffness*), dan deformasi lateral struktur. Kekuatan struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatannya dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, didalam suatu perpindahan yang terjadi pada struktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energi gempa.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan peta percepatan tanah puncak (PGA), parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_l (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik) ditunjukkan pada Gambar 2.8-2.9.



Gambar 2.8: S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).



Gambar 2.9: S_s , Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (Peta Gempa 2017).

2.10.8. Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012, klasifikasi kelas situs dikategorikan seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.4

Tabel 2.4: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	\tilde{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Tabel 2.4: Lanjutan.

Kelas Situs	\check{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
	< 175	< 15	< 50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal. 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. – Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u > 50$ kPa.		

catatan : N/A = tidak dapat dipakai.

2.10.9. Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari Gambar. Besarnya F_{PGA} ditentukan dalam Tabel 2.5.

Tabel 2.5: Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	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	$\geq 0,6$ (SS)				

Keterangan:

PGA = Nilai PGA dibantuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.19).

S_s = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisa respon spesifik.

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers 2.46 berikut:

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.46)$$

dimana:

PGA_M = Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

F_{PGA} = Nilai koefisien situs untuk PGA.

2.10.10. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan dan kategori resiko dari tiap jenis bangunan yang digunakan. Untuk struktur bangunan Rumah toko, dapat dilihat dan Tabel 2.6. Selanjutnya besarnya faktor keutamaan gempa tersebut dapat dilihat dalam Tabel 2.7.

Tabel 2.6: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen / Rumah susun • Pusat perbelanjaan / Mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur 	<u>II</u>

Tabel 2.7: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.11. Struktur Beton Bertulang

Menurut Nazmi (2012), Beton adalah bahan konstruksi bangunan sipil yang terjadi dari proses pengerasan dan pematangan. Suatu massa yang berasal dari adukan yang berbahan dasar semen, pasir, kerikil (batu pecah) dan bahan *additive* dalam perbandingan semen sebagai bahan perekat air sebagai bahan pengaduk, pasir, kerikil, batu pecah sebagai pengisi tertentu.

Beton bertulang adalah Beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan tertentu untuk mendapatkan suatu penampang yang berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja bersama-sama dalam menahan gaya yang bekerja. Apabila Beton mempunyai berat isi 2200 - 2500 kg/m³ maka disebut Beton berat normal (Armeyn, 1999).

Parameter yang paling mempengaruhi kekuatan Beton (Chairina, 2014):

1. Kualitas semen.
2. Proporsi semen terhadap campuran.
3. Kekuatan dan kebersihan agregat.
4. Interaksi antara pasta semen dengan agregat.
5. Pencampuran bahan yang baik.

2.12. Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja.

Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan

metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.47.

$$V_t \geq 0,85 V_l \quad (2.47)$$

dimana:

V_l = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

V_t = Geser dasar dari kombinasi ragam yang di syaratkan.

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

2.13. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6. simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat masa teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat masa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa diatasnya. Bagi struktur yang dirancang untuk katagori desain seismik C,D,E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik diatas dan

dibawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris vertikal disepanjang salah satu bagian struktur. Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers. 2.48:

$$\frac{cd \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.48)$$

Dimana:

Δ_i = Simpangan antar tingkat

Cd = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Dari nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan Tabel 2.8, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan.

Tabel 2.8: Simpangan antarlantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Catatan: h_{sx} = Tinggi tingkat yang bersangkutan.

2.13.1. Torsi dan Eksentrisitas

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dan pasal 7.8.4.3 terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu:

1. Torsi bawaan

Untuk diafragma yang fleksibel atau kaku, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan (M_t) yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lkasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan sitribusi massa yang mendukungnya.

2. Torsi tak terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan (M_t) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga (M_{ta}) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah orthogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

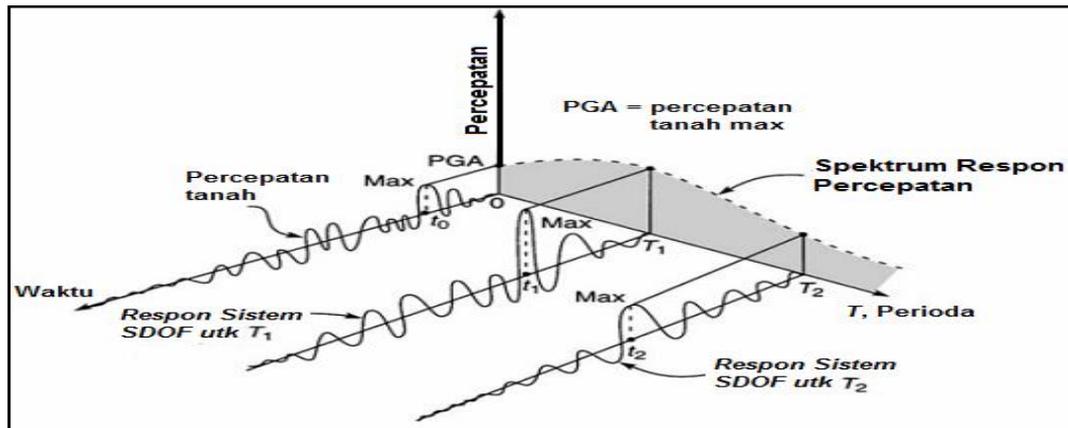
Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismic C, D, E, atau F, dimana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran.

2.14. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Berdasarkan Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horisontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya masih relatif aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik.

2.15. Respon Spektrum

Menurut Faisal (2015), respon spektrum adalah spektrum (plot) yang memuat nilai-nilai amplituda max dari sebuah nilai respon sistem teredam untuk beragam variasi Perioda (frekuensi) alami dan dijelaskan pada Gambar 2.6. sebagai berikut:



Gambar 2.10: Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan Periode.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6 tentang Wilayah Gempa dan Respon Spektrum, desain respon spektrum harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur pembuatan respon spektrum antar lain:

1. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar Periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada Periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektrum percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti pada Gambar 2.8 dan Gambar 2.9 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

2. Parameter kelas situs

Ditentukan berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklarifikasikan sesuai dengan Tabel 2.2.

3. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spectrum

percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R). Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada Periode pendek 0,2 detik (F_a) dan Periode 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v yang terdapat dalam Tabel 2.9 dan Tabel 2.10

dengan spektrum percepatan untuk Periode pendek 0,2 detik (S_S) dan Periode 1,0 detik (S_I) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.49 dan 2.50.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.49)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.50)$$

dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.9).

S_I = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa Periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.4).

F_a = Koefisien Periode pendek.

F_v = Koefisien Periode 1,0 detik.

Tabel 2.9: Koefisien Periode pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
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	<u>1,7</u>	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.10: Koefisien Periode 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	<u>$S_1 = 0,3$</u>	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	<u>2,8</u>	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

4. Parameter percepatan spektrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk Periode pendek (S_{DS}) dan Periode 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan melalui Pers. 2.51-2.54.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.51)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_M \quad (2.52)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.53)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.54)$$

dimana:

S_{DS} = Respon spektrum percepatan respon desain untuk Periode pendek.

S_{D1} = Respon spektrum percepatan desain untuk Periode 1,0 detik.

T = Periode getar fundamental struktur.

Untuk mendapatkan spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk Periode yang lebih kecil T_0 , spektrum respon percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.55.

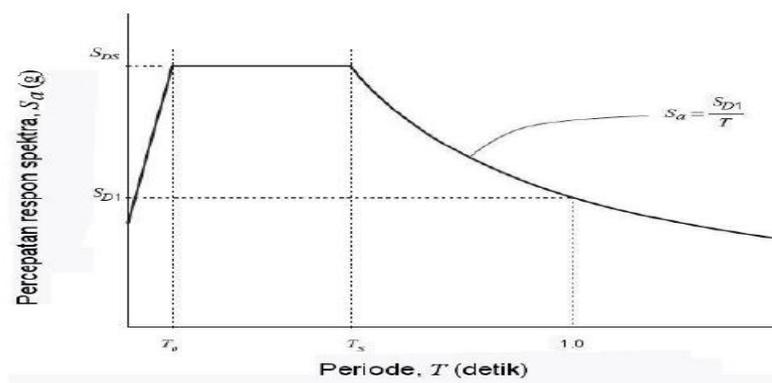
$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.55)$$

2. Untuk Periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respon percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .

3. Untuk Periode lebih besar dari T_S , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.56.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.56)$$

Selanjutnya, semua parameter respon desain diplot di dalam grafik dan akan menghasilkan respon spektrum desain seperti yang terlihat pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11: Respon Spektrum Desain.

2.15.1. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, kategori desain seismik dibagi menjadi enam yaitu kategori desain seismik A, B, C, D, E dan F. Kategori desain seismik ditentukan oleh kategori resiko struktur yang ditinjau (I-IV) dan nilai parameter gempa dari situs dimana struktur atau bangunan tersebut akan dibangun (S_{DS} dan S_{D1}), seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.11 dan 2.12.

Tabel 2.11: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada Perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.12: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada Perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

Untuk kategori desain seismik C, D, E dan F diharuskan untuk dilakukan investigasi geoteknik yang meliputi analisa stabilitas lereng, likuifaksi, penurunan

total dan beda penurunan, serta perpindahan permukaan akibat patahan. Khusus untuk kategori desain seismik D, E dan F investigasi geoteknik harus mencakup gaya seismik dinamik tanah dan potensi likuifaksi. Untuk menghitung potensi likuifaksi digunakan PGA_M (*Peak Ground Accelocation*, terkoreksi untuk kelas situs).

2.15.2. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur Penahan Beban Gempa tentang, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa.

Sistem Gaya Seismik	Penahan Gempa	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka Beton bertulang pemikul momen khusus		8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Sistem Penahan Gaya Gempa Seismik	Koef. Modifikasi-respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran-defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen								
2. Rangka Beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka Beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka Baja dan Beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
5. Rangka Baja dan Beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
6. Rangka Baja dan Beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 1/2	48	48	30	TI	TI
7. Rangka Baja dan Beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka Baja canai dingin pemikul momen	3 1/2	3	3 1/2	10	10	10	10	10
9. Dinding geser Beton bertulang biasa	6	2 1/2	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka Baja dan Beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 1/2	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser pelat Baja dan Beton komposit	7 1/2	2 1/2	6	TB	TB	TB	TB	TB
12. Dinding geser Baja dan Beton komposit khusus	7	2 1/2	6	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Sistem Gaya Seismik	Penahan Gempa	Koef. Modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen									
13. Dinding geser Baja dan komposit biasa	Beton	6	2 1/2	5	TB	TB	TI	TI	TI

2.15.3. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, Periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.57 dan Pers. 2.58.

1. Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.57)$$

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$):

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.58)$$

dimana:

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah Periode bangunan.

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas Periode bangunan.

h_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m).

x = Ditentukan dari Tabel 2.14.

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.14.

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.15.

Tabel 2.14: Nilai parameter Perioda pendekatan C_t dan X berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka Baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka Beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka Baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka Baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Tabel 2.15: Koefisien untuk batas atas pada Perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (CU)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.15.4. Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.59.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.59)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W = Berat seismik efektif

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, untuk mendapatkan koefisien C_s digunakan persamaan-persamaan yang terdapat pada Pers. 2.60– Pers. 2.63.

1. C_s maksimum

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.60)$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.61)$$

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (2.62)$$

4. C_s minimum tambahan

$$C_s \text{ minimum tambahan} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.63)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk Perioda pendek 0.2 detik.

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk Perioda 1 detik.

R = Faktor modifikasi respon.

I = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7.

T = Perioda struktur dasar (detik).

Nilai C_s hasil hitungan yang didapatkan tidak perlu melebihi nilai C_s maksimum dan juga tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum. Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.16. Syarat-Syarat SRPM

Menurut Moestopo (2012) prinsip dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

1. Pada saat gempa kecil tidak diijinkan terjadi kerusakan sama sekali.
2. Pada saat gempa sedang diijinkan terjadi kerusakan ringan tanpa kerusakan structural.
3. Pada saat gempa besar diijinkan terjadi kerusakan struktural tanpa keruntuhan.

Ada beberapa hal-hal yang harus diperhatikan dalam merencanakan suatu struktur tahan gempa yaitu dalam menghadapi gempa besar, kinerja struktur tahan gempa di upayakan dapat menyerap energi gempa secara efektif melalui terbentuknya sendi plastis pada bagian tertentu, dengan kriteria sebagai berikut :

1. Kekuatan, kekakuan, daktilitas, disipasi energi yang dapat dipenuhi oleh struktur .
2. Disipasi energi melalui plastifikasi komponen struktur tertentu, tanpa menyebabkan keruntuhan struktural yang terpenuhi dengan konsep perencanaan *Capacity*.

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya ada 3 yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.16.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat mengabaikan persyaratan “*strong column weak beam*” yang dipakai untuk mendesain struktur yang mengandalkan daktilitas yang tinggi. Sistem ini masih jarang digunakan untuk wilayah gempa yang besar namun efektif untuk wilayah gempa yang kecil. Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk di zona 1 dan 2 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah.

Faktor Reduksi Gempa (R) = 3,5.

2.16.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah merupakan suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03-1729-2002 (Tata cara perhitungan struktur Beton untuk bangunan gedung), SRPMM dijelaskan secara tersendiri pada pasal 23.10. Pada pasal tersebut, dijelaskan tata cara perhitungan beban geser batas berikut pemasangan tulangan gesernya. Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk zona 3 dan 4 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan sedang. Faktor Reduksi Gempa (R) = 5,5.

2.16.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini:

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$.
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan antara lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 5 dan 6 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan tinggi.

Faktor Reduksi Gempa (R).

2.17. Standar Nasional Indonesia (SNI)

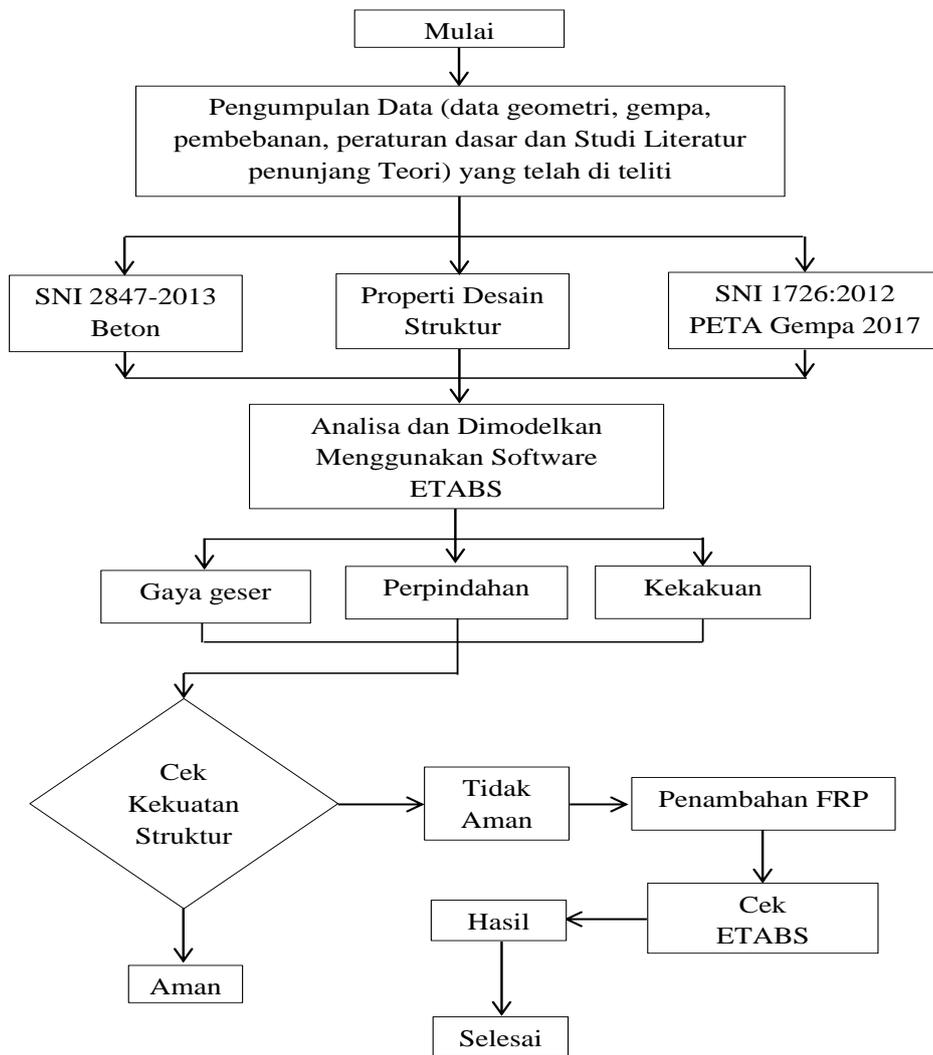
SNI merupakan Standarisasi Nasional Indonesia adalah satu-satunya standar yang berlaku secara nasional di Indonesia yang di rumuskan oleh Panitia Teknis dan di tetapkan oleh Badan Standarisasi Nasional (wikipedia.org). ada 3 Standar Nasional Indonesia (SNI) yang digunakan dalam perencanaan pada struktur yaitu:

1. SNI 1726:2012 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung dan non gedung.
2. SNI 2847:2013 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman struktural Beton untuk bangunan gedung.
3. SNI 1727:2013 adalah acuan yang digunakan sebagai pedoman dalam perencanaan Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software* bantuan, yaitu ETABS versi 16. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan Alir Penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam tugas akhir ini analisis dilakukan terhadap 3 model, yaitu sistem rangka pemikul momen khusus. Dengan menggunakan Metode Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan *software* ETABS versi 16.

3.2. Faktor Respons Gempa (C)

Rencananya berdirinya bangunan dalam pemodelan struktur gedung ini di kota Medan yang dinilai sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dengan data PGA (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 0,55$ g dan $S_1 = 0,275$ g pada tanah keras.

Berdasarkan SNI 1726:2012, Respons Spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa *Hazard* SNI 1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.8 dan 2.9. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat Spektrum Respons gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

A. Penentuan koefisien F_a dan F_v

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.9 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini.

$$F_a = 1,6$$

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.10 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 2,9$$

B. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$\begin{aligned} 1. S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,6 \cdot 0,55 \\ &= 0,88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. S_{M1} &= F_v \cdot S_1 \\ &= 2,9 \cdot 0,275 \\ &= 0,7975 \end{aligned}$$

C. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$\begin{aligned} 1. S_{DS} &= \mu \cdot S_{MS} \\ &= (2/3) \cdot 0,88 \\ &= 0,5867 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. S_{DI} &= \mu \cdot S_{MI} \\ &= (2/3) \cdot 0,7975 \\ &= 0,532 \end{aligned}$$

D. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$\begin{aligned} 1. T_s &= \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \\ 2. T_s &= \frac{0,532}{0,5867} = 0,90625 \\ 3. T_0 &= 0,2 \cdot T_s \\ &= 0,2 \cdot 0,90625 \\ &= 0,181 \end{aligned}$$

E. Penentuan nilai S_a

F. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , Spektrum Respons percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

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

G. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , Spektrum Respons desain S_a sama dengan S_{DS} .

H. Untuk periode lebih besar dari T_s , Spektrum Respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

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

Spektrum Respons percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik Spektrum Respons pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Respons Spektrum SNI 1726:2012 Daerah, Kota Medan dengan jenis tanah Lunak.

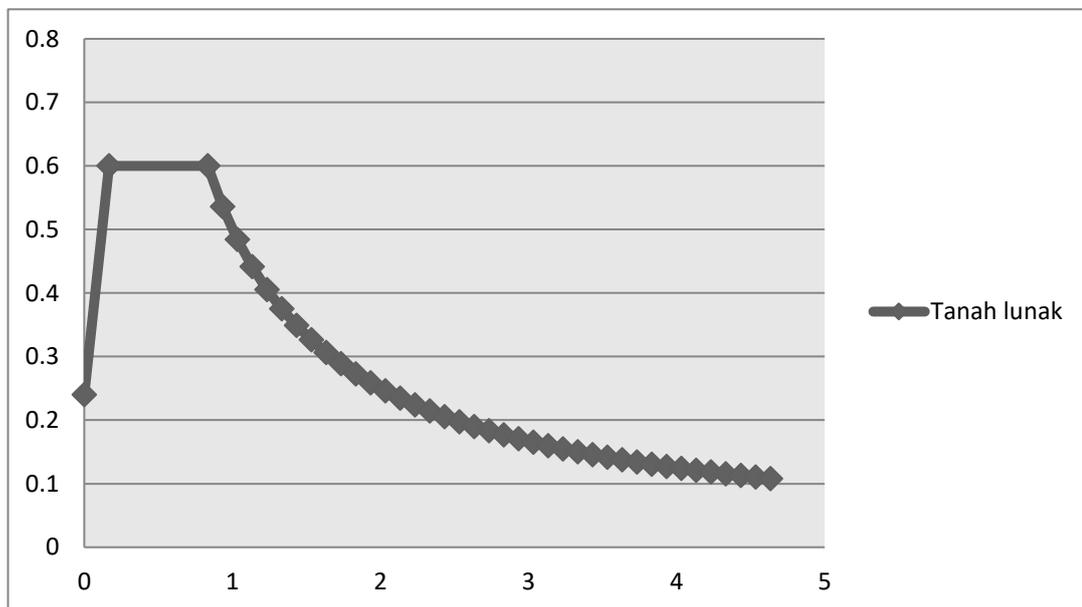
Respons Spektrum Tanah Keras Data yang di peroleh	
T(Detik)	Sa(g)
0	0,283
0,181	0,587
0,906	0,587
0,956	0,556
1,006	0,528
1,056	0,503
1,106	0,481
1,156	0,460
1,206	0,411
1,256	0,423
1,306	0,407
1,356	0,392
1,406	0,378
1,456	0,365
1,506	0,353
1,556	0,342
1,606	0,331
1,656	0,321
1,706	0,312
1,756	0,303
1,806	0,294
1,856	0,286
1,906	0,279
1,956	0,272
2,006	0,265
2,056	0,259
2,106	0,252
2,156	0,247
2,256	0,236
2,306	0,231
2,356	0,226
2,406	0,221
2,456	0,216
2,506	0,212

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Respons Spektrum Tanah Keras Data yang di peroleh	
T(Detik)	Sa(g)
2,556	0,208
2,606	0,204
2,656	0,200
2,706	0,196
2,756	0,193
2,806	0,189
2,856	0,186
2,906	0,183
2,956	0,180
3,006	0,177
3,056	0,174
3,106	0,171
3,156	0,168
3,206	0,166
3,256	0,163
3,306	0,161
3,356	0,158
3,406	0,156
3,456	0,154
3,506	0,152
3,556	0,150
3,606	0,147
3,656	0,145
3,706	0,143
3,756	0,142
3,806	0,140
3,856	0,138
3,906	0,136
3,956	0,134
4,006	0,133
4,056	0,131
4,106	0,129
4,156	0,128
4,206	0,126
4,256	0,125
4,306	0,123

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Respons Spektrum Tanah Keras Data yang di peroleh	
T(Detik)	Sa(g)
4,356	0,122
4,406	0,121
4,456	0,119
4,506	0,118
4,556	0,117
4,606	0,115
4,656	0,114
4,706	0,113
4,756	0,112
4,806	0,111
4,256	0,125
4,306	0,123
4,356	0,122
4,806	0,111



Gambar 3.2: Respons Spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah lunak.

Dapat dilihat pada Tabel 3.2, bahwa Respons Spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar keempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai

0,5867 untuk percepatan Respons Spektrum desain pada periode pendek (S_{DS}), dan 0,532 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik (S_{D1}).

3.3. Pemodelan Struktur Meneliti di Lapangan

3.3.1. Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang dimiliki setiap data bangunan Ruko dimedan yang dikumpulkan setiap 3 Ruko yaitu: Ruko A Jalan Tuasan Kec. Medan Tembung, Ruko B Jalan Alfalah IV LK. VIII, Ruko C Jalan Budi Kemasyarakatan, Kec. Medan Barat yang setiap Ruko memiliki 3 lantai. Pemodelan dalam ETABS versi 16, yaitu:

A. Ruko A jalan tuasan Kec. Medan Tembung

1. Jenis pemanfaatan gedung Ruko
2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang didapatkan pada *Hammer test* adalah:
 - Kolom induk : 21,4 MPa
 - Balok dan slab : 11,9 MPa
7. Mutu baja tulangan yang didapatkan dipenelitian penarikan tulangan adalah:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 255,2 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 407,4 Mpa

B. Ruko B Jalan Alfalah IV LK. VIII

1. Jenis pemanfaatan gedung Ruko
2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SD)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang didapatkan pada *Hammer test* adalah:
 - Kolom dan dinding struktur : 21 MPa
 - Balok dan slab : 22 MPa
7. Mutu baja tulangan yang didapatkan dipenelitian penarikan tulangan adalah:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 228,3 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 358,7 Mpa

C. Ruko C Jalan Budi Kemasyarakatan, Kec. Medan Barat

1. Jenis pemanfaatan gedung Ruko
2. Gedung terletak di Medan, Provinsi Sumatera Utara
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SD)
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang didapatkan pada *Hammer test* adalah:
 - Kolom dan dinding struktur : 13 MPa
 - Balok dan slab : 8 MPa
7. Mutu baja tulangan yang didapatkan dipenelitian penarikan tulangan adalah:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 241,2 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 461,3 Mpa

3.3.2. Konfigurasi Bangunan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetri (*regular building*) seperti yang terlihat pada Gambar 3.3.

Adapun jenis struktur yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Ruko A = SRPMK (3 Lantai)

2. Ruko B = SRPMK (3 Lantai)
3. Ruko C = SRPMK (3 Lantai)

3.3.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismic	R
X	Rangka Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8
Y	Rangka Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8

3.3.4. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Menurut SNI 1726:2012, sesuai Tabel 2.7 pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko dengan fungsi bangunan rumah toko adalah kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.7 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.3.5. Properti Desain Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom, dan pelat. Berikut akan direncanakan dimensi awal dari komponen-komponen struktur bangunan. Untuk semua struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang sama.

3.3.5.1. Tebal Plat Lantai

Penentuan tebal pelat lantai yang digunakan yaitu 120 mm = 0,12 m (untuk semua tipe pelat lantai). Dalam pemodelan pelat lantai menggunakan *deck* dan dianggap mampu menahan gaya-gaya horizontal/gempa maupun arah vertikal. Dalam ETABS Versi 16, pada menu *Define Section Properties*, lalu dipilih *Slab deck*.

Di dalam struktur bangunan teknik sipil terdapat dua jenis beban luar yang bekerja yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

3.3.5.2. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan juga menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPIUG 1983.

Beban Mati	Berat Jenis
Beton Bertulang	2200-2400 Kg/m ³
Beban Mati	Berat Jenis
Baja	7850 Kg/m ³
Beban Mati	Besarnya Beban
Plafond dan penggantung	0,177 kN/m ²
Adukan 2 cm dari semen	0,412 kN/m ²
Pasangan bata setengah batu	2,452 kN/m ²
Penutup lantai dari keramik	0,235 kN/m ²
Mekanikal Elektrikal	0,392 kN/m ²

1. Pembebanan Dinding Bata

Beban dinding bata setiap bangunan maupun model 1, 2, dan model 3 telah dihitung. Perhitungan di lampiran A.2.1.

3.3.5.3. Beban Hidup (*Life Load*)

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh penggunaan maupun hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur pada waktu tertentu. Secara

umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat bergerak atau berpindah. Berat beban hidup berdasarkan disajikan dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Beban Lantai Pertama	4,79 kN/m ²
Beban Lantai Kedua	3,59 kN/m ²
Beban Air Hujan	0,49 kN/m ²

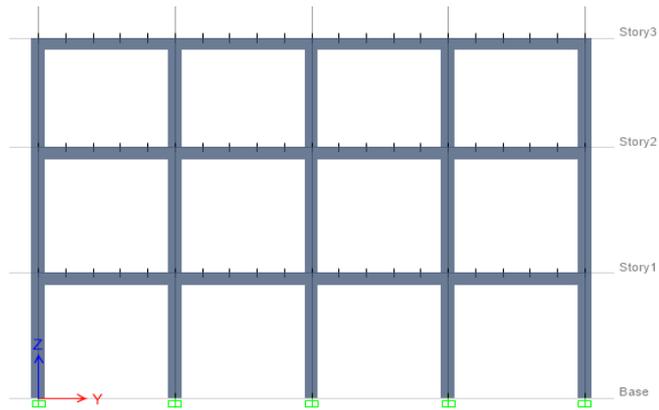
Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban area (*assign-shell load-uniform*) dalam program ETABS Versi 16, sedangkan berat pelat sendiri akan dihitung otomatis oleh komputer dengan memasukkan faktor Reduksi 0,54 untuk *self weight multiplier* pada saat pembebanan (*load case*.)

3.4. Model 1 Ruko A di Lapangan

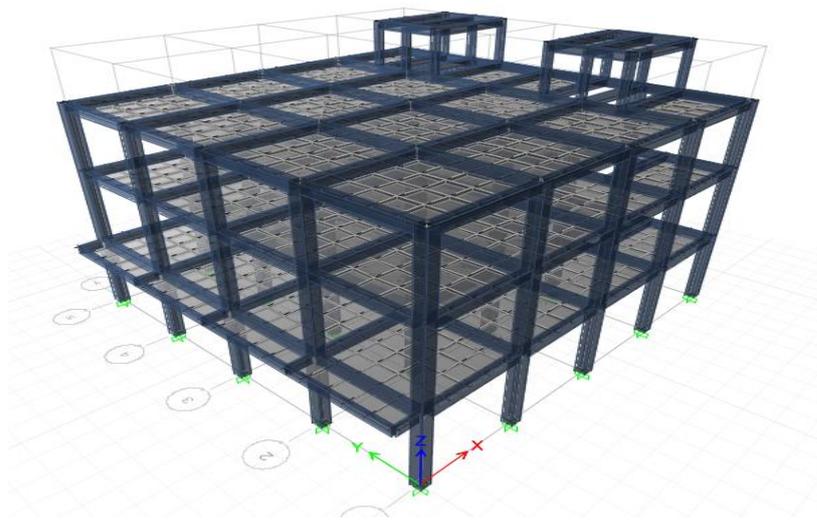
Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton dan komposit pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.3-3.5:



Gambar 3.3: Denah struktur beton Model 1 Ruko A di lapangan.



Gambar 3.4: Tampak Samping Bangunan Arah X dan Y Model 1 di Lapangan.



Gambar 3.5: Tampak 3D Struktur Bangunan Beton Model 1 di Lapangan.

3.4.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Model 1 rangka beton momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Ukuran Penampang pada Model 1 (Ruko A di Jalan Tuasan Medan Tembung).

Uraian	Dimensi (mm)
Balok utama Lt.1 – Lt.3	400 x 250
Kolom Utama Lt.1-Lt.3	500 x 300

3.4.2. Analisis Respons Spektrum

Prosedur analisis Respons Spektrum dilakukan dengan menggunakan program ETABS Versi 16. Analisis Respons Spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.13. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam Responss menurut metode (*Complete Quadratic Combination*) *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program ETABS Versi 16 yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Model 1 dilampirkan terdapat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Data perioda output program ETABS Model 1(Ruko A di Jalan Tuasan Medan Tembung).

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,307	0	0,861
Modal	2	1,032	0,826	0
Modal	3	1,012	0	0,0021
Modal	4	0,395	0	0,1183
Modal	5	0,295	0,0001	0,0002
Modal	6	0,288	0,1366	0
Modal	7	0,234	6,98E-07	0,0181
Modal	8	0,201	1,64E-05	0,0001
Modal	9	0,19	0,0043	1,25E-05
Modal	10	0,184	0,0003	0,0001
Modal	11	0,175	0,0113	9,94E-07
Modal	12	0,158	0,0006	3,82E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataukah *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1 di Lapangan.

Mode	Persentase (%)	$CQC < 15\%$	$SRSS > 15\%$
T1-T2	21,04	Not ok	Ok
T2-T3	1,94	Ok	Not ok
T3-T4	60,97	Not ok	Ok
T4-T5	25,32	Not ok	Ok
T5-T6	2,37	Ok	Not ok
T6-T7	18,75	Not ok	Ok
T7-T8	14,10	Ok	Not ok
T8-T9	5,47	Ok	Not ok
T9-T10	3,16	Ok	Not ok
T10-T11	4,89	Ok	Not ok
T11-T12	9,71	Ok	Not ok

Penjumlahan ragam Respons menurut metode CQC atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.7, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode CQC .

3.4.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari ETABS nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari Model 1 adalah:

T arah X = 1,032 detik

T arah Y = 1,307 detik

Maka, menurut sub bab 2.15.3 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.34 dan 2.35 pada Bab 2.

$C_t = 0,0466$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$H_n = 11,5$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,9$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.15 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$).

Tabel 3.8: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_a \text{ min}$	$T_a \text{ maks}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,032	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	1,307	Ok	Not OK

3.4.4. Penentuan Faktor Respons Gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.15.4 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien Respons seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.41 – Pers.2.44 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,07333$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0,587}{0,588\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,114$$

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Model 1.

Arah	$C_s \text{ maks}$	C_s <i>hitungan</i>	$C_s \text{ min}$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,0114	0,026	0,113
Y	0,073	0,0114	0,026	0,113

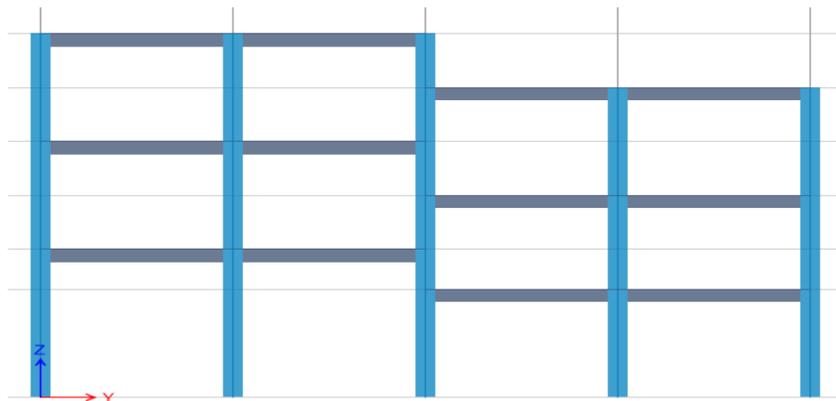
Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai C_s hitungan lebih kecil diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.5. Model 2 Ruko B di Lapangan

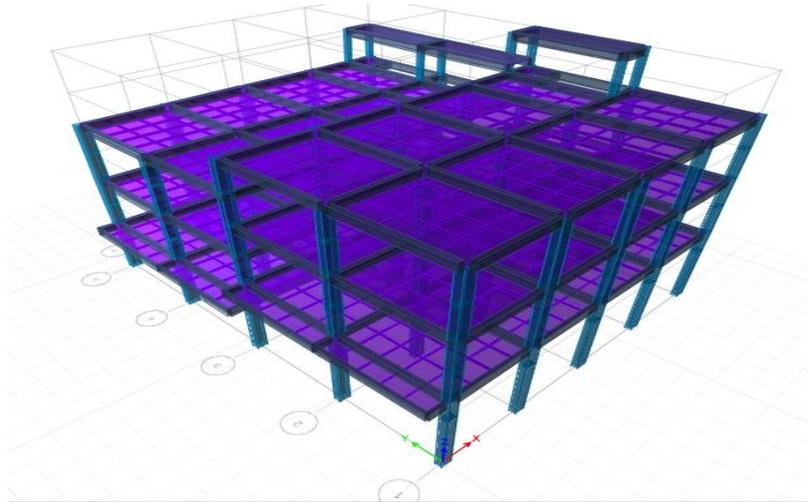
Model gedung yang kedua adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6-3.8:



Gambar 3.6: Denah struktur beton Model 2 di lapangan.



Gambar 3.7: Tampak samping bangunan arah X dan Y Model 2 di lapangan.



Gambar 3.8: Tampak 3D struktur bangunan beton Model 2 di lapangan.

3.5.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada model 2 di lapangan beton pemikul momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Ukuran Penampang pada Model 2 di lapangan.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok utama Lt.1 – Lt.3	500 x 250
Kolom Utama Lt.1 - Lt.3	500 x 300

3.5.2. Analisis Respons Spektrum

Prosedur analisis Respons Spektrum dilakukan dengan menggunakan program ETABS Versi 16 Analisis Respons Spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.6. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam Responss menurut metode (*Complete Quadratic Combination*) *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-

kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program ETABS Versi 16 yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Model 2 terdapat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Data perioda output program ETABS Model 2 di lapangan.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,523	0,0004	0,9521
Modal	2	1,461	0,4735	0,0017
Modal	3	0,948	0,7136	0,0007
Modal	4	0,444	5,83E-06	0,0643
Modal	5	0,336	0,0216	0,0008
Modal	6	0,299	0,0481	0,0005
Modal	7	0,27	0,0002	0,0114
Modal	8	0,218	0,0029	3,81E-05
Modal	9	0,208	0,0044	1,12E-05
Modal	10	0,199	0,0035	2,01E-05
Modal	11	0,178	0,0004	1,36E-05
Modal	12	0,16	0,0104	4,87E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataukah *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2 di lapangan.

Mode	Persentase (%)	<i>CQC</i> < 15%	<i>SRSS</i> > 15%
T1-T2	23,61	Not Ok	Ok
T2-T3	10,14	Ok	Not Ok
T3-T4	53,16	Not Ok	Ok
T4-T5	24,32	Not Ok	Ok
T5-T6	11,01	Ok	Not Ok
T6-T7	9,70	Ok	Not Ok
T7-T8	19,26	Not Ok	Ok

Tabel 3.12: *Lanjutan*, Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2 di lapangan.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS >15%
T8-T9	4,59	Ok	Not Ok
T9-T10	4,53	Ok	Not Ok
T10-T11	10,55	Ok	Not Ok
T11-T12	10,11	Ok	Not Ok

Penjumlahan ragam Respons menurut metode *CQC* atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.11, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode *CQC*.

3.5.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari ETABS nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (*T*) dari Model 2 di lapangan adalah:

T arah X = 1,523 detik

T arah Y = 1,461 detik

Maka, menurut sub bab 2.15.3 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (*T*) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.34 dan 2.35 pada Bab 2.

$C_t = 0,0466$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$H_n = 13$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,9$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.15 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$).

Tabel 3.13: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 di lapangan berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_a \text{ min}$	$T_a \text{ maks}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,523	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	1,461	Ok	Not OK

3.5.4. Penentuan Faktor Respons Gempa (C)

Berdasarkan sub bab 2.15.4 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien Respons seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.41 – Pers.2.44 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$
$$= \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0733$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$
$$= \frac{0,587}{0,656\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,10127$$

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} \geq 0,01$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,0258133 \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.14.

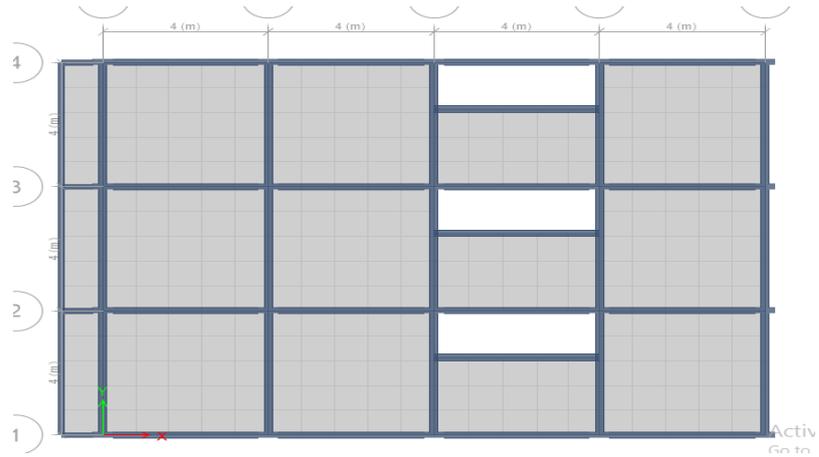
Tabel 3.14: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Model 2.

Arah	$C_s \text{ maks}$	$C_s \text{ hitungan}$	$C_s \text{ min}$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,1131	0,0258	0,1131
Y	0,073	0,1131	0,0258	0,1131

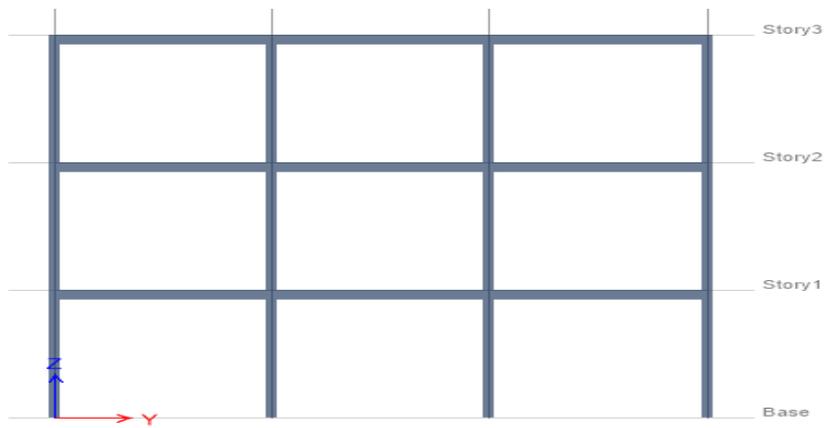
Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai C_s hitungan lebih kecil diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.6. Model 3 Ruko C di Lapangan

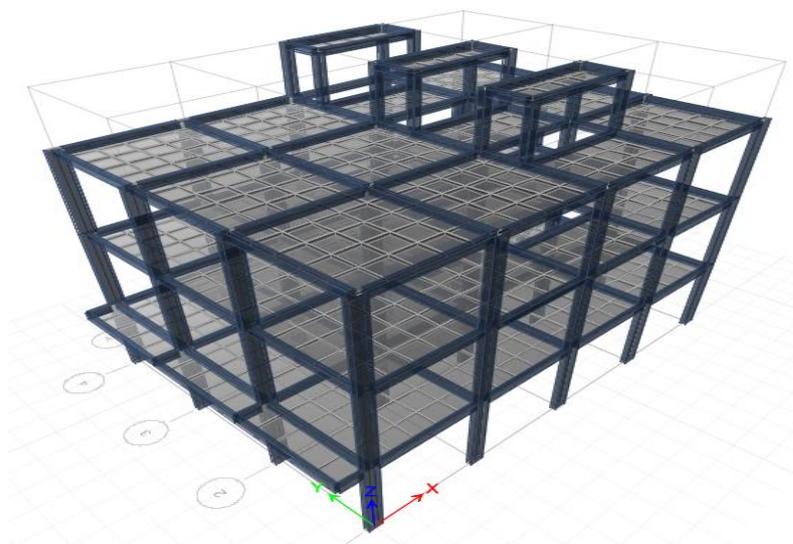
Model gedung yang ketiga adalah bentuk struktur menggunakan rangka beton pemikul momen khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.9-3.11:



Gambar 3.9: Denah struktur beton Model 3 Ruko C di lapangan.



Gambar 3.10: Tampak samping bangunan arah X dan Y Model 3 di lapangan.



Gambar 3.11: Tampak 3D struktur bangunan beton Model 3 di lapangan.

3.6.1. Dimensi Balok dan Kolom

Berikut adalah dimensi profil pada Model 3 rangka beton pemikul momen khusus dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.15: Ukuran Penampang pada Model 3 dilapangan.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok utama Lt.1–Lt.3	500 x 200
Kolom Utama Lt.1-Lt.3	300 x 200

3.6.2. Analisis Respons Spektrum

Prosedur analisis Respons Spektrum dilakukan dengan menggunakan program ETABS Versi 16. Analisis Respons Spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.6. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam Responss menurut metode (*Complete Quadratic Combination*) *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program ETABS Versi 16 yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Model 3 terdapat pada Tabel 3.16.

Tabel 3.16: Data perioda output program ETABS Model 3 di lapangan.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.373	0	0,8703
Modal	2	1,66	0,0007	0,0006
Modal	3	1,539	0,8041	0
Modal	4	0,745	0	0,1162

Tabel 3.16: *Lanjutan.*

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	5	0,487	1,16E-05	2,68E-05
Modal	6	0,455	1,38E-06	0,0128
Modal	7	0,408	0,1568	0
Modal	8	0,275	0	8,06E-07
Modal	9	0,262	4,38E-05	4,66E-06
Modal	10	0,244	0	2,87E-06
Modal	11	0,211	0,0354	0
Modal	12	0,202	0,0001	1,25E-06

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* ataupun *SRSS* dapat dilihat pada Tabel 3.17.

Tabel 3.17: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3 di lapangan.

Mode	Persentase (%)	<i>CQC</i> < 15%	<i>SRSS</i> > 15%
T1-T2	30,05	Not Ok	Ok
T2-T3	7,29	Ok	Not Ok
T3-T4	51,59	Not Ok	Ok
T4-T5	34,63	Not Ok	Ok
T5-T6	8,62	Ok	Not Ok
T6-T7	8,31	Ok	Not Ok
T7-T8	32,60	Not Ok	Ok
T8-T9	4,73	Ok	Not Ok
T9-T10	6,87	Ok	Not Ok
T10-T11	13,52	Ok	Not Ok
T11-T12	4,27	Ok	Not Ok

Penjumlahan ragam Respons menurut metode *CQC* atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan Respons total

harus mencapai sekurang-kurangnya 90%, dari Tabel 3.27, diperoleh nilai partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) sudah hampir mencapai 100%. Maka, pada Model ini partisipasi massa sudah memenuhi syarat dengan menggunakan metode *CQC*.

3.6.3. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari ETABS nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (*T*) dari Model 3 adalah:

T arah X = 1,36 detik

T arah Y = 1,909 detik

Maka, menurut sub bab 2.15.3 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (*T*) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers.2.34 dan 2.35 pada Bab 2.

$C_t = 0,0466$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$H_n = 12$ m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,9$ (Tabel 2.14 dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen)

$C_u = 1,4$ (Tabel 2.15 dengan nilai $SD1 \geq 0,4$).

Tabel 3.18: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 3 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_a \text{ min}$	$T_a \text{ maks}$	T	Cek min	Cek maks
X	0,4198	0,5877	1,660	Ok	Not OK
Y	0,4198	0,5877	2,373	Ok	Not OK

3.6.4. Penentuan Faktor Respons Gempa (*C*)

Berdasarkan sub bab 2.15.4 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien Respons seismik (C_s) berdasarkan Pers.2.60 – Pers.2.63 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

1. C_s maksimum

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0,587}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0733$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$
$$= \frac{0,587}{0,611\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,108836$$

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$C_s \text{ minimum} = 0,0258133 \geq 0,01$$

Nilai C_s di atas dan nilai C_s yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.18.

Tabel 3.19: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan Model 3 di lapangan.

Arah	$C_s \text{ maks}$	C_s <i>hitungan</i>	$C_s \text{ min}$	C_s yang digunakan
X	0,073	0,1131	0,0258	0,1131
Y	0,073	0,1131	0,0258	0,1131

Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai C_s hitungan lebih kecil diantara C_s minimum dan C_s maksimum. Maka yang digunakan C_s maksimum sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

3.7. Penambahan Fiber Reinforced Polymer (FRP)

Penambahan Fiber Reinforced Polymer (FRP) disini akan dibahas secara Hipotesis, diawali dengan membersihkan dan meratakan permukaan yang akan diberi perkuatan. Setelah permukaan dibersihkan, dilakukan persiapan untuk pencampuran matriksnya dengan menggunakan *epoxy*. Kemudian lembaran FRP diolesi dengan *epoxy* untuk mengisi rongga diantara anyaman FRP dan menghilangkan udara di dalamnya, setelah itu lembaran FRP di pasang pada penampang kemudian di olesi lagi dengan *epoxy* lalu dibiarkan hingga melekat dengan baik dan kering sempurna. Proses ini berlangsung selama 3 sampai 7 hari.

Dalam penyelesaian skripsi ini contoh CFRP yang digunakan berasal dari produk Sika dengan 2 tipe produk dan digunakan sesuai ketentuan untuk kebutuhan yang diperlukan. 2 tipe produk yang digunakan adalah tipe *wrap 231 C*

yang digunakan sebagai penambahan kekuatan untuk geser dan tipe plat Carbodur S 1012 yang digunakan untuk penambahan kekuatan lentur jika memang diperlukan.

3.7.1. Klasifikas CFRP yang digunakan Untuk Perkuatan Geser

Untuk memenuhi kebutuhan penampang pada setiap Model yang membutuhkan retrofit untuk perkuatan geser. Jika penampang memerlukan adanya penambahan tulangan eksternal untuk geser maka CFRP Wrap 231 C dapat digunakan dengan data berdasarkan SIKA *Product* sebagai berikut:

Tabel 3.20: Klasifikasi Data Sika Wrap 231 C.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(ffu)*	4900	N/mm ²
M. Elastisitas	(Ef)	230.000	N/mm ²
Regangan	(εfu)*	0,0191	Mm
Ketebalan	(tf)	0,129	Mm
Lebar	(wf)	500	Mm
Luas Area	(Af)	129	mm ²
Panjang/roll	(L)	100	M

3.7.2. Klasifikas CFRP yang digunakan Untuk Perkuatan Lentur

Untuk memenuhi kebutuhan penampang pada setiap Model yang membutuhkan retrofit untuk perkuatan lentur. Jika penampang memerlukan adanya penambahan tulangan eksternal untuk lentur maka CFRP Plat Carbodur S 1012 dapat digunakan dengan data berdasarkan SIKA *Product* sebagai berikut:

Tabel 3.21: Klasifikasi Data Sika Plat Carbodur S 1012.

Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tarik	(ffu)*	3100	N/mm ²
M. Elastisitas	(Ef)	165.000	N/mm ²
Regangan	(εfu)*	0,018	N/mm ²
Ketebalan	(tf)	1,2	mm
Lebar	(wf)	100	mm
Luas Area	(Af)	120	mm ²
Panjang/roll	(L)	100	m

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Umum

Pada bab ini akan membahas beberapa nilai perbedaan hasil analisis oleh ETABS (*Extended Analysis Building Software*) Versi 2016 pada tiap model. Diantaranya adalah nilai simpangan, gaya-gaya dalam struktur gedung, kekakuan gedung dan tahanan gempa. Berdasarkan ketiga model yang telah direncanakan dilakukan penambahan perkuatan pada struktur Balok atau Kolom menggunakan *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* bila memang diperlukan.

4.2. Hasil Analisis Struktur Ruko A di lapangan

Pada Model 1 analisis respons spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.2.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respons spektrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah X dan arah Y tidak sama.

Ketentuan ini berlaku pada setiap model gedung. Dari hasil analisis respons spektrum yang menggunakan program analisis Struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respons spektrum.

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>OutputCase Text</i>	FX Kgf	FY Kgf
GEMPA X	51007,56	12,64
GEMPA Y	12,64	42113,01

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respons spektrum terhadap respons ragam pertama.

1. Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0.1131 \times 941767,83$$

$$= 106531,9416 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah X).}$$

2. Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0.1131 \times 941767,83$$

$$= 106531,9416 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekivalen arah Y).}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Kontrol faktor skala :

1. Arah X

$$V_x = 51007,56 \text{ Kgf}$$

$$V_{Ix} = 106531,9416 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_x \leq 0,85 \cdot V_{Ix}$$

$$51007,56 \leq 0,85 \cdot 106531,9416$$

$$51007,56 \leq 90552,15$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \cdot V_{Ix}}{V_x} \geq 1$$

$$= \frac{0,85 \times 106531,9416}{51007,56} = 1,77 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

2. Arah Y

$$V_y = 42113,01 \text{ Kgf}$$

$$V_{Iy} = 106531,9416 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_y \leq 0,85 \cdot V_{Iy}$$

$$42113,01 \leq 0,85 \cdot 106531,9416$$

$$42113,01 \leq 90552,15$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \cdot V_{Iy}}{V_y} \geq 1$$

$$= \frac{0,85 \times 106531,9416}{42113,01} = 2,15 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

Tabel 4.2: Rekapitulasi faktor skala hasil respons spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Model 1.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
106531,9416	106531,9416	51007,56	42113,01	1,2263	1,2263

4.2.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub sub bab 2.15, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.15 dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.3-4.4 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.3: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1 di lapangan terhadap gempa x.

Lantai	V _x (kgf)	V _y (kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	23330,16	28,54	18204,6340	4,5115	OK	OK
<i>Floor2</i>	42177,09	20,55	18204,6340	4,5115	OK	OK
<i>Floor1</i>	52013,24	12,89	18204,6340	4,5115	OK	OK

Tabel 4.4: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1 di lapangan terhadap gempa y.

Lantai	V _x (kgf)	V _y (kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	5,94	18503,56	4,5115	15030,1585	OK	OK
<i>Floor2</i>	9,44	33957,93	4,5115	15030,1585	OK	OK
<i>Floor1</i>	12,89	42943,31	4,5115	15030,1585	OK	OK

Dari Tabel 4.3-4.4 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar.

Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur adalah 1.

4.2.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS Ver.16 berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.62333$ diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{ds} = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.2.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$1. F_i = C_{vx} \cdot V \rightarrow C_{vx} = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum w_i \cdot h_i^k}$$

- K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.
- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$

Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

$$T_x = 1,039$$

$$T_y = 1,311$$

$$K_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,039 - 0,5) = 1,269$$

$$K_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,311 - 0,5) = 1,405$$

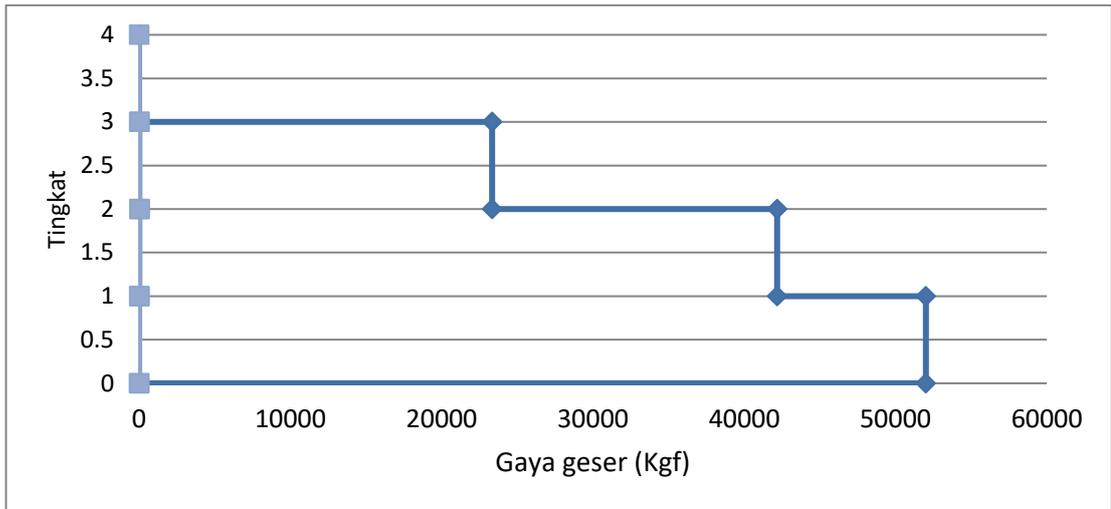
Setelah dilakukan perhitungan, didapatkan nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.2.5. Gaya Geser Analisis Respons Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.5-4.6.

Tabel 4.6: Gaya geser hasil *output* analisis respons spektrum gempa x.

TABLE: Story Response Seismic X				
Story	Elevation M	Location	X-Dir Kgf	Y-Dir Kgf
Floor 3	11,5	Top	23330,16	28,54
		Bottom	23330,16	28,54
Floor2	8	Top	42177,09	20,55
		Bottom	42177,09	20,55
Floor1	4	Top	52013,24	12,89
		Bottom	52013,24	12,89
Basement	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

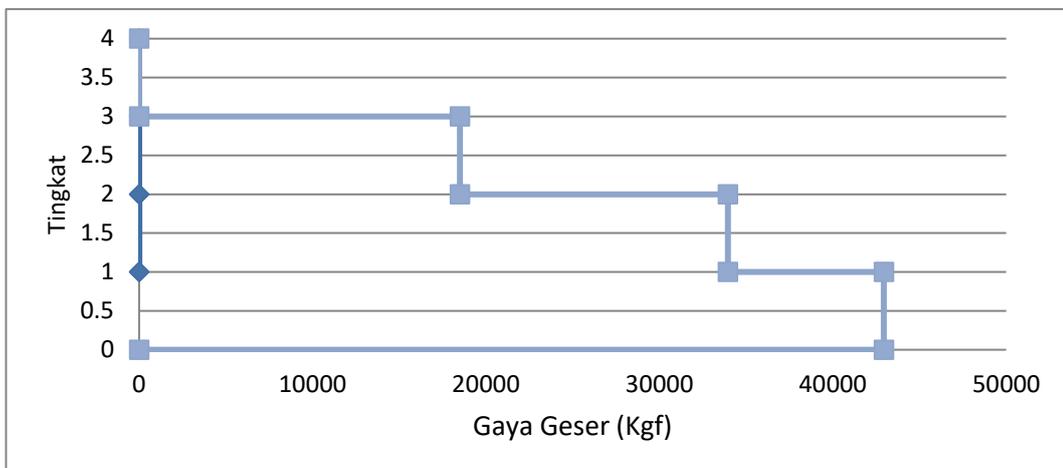


Gambar 4.1: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu x.

Tabel 4.7: Gaya geser hasil *output* analisis respons spektrum gempa y.

TABLE: Story Responce Seismic Y

Story	Elevation M	Location	X-Dir Kgf	Y-Dir Kgf
Floor 3	11,5	Top	5,94	18503,56
		Bottom	5,94	18503,56
Floor2	8	Top	9,44	33957,93
		Bottom	9,44	33957,93
Floor1	4	Top	12,89	42943,31
		Bottom	12,89	42943,31
Basement	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Gambar 4.2: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu y.

4.2.6. Nilai Simpangan

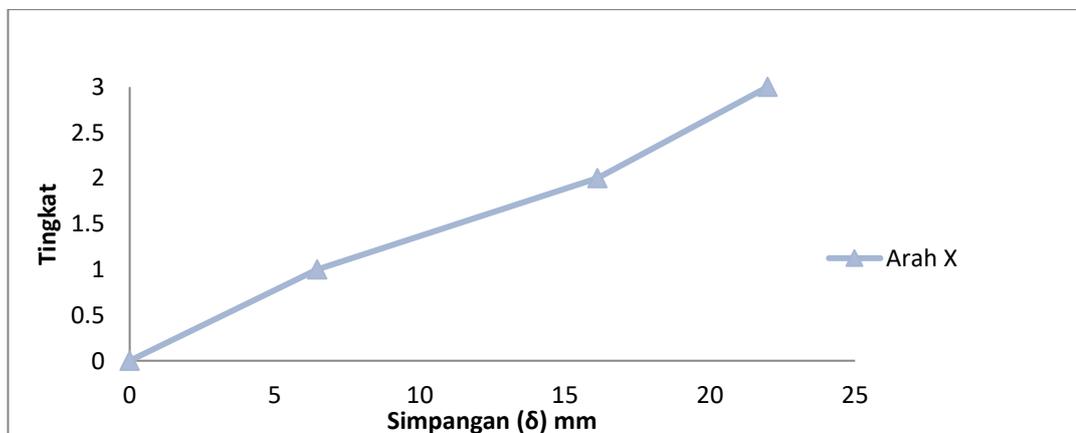
Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.7-4.8 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

Tabel 4.8: Nilai simpangan gedung Model 1 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3	11500	21,9820	0,0030	120,9010	0,0165	32,2355	0,0055
2	8000	16,1210	0,0020	88,6655	0,0110	53,1465	0,0055
1	4000	6,4580	0,0010	35,5190	0,0055	35,5190	0,0055

Tabel 4.8: Lanjutan.

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
70,0000	OK	OK
80,0000	OK	OK
80,0000	OK	OK



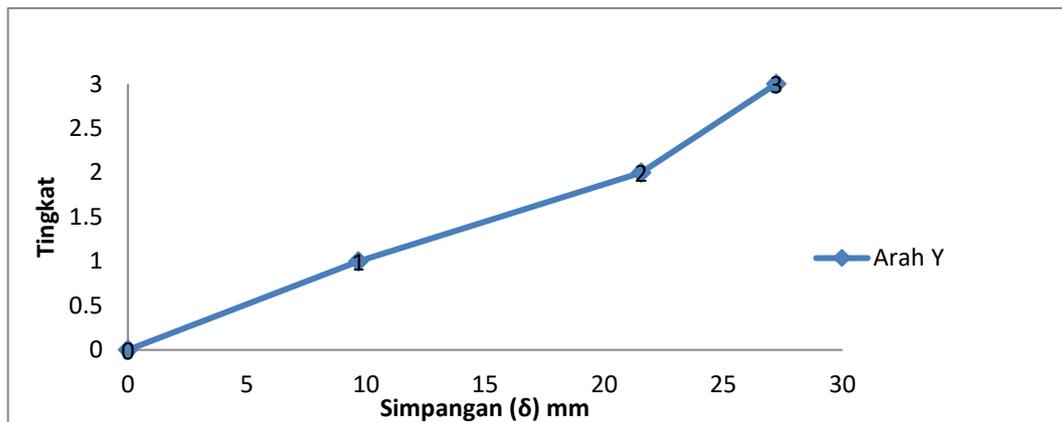
Gambar 4.3: Diagram nilai simpangan lantai sumbu x.

Tabel 4.9: Nilai simpangan gedung Model 1 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3	11500	0,0010	27,2210	0,0055	149,7155	0,0038	31,2235
2	8000	0,0003	21,5440	0,0017	118,4920	0,0110	65,2905
1	4000	0,0010	9,6730	0,0055	53,2015	0,0055	53,2015

Tabel 4.9: Lanjutan.

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
70,00	OK	OK
80,00	OK	OK
80,00	OK	OK



Gambar 4.4: Perbandingan simpangan respons spektrum arah y.

Pada Tabel 4.7-4.8 diatas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.2.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.10: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
<i>Floor 3</i>	11500	32,236	23330,16	253181,03	253226,93	0,006	OK
<i>Floor 2</i>	8000	53,147	42177,09	325941,92	579168,85	0,017	OK
<i>Floor 1</i>	4000	35,519	52013,24	362644,88	941813,74	0,029	OK

Tabel 4.11: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (Kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek Y
<i>Floor 3</i>	11500	31,224	18503,56	253181,03	253226,93	0,007	OK
<i>Floor 2</i>	8000	65,291	33957,93	325941,92	579168,85	0,025	OK
<i>Floor 1</i>	4000	53,202	42943,31	362644,88	941813,74	0,053	OK

Dari Tabel 4.9 dan 4.10 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

4.3. Ruko B di lapangan

Pada Model 2 analisis respons spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.3.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respons spektrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak

sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Ketentuan ini berlaku pada gedung setiap model.

Dari hasil analisis respons spektrum yang menggunakan program Analisis Struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respons spektrum.

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>OutputCase Text</i>	FX Kgf	FY Kgf
GEMPA X	66810,11	2279,88
GEMPA Y	2279,88	52150,55

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respons spektrum terhadap respons ragam pertama.

1. Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0.1131 \times 1054022,31$$

$$= 119209,92 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah X).}$$

2. Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0.1131 \times 1054022,31$$

$$= 119209,92 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah Y).}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 kontrol faktor skala :

1. Arah X

$$V_x = 66810,11 \text{ Kgf}$$

$$V_{Ix} = 119209,92 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_x \leq 0,85 \cdot V_{Ix}$$

$$66810,11 \leq 0,85 \cdot 119209,92 = 66810,11 \leq 101328,432$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 \cdot V_{Ix}}{V_x} \geq 1$$

$$= \frac{0,85 \times 119209,92}{66810,11} = 1,52 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

2. Arah Y

$$V_y = 52150,55 \text{ Kgf}$$

$$V_{ly} = 119209,92 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_y \leq 0,85 \cdot V_{ly}$$

$$52150,55 \leq 0,85 \cdot 119209,92$$

$$52150,55 \leq 101328,432$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 V_{ly}}{V_y} \geq 1$$

$$= \frac{0,85 \times 119209,92}{52150,55} = 1,94 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

Tabel 4.13: Rekapitulasi faktor skala hasil respons spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Model 2 di lapangan.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
119209,92	119209,92	66810,11	52150,55	1,2263	1,2263

4.3.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub sub bab 2.15, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.15 dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.14-4.15 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.14: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2 di lapangan terhadap gempa x.

Lantai	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
3.1	16050,37	552,35	15142,6695	550,7390	OK	OK
3	18012,32	578,31	15142,6695	550,7390	OK	OK

Tabel 4.14: *Lanjutan.*

Lantai	V_x (Kgf)	V_y (Kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
2.1	30986,25	866,33	15142,6695	550,7390	OK	OK
2	30986,25	866,33	15142,6695	550,7390	OK	OK
1.1	43264,77	1573,54	15142,6695	550,7390	OK	OK
1	43264,77	1573,54	15142,6695	550,7390	OK	OK

Tabel 4.15: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2 di lapangan terhadap gempa y.

Lantai	V_x (Kgf)	V_y (Kgf)	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
3.1	1467,81	14782,07	813,6905	12292,4690	OK	OK
3	1580,03	16546,52	813,6905	12292,4690	OK	OK
2.1	2552,56	24594,37	813,6905	12292,4690	OK	OK
2	2552,56	24594,37	813,6905	12292,4690	OK	OK
1.1	2324,83	35121,34	813,6905	12292,4690	OK	OK
1	2324,83	35121,34	813,6905	12292,4690	OK	OK

Dari Tabel 4.14-4.15 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur adalah 1.

4.3.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS Ver.16 berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.62333$ diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $S_{ds} = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY

Tabel 4.16: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.3.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$1. F_i = C_{vx} \cdot V \rightarrow C_{vx} = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum w_i \cdot h_i^k}$$

- K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.
- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$

Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

$$T_x = 1,523$$

$$T_y = 1,461$$

$$K_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,461 - 0,5) = 1,481$$

$$K_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,523 - 0,5) = 1,512$$

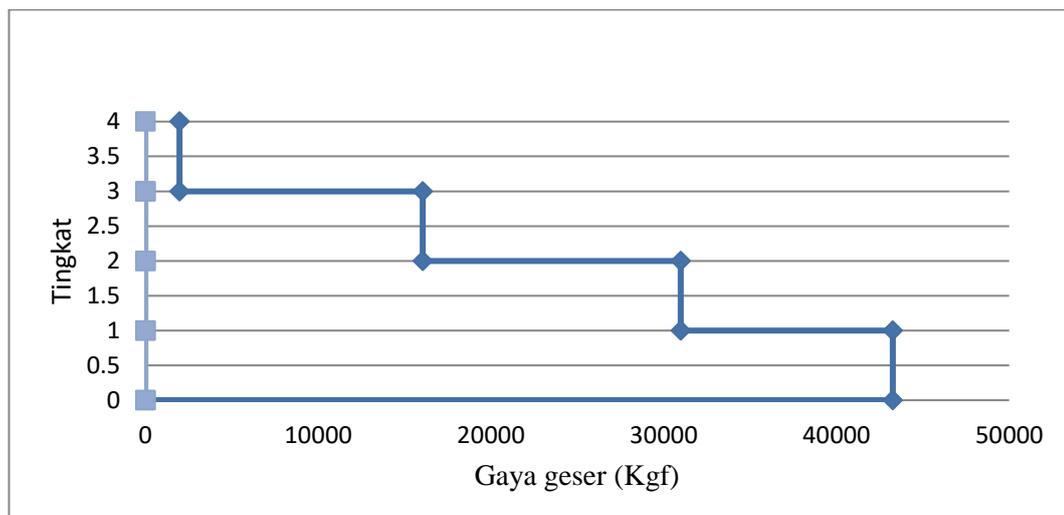
Setelah dilakukan perhitungan, didapatkan nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.3.5. Gaya Geser Analisis Respons Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.17-4.18.

Tabel 4.17: Gaya geser hasil *output* analisis respons spektrum gempa x.

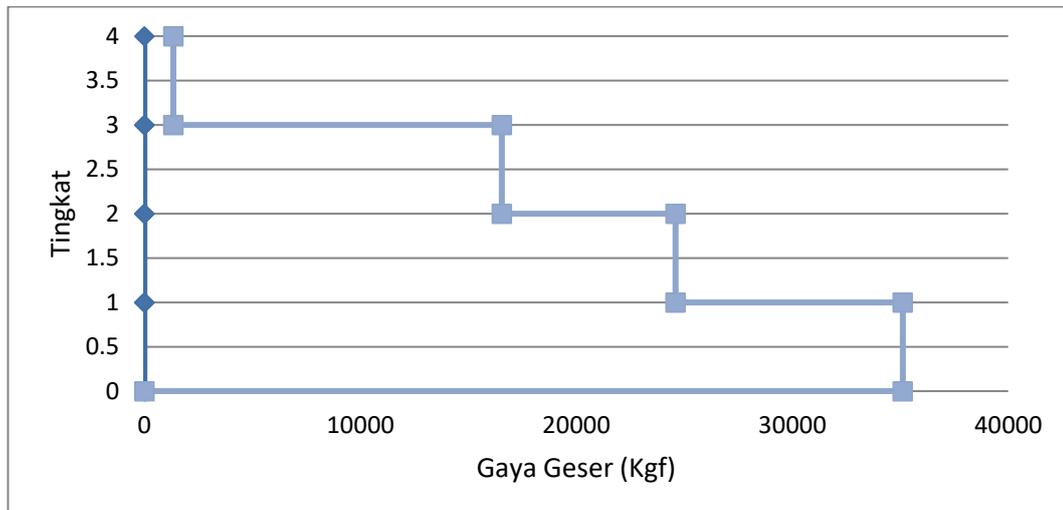
TABLE: Story Response Seismic X				
Story	Elevation M	Location	X-Dir Kgf	Y-Dir Kgf
lt3.1	13,5	Top	16050,37	552,35
		Bottom	16050,37	552,35
lt3	11,5	Top	18012,32	578,31
		Bottom	18012,32	578,31
lt2.1	9,5	Top	30986,25	866,33
		Bottom	30986,25	866,33
lt.2	7,5	Top	30986,25	866,33
		Bottom	30986,25	866,33
lt1.1	5,5	Top	43264,77	1573,54
		Bottom	43264,77	1573,54
lt.1	4	Top	43264,77	1573,54
		Bottom	43264,77	1573,54
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Gambar 4.5: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu x.

Tabel 4.18: Gaya geser hasil *output* analisis respons spectrum gempa y.

<i>TABLE: Story Responce Seismic Y</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
lt3.1	13,5	Top	1467,81	14782,07
		Bottom	1467,81	14782,07
lt3	11,5	Top	1580,03	16546,52
		Bottom	1580,03	16546,52
lt2.1	9,5	Top	2552,56	24594,37
		Bottom	2552,56	24594,37
lt.2	7,5	Top	2552,56	24594,37
		Bottom	2552,56	24594,37
lt1.1	5,5	Top	2324,83	35121,34
		Bottom	2324,83	35121,34
lt.1	4	Top	2324,83	35121,34
		Bottom	2324,83	35121,34
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Gambar 4.6: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu y.

4.3.6. Nilai Simpangan

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan

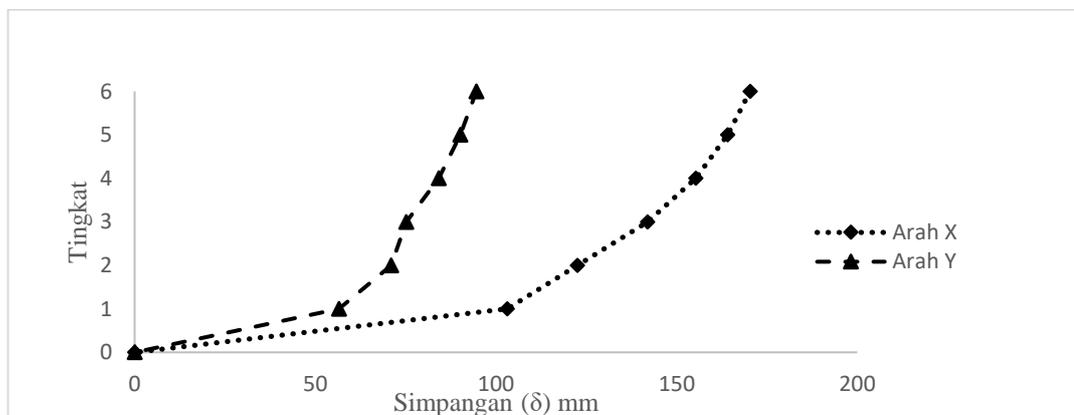
antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.19-4.20 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

Tabel 4.19: Nilai simpangan gedung Model 2 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3.1	13500	30,9720	17,1970	170,34600	94,58350	6,23150	4,40000
3	11500	29,8390	16,3970	164,11450	90,18350	8,75600	6,03350
2.1	9500	28,2470	15,300	155,35850	84,15000	13,40350	8,93750
2	7500	25,8100	13,675	141,95500	75,21250	19,38200	4,19100
1.1	5500	22,2860	12,913	122,57300	71,02150	19,45900	14,47600
1	4000	18,7480	10,2810	103,11400	56,54550	103,11400	56,54550

Tabel 4.19: Lanjutan.

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
270	OKE	OKE
230	OKE	OKE
190	OKE	OKE
150	OKE	OKE
110	OKE	OKE
80	OKE	OKE



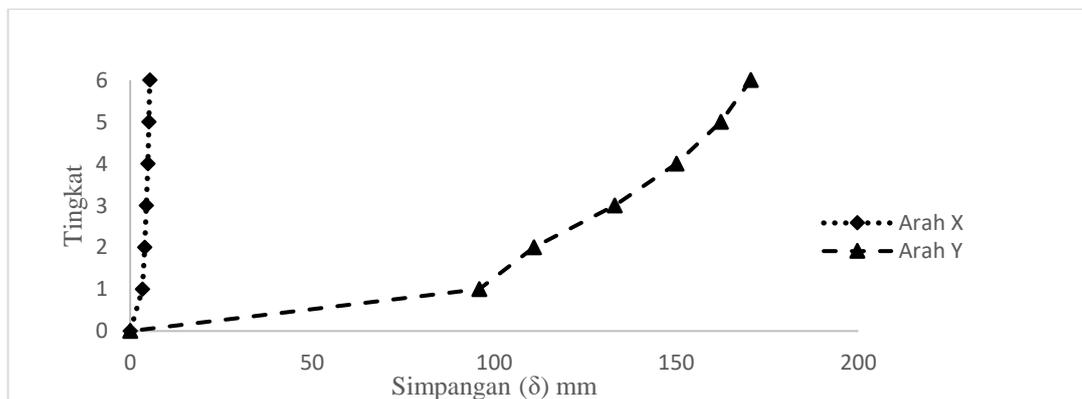
Gambar 4.7: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x.

Tabel 4.20: Nilai simpangan gedung Model 2 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3.1	13500	0,978	30,997	5,379	170,484	0,231	8,167
3	11500	0,936	29,512	5,148	162,316	0,286	12,243
2.1	9500	0,884	27,286	4,862	150,073	0,380	16,962
2	7500	0,815	24,202	4,483	133,111	0,495	22,209
1.1	5500	0,725	20,164	3,988	110,902	0,600	14,999
1	4000	0,616	17,437	3,388	95,904	3,388	95,904

Tabel 4.20: Lanjutan.

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
270	OKE	OKE
230	OKE	OKE
190	OKE	OKE
150	OKE	OKE
110	OKE	OKE
80	OKE	OKE



Gambar 4.8: Perbandingan simpangan respons spektrum.

Pada Tabel 4.19-4.20 diatas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian

rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.3.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.21 dan 4.22.

Tabel 4.21: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
3.1	13500	6,23150	16050,37	139108,93	139108,93	0,00154	OK
3	11500	8,75600	18012,32	141289,07	2749,000	0,00211	OK
2.1	9500	13,4035	30986,25	182534,31	462932,31	0,00472	OK
2	7500	19,3820	32978,88	188496,61	651428,92	0,00875	OK
1.1	5500	19,4590	43264,77	189544,36	840972,66	0,01347	OK
1	4000	103,114	43264,77	213049,03	1054022,31	0,10499	OK

Tabel 4.22: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (Kgf)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek Y
3.1	13500	8,1675	14782,07	139108,93	139108,93	0,00180	OK
3	11500	12,243	16546,52	141289,07	2749,000	0,00306	OK
2.1	9500	16,962	24594,37	182534,31	462932,31	0,00569	OK
2	7500	22,209	26251,64	188496,61	651428,92	0,01014	OK
1.1	5500	14,9985	35121,34	189544,36	840972,66	0,01013	OK
1	4000	95,903	35121,34	213049,03	1054022,31	0,09610	OK

Dari Tabel 4.29 dan 4.30 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 2 di lapangan dapat diabaikan.

4.4. Model 3 di lapangan

Pada Model 3 analisis respons spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi jumlah kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.4.1. Gaya Geser

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respons spectrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen khusus. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah X dan arah Y tidak sama. Ketentuan ini berlaku pada gedung setiap model.

Dari hasil analisis respons spektrum yang menggunakan program Analisis Struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23: Gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respons spektrum.

TABEL: <i>Base Reactions</i>		
<i>OutputCase Text</i>	FX Kgf	FY Kgf
GEMPA X	23883,79	16,37
GEMPA Y	16,37	17021,38

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respons spektrum terhadap respons ragam pertama.

1. Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,1131 \times 941813,74$$

$$= 106519,1335 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah X).}$$

2. Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,1131 \times 941813,74$$

$$= 106519,1335 \text{ Kgf (Gaya geser statik ekuivalen arah Y).}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 kontrol faktor skala:

1. Arah X

$$V_x = 23883,79 \text{ Kgf}$$

$$V_{lx} = 106519,1335 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_x \leq 0,85 \cdot V_{lx}$$

$$23883,79 \leq 0,85 \cdot 106519,1335$$

$$23883,79 \leq 90541,2635$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{lx}}{V_x} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106519,1335}{23883,79} = 3,79 \geq 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

2. Arah Y

$$V_y = 17021,38 \text{ Kgf}$$

$$V_{ly} = 106519,1335 \text{ Kgf}$$

$$\text{Syarat } V_y \leq 0,85 \cdot V_{ly}$$

$$17021,38 \leq 0,85 \cdot 106519,1335$$

$$17021,38 \leq 90541,2635$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{ly}}{V_y} \geq 1 \\ &= \frac{0,85 \times 106519,1335}{17021,38} = 5,32 \geq 1 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Tabel 4.24: Rekapitulasi faktor skala hasil respons spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Model 3 di lapangan.

V1 ELF		Vt CQC		Faktor Skala	
Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x Kgf	Arah y Kgf	Arah x	Arah y
106519,1335	106519,1335	23883,79	23883,79	1,2263	1,2263

4.4.2. Koreksi Faktor Redudansi

Berdasarkan sub sub bab 2.15, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.15 dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang

menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.25-4.26 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.25: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3 di lapangan terhadap gempa x .

Lantai	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	12180,77	8,01	8524,1415	5,8415	OK	OK
<i>Floor2</i>	19179,99	11,81	8524,1415	5,8415	OK	OK
<i>Floor1</i>	24354,69	16,69	8524,1415	5,8415	OK	OK

Tabel 4.26: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3 di lapangan terhadap gempa y .

Lantai	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
<i>Floor3</i>	7,43	692,04	5,8415	6074,9395	OK	OK
<i>Floor2</i>	9,81	8669,85	5,8415	6074,9395	OK	OK
<i>Floor1</i>	13,73	13120,74	5,8415	6074,9395	OK	OK

Dari Tabel 4.25-4.26 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 1-3 dengan redundansi 1,0 memenuhi syarat lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur adalah 1.

4.4.3. Beban Kombinasi

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS Ver.16 berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.62333$ diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1729-2012 dengan nilai $\rho = 1$ dan $Sds = 0,5867$.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1,0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1,0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1,0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1,0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1,0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1,0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1,0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1,0	LL	-1	EX	0,3	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1	EX	0,3	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1	EX	-0,3	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1	EX	0,3	EY

4.4.4. Perbandingan Gaya Geser Gedung Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat dapat ditentukan oleh:

$$1. \quad F_i = Cvx \cdot V - Cvx = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum w_i \cdot h_i^k}$$

- K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.
- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$

Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi berikut cara mendapatkan nilai k .

$$T_x = 1,660$$

$$T_y = 2,373$$

$$K_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (1,660 - 0,5) = 1,606$$

$$K_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5-0,5)} (2,373 - 0,5) = 2,373$$

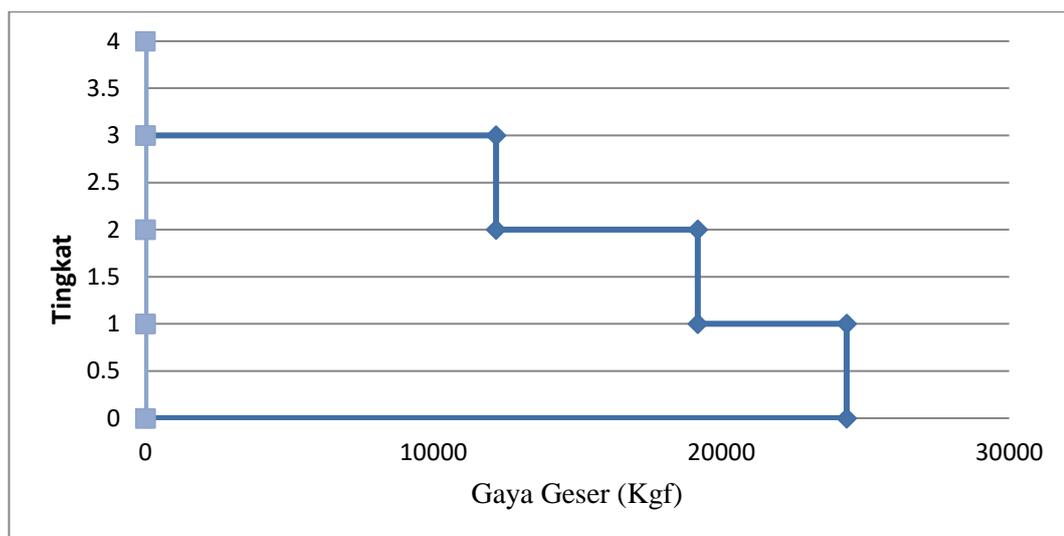
Setelah dilakukan perhitungan, didapatlah nilai dari distribusi gaya geser horizontal arah x berdasarkan metode analisis statik ekuivalen.

4.4.5. Gaya Geser Analisis Respons Spektrum

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program Analisis Struktur dapat dilihat pada Tabel 4.28-4.29.

Tabel 4.28: Gaya geser hasil *output* analisis respons spektrum gempa x.

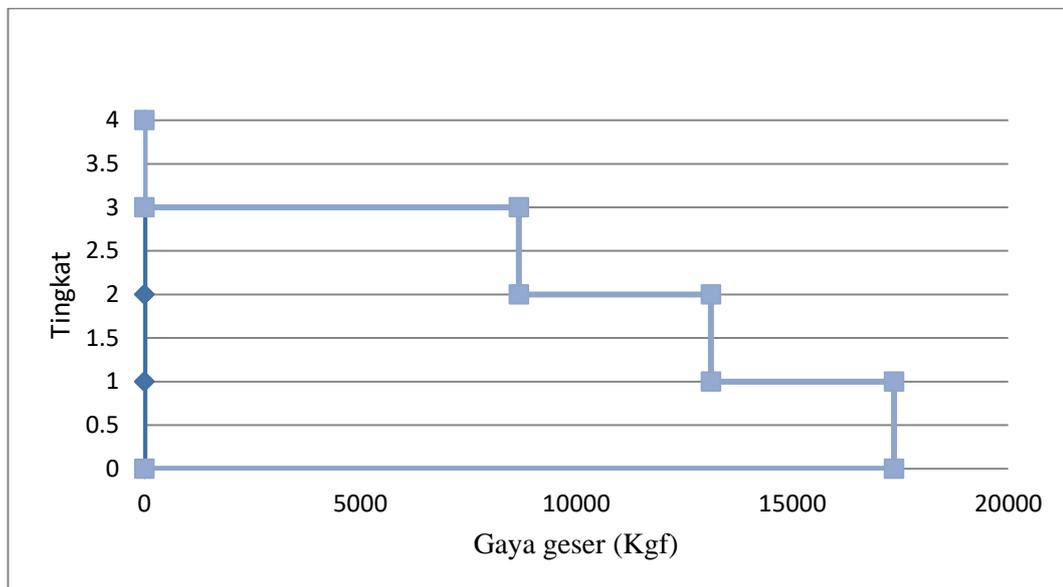
<i>TABLE: Story Responce Seismic X</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
<i>Floor 3</i>	12	<i>Top</i>	12180,77	8,01
		<i>Bottom</i>	12180,77	8,01
<i>Floor2</i>	8	<i>Top</i>	19179,99	11,81
		<i>Bottom</i>	19179,99	11,81
<i>Floor1</i>	4	<i>Top</i>	24354,69	16,69
		<i>Bottom</i>	24354,69	16,69
<i>Basement</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0



Gambar 4.9: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu x.

Tabel 4.29: Gaya geser hasil *output* analisis respons spektrum gempa y.

<i>TABLE: Story Responce Seismic Y</i>				
<i>Story</i>	<i>Elevation</i> M	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> Kgf	<i>Y-Dir</i> Kgf
<i>Floor 3</i>	12	<i>Top</i>	9,81	8669,85
		<i>Bottom</i>	9,81	8669,85
<i>Floor2</i>	8	<i>Top</i>	13,73	13120,74
		<i>Bottom</i>	13,73	13120,74
<i>Floor1</i>	4	<i>Top</i>	16,69	17356,97
		<i>Bottom</i>	16,69	17356,97
<i>Basement</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0



Gambar 4.10: Diagram gaya geser respons spektrum sumbu y.

4.4.6. Nilai Simpangan

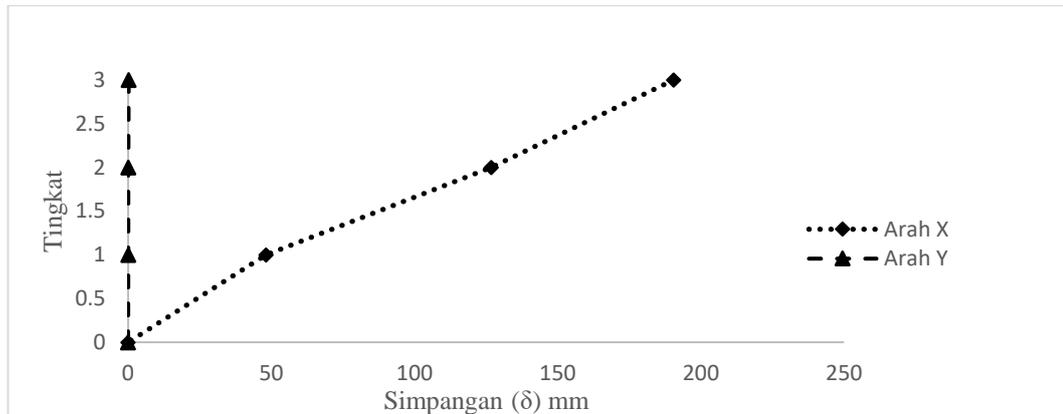
Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.30-4.31 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

Tabel 4.30: Nilai simpangan gedung Model 3 di lapangan akibat gempa x, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3	12	34,643	0,037	190,537	0,204	63,696	0,105
2	8	23,062	0,018	126,841	0,099	78,667	0,000
1	4	8,759	0,018	48,175	0,099	48,175	0,099

Tabel 4.30: Lanjutan.

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
80	OK	OK
80	OK	OK
80	OK	OK



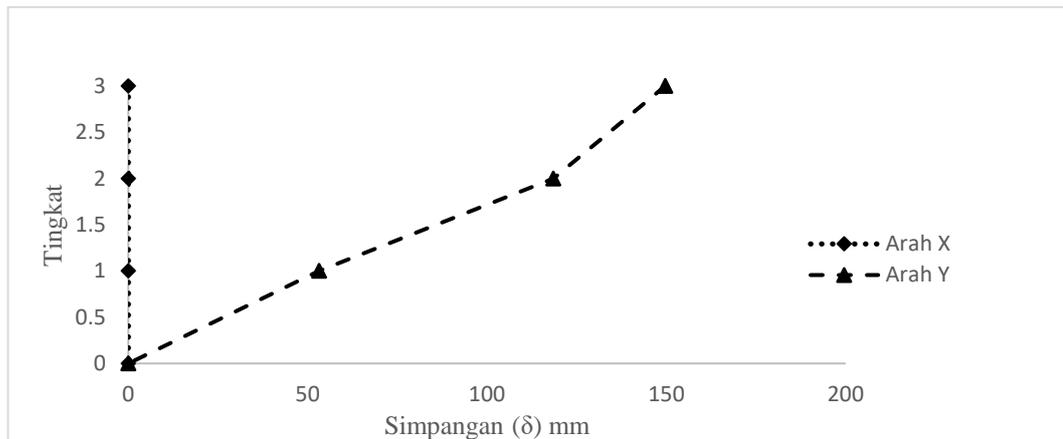
Gambar 4.11: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x.

Tabel 4.31: Nilai simpangan gedung Model 3 di lapangan akibat gempa y, pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726-2012.

Tingkat	h (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
3	3500	0,024	51,614	0,132	283,877	0,050	68,316
2	4000	0,015	39,193	0,083	215,562	0,050	113,559
1	4000	0,006	18,546	0,033	102,003	0,033	102,003

Tabel 4.31: *Lanjutan.*

Syarat	Cek	Cek
$\Delta a/\rho$ (m)	X	Y
70	OK	OK
80	OK	OK
80	OK	OK



Gambar 4.12: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y.

Pada Tabel 4.30-4.31 diatas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas 30%.

4.4.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.32 dan 4.33.

Tabel 4.32: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_x (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (Kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek X
Floor 3	11500	63,69550	12180,77	253226,93	24826,17	0,02090	OK
Floor 2	8000	78,66650	19179,99	325941,92	579168,85	0,05203	OK
Floor 1	4000	48,17450	24354,69	362644,88	941813,74	0,08173	OK

Tabel 4.33: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3 di Lapangan.

Lantai	Tinggi (mm)	Story Drift (mm)	Gaya Geser Seismik, V_y (Kgf)	Beban Vertikal Total (Kgf)	Beban Vertikal Kumulatif (Kgf)	Stability Ratio (θ_x)	Cek Y
Floor 3	11500	0,0495000	8669,85	253226,93	24826,17	0,02094	OK
Floor 2	8000	0,0495000	13120,74	325941,92	579168,85	0,05143	OK
Floor 1	4000	0,0330000	17356,97	362644,88	941813,74	0,08970	OK

Dari Tabel 4.31 dan 4.32 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 3 di lapangan dapat diabaikan.

4.5. Cek Penampang Ruko A

Berdasarkan hasil dari analisis dari *software* ETABS Versi 16 ada 40 Kolom dan 4 Balok pada Ruko A yang terindikasi memerlukan retrofit untuk penambahan kekuatan geser nya mulai dari lantai 1,2, dan 3.

4.5.1. Cek Penampang Kolom Lantai 1 Ruko A

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko A tepatnya di lantai 1 seluruh Kolom yang berjumlah 25 mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.34: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko A.

Kolom Lantai 1	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-1	2011,648	1384,548	Perlu Diperkuat
K1-4	2278,932	1226,283	Perlu Diperkuat

Tabel 4.34: *Lanjutan.*

Kolom Lantai 1	Vu (Kgf)	Vn (Kgf)	Keterangan
K1-7	2261,853	1144,382	Perlu Diperkuat
K1-10	2278,932	1226,283	Perlu Diperkuat
K1-13	2011,684	1384,548	Perlu Diperkuat
K1-28	2379,08	1444,168	Perlu Diperkuat
K1-31	2613,871	1490,25	Perlu Diperkuat
K1-34	2611,896	1279,118	Perlu Diperkuat
K1-37	2613,871	1490,25	Perlu Diperkuat
K1-40	2379,08	1444,168	Perlu Diperkuat
K1-55	2308,733	1437,915	Perlu Diperkuat
K1-58	2691,704	1480,743	Perlu Diperkuat
K1-61	2610,777	1417,243	Perlu Diperkuat
K1-64	2691,704	1480,743	Perlu Diperkuat
K1-67	2308,733	1437,915	Perlu Diperkuat
K1-82	2441,044	1440,548	Perlu Diperkuat
K1-85	2626,881	1339,613	Perlu Diperkuat
K1-88	2687,102	1322,204	Perlu Diperkuat
K1-91	2626,881	1339,613	Perlu Diperkuat
K1-94	2441,044	1440,548	Perlu Diperkuat
K1-109	1595,283	1394,344	Perlu Diperkuat
K1-112	1689,313	1180,543	Perlu Diperkuat
K1-115	1689,313	1108,764	Perlu Diperkuat
K1-118	1689,313	1180,543	Perlu Diperkuat
K1-121	1595,283	1394,344	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 1 ($\Delta Vu = 23224,334 \text{ Kgf}/227,698 \text{ kN}$).

4.5.1.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 1 Ruko A

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Kolom K1 pada

Ruko A lantai 1 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko A lantai 1.

$$\text{Kuat tarik } (ffu)^* = 4900 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{M. Elastisitas } (Ef) = 230.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* = 1,91\% / 100\% = 0,0191$$

$$\text{Ketebalan } (tf) = 0,129$$

$$\text{Lebar } (wf) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Penampang } = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang/roll } = 100 \text{ m}$$

Menghitung Properties CFRP (carbon fiber reinforced polymer) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP } (ffu) = CE \times (ffu)^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (Le) &= \frac{23300}{(wf \cdot tf \cdot Ef)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k1) = \frac{fc'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k2) = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (Kv) = \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} = \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000588$$

$$\text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) = 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143$$

$$= \text{Maka digunakan } 0,004$$

$$\text{Tegangan Tarik efektif FRP } (ffe) = \epsilon_{fe} \cdot Ef = 0,004 \times 230.000 = 920$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (Vf) \text{ reqd} &= \frac{\Delta Vu}{\phi(\Psi_f)} \\ &= \frac{227,689}{0,85(0,95)} = 281,968 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (Afv) \text{ reqd} &= \frac{Vf \text{ reqd} \cdot Sf}{\epsilon_{fe} \cdot Ef (\sin \alpha + \cos \alpha) df} \\ &= \frac{281,968 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1)^{420}} = 0,365 \end{aligned}$$

Jumlah lapisan dan jarak lekatan
$$n = \frac{A_{fv} \text{ reqd} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f} = \frac{0,365 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 1,414$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 terhadap geser dapat menggunakan 2 lapis ($n = 2$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.5.2. Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko A

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko A tepatnya di lantai 2 sebanyak 12 Kolom mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.35: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko A.

Kolom Lantai 2	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-59	2590,062	1259,035	Perlu Diperkuat
K1-65	2590,062	1259,035	Perlu Diperkuat
K1-83	2169,407	1452,082	Perlu Diperkuat
K1-86	2393,177	1261,825	Perlu Diperkuat
K1-89	2513,606	1708,508	Perlu Diperkuat
K1-92	2393,177	1261,825	Perlu Diperkuat
K1-95	2169,407	1452,082	Perlu Diperkuat
K1-110	1563,35	1263,45	Perlu Diperkuat
K1-113	1612,692	1173,98	Perlu Diperkuat
K1-116	1599,229	1215,238	Perlu Diperkuat
K1-119	1612,692	1173,98	Perlu Diperkuat
K1-122	1563,35	1263,45	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 2 ($\Delta V_u = 9025,721$ Kgf/88,487 kN).

4.5.2.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 2 Ruko A

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Kolom K1 pada Ruko A lantai 2 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko A lantai 2.

$$\begin{aligned} \text{Kuat tarik } (f_{fu})^* &= 4900 \text{ N/mm}^2 \\ \text{M. Elastisitas } (E_f) &= 230.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* &= 1,91\% / 100\% = 0,0191 \\ \text{Ketebalan } (t_f) &= 0,129 \\ \text{Lebar } (w_f) &= 500 \text{ mm} \\ \text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP } (f_{fu}) = C_E \times (f_{fu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = C_E \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (L_e) &= \frac{23300}{(w_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k_1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k_2) = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (K_v) = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} = \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000588$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP } (f_{fe}) &= \epsilon_{fe} \cdot E_f \\ &= 0,004 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (V_f)_{reqd} &= \frac{\Delta V_u}{\phi(\Psi_f)} \\ &= \frac{88,487}{0,85(0,95)} = 109,582 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (A_{fv})_{reqd} &= \frac{V_f \text{ reqd} \cdot S_f}{\epsilon_{fe} \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f} \\ &= \frac{109,582 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1)^{420}} \\ &= 0,142 \end{aligned}$$

Jumlah lapisan dan jarak lekatan

$$n = \frac{A_{fv \text{ reqd}} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f}$$

$$= \frac{0,142 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 1,2$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 pada Lantai 2 terhadap geser dapat menggunakan 2 lapis ($n = 2$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.5.3. Cek Penampang Kolom Lantai 3 Ruko A

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko A tepatnya di lantai 3 sebanyak 3 Kolom mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.36: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 3 Ruko A.

Kolom Lantai 3	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-114	1487,277	1171,204	Perlu Diperkuat
K1-117	1820,49	1100,538	Perlu Diperkuat
K1-120	1487,277	1171,204	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 3 ($\Delta V_u = 1352,098 \text{ Kgf}/13,255 \text{ kN}$).

4.5.3.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 3 Ruko A

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Kolom K1 pada Ruko A lantai 3 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko A lantai 3.

Kuat tarik (f_{fu})* = 4900 N/mm^2
M. Elastisitas (E_f) = 230.000 N/mm^2

$$\begin{aligned} \text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* &= 1,91\% / 100\% = 0,0191 \\ \text{Ketebalan } (tf) &= 0,129 \\ \text{Lebar } (wf) &= 500 \text{ mm} \\ \text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik CFRP } (ffu) &= CE \times (ffu)^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa} \\ \text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) &= CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (Le) &= \frac{23300}{(wf \cdot tf \cdot Ef)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k2) = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (Kv) &= \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \\ &= \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP } (ffe) &= \epsilon_{fe} \cdot Ef \\ &= 0,0143 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (Vf)_{reqd} &= \frac{\Delta Vu}{\phi(\Psi_f)} \\ &= \frac{13,255}{0,85(0,95)} = 16,416 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (Afv)_{reqd} &= \frac{Vf_{reqd} \cdot Sf}{\epsilon_{fe} \cdot Ef (\sin \alpha + \cos \alpha) df} \\ &= \frac{16,416 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,121 \end{aligned}$$

Jumlah lapisan dan jarak lekatan

$$n = \frac{A_{fv \text{ reqd}} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f}$$

$$= \frac{0,121 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 0,5$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 terhadap geser dapat menggunakan 1 lapis ($n = 1$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.5.4. Cek Penampang Balok Lantai 3 Ruko A

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko A tepatnya di lantai 3 sebanyak 4 Balok mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.37: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 3 Ruko A.

Balok Lantai 1	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
B1-124	5452,075	2671,707	Perlu Diperkuat
B1-125	3998,045	1554,643	Perlu Diperkuat
B1-126	4525,153	2081,751	Perlu Diperkuat
B1-127	4924,967	2144,599	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan maksimal untuk perkuatan Balok B1 pada lantai 1 yaitu sebesar 2780,368 Kgf.

4.5.4.1. Penambahan CFRP untuk Balok lantai 3 Ruko A

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Balok B1 pada Ruko A lantai 3 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Balok B1 pada Ruko A lantai 3.

Kuat tarik $(f_{fu})^* = 4900 \text{ N/mm}^2$

$$M. \text{ Elastisitas } (E_f) = 230.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* = 1,91\% / 100\% = 0,0191$$

$$\text{Ketebalan } (t_f) = 0,129$$

$$\text{Width } (w_f) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Cross Section} = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang/roll} = 100 \text{ m}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP } (f_{fu}) = CE \times (f_{fu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (L_e) &= \frac{23300}{(w_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k_1) = \frac{f_{c'}}{27} = \frac{11,9}{27} = 0,44$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k_2) = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{360 - 1,614}{360} = 0,995$$

$$\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (K_v) = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} = \frac{0,44 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000328$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Balok } (\epsilon_{fe}) &= K_v \cdot \epsilon_{fu} \leq 0,004 \\ &= K_v \cdot \epsilon_{fu} = 0,0000594 \leq 0,004 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan Tarik efektif FRP } (f_{fe}) = \epsilon_{fe} \cdot E_f = 13,662$$

$$\begin{aligned} \text{Area fiber } (A_{fv}) &= 2 \times 1 \times t_f \times w_f \\ &= 2 \times 1 \times 0,129 \times 500 \\ &= 129 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (V_f) &= \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot d_{fv}}{S_f} \\ &= \frac{129 \cdot 13,662 \cdot 360}{500} \\ &= 1268,926 \text{ Mpa} / 129,43 \text{ Kgf.} \end{aligned}$$

Bagian yang diperkuat mampu menahan 129,43 Kgf tiap bentang 500 mm terhadap kekuatan geser yang dibutuhkan. Jadi kebutuhan penambahan kekuatan geser pada Balok B1 adalah sebagai berikut:

$$V_u = 5452,075 \text{ Kgf.}$$

$$V_n = 2671,707 \text{ Kgf.}$$

$$\begin{aligned}
V_f \text{ Butuh} &= V_u - V_n \\
&= 5452,075 - 2671,707 \\
&= 2780,368 \text{ Kgf.}
\end{aligned}$$

Balok B1 Dengan panjang 4 m membutuhkan penambahan kekuatan geser sebesar 2780,368 Kgf, maka untuk menambahkan CFRP dilakukan perhitungan sbb:

$$\begin{aligned}
V_{fn} &= V_f \times L / w_f \times n \\
&= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 1 = 1035,44 \text{ Kgf}
\end{aligned}$$

Untuk 1 lapis CFRP ($n = 1$) dapat menghasilkan perkuatan sebesar 1035,44 Kgf sedangkan kebutuhannya adalah 2780,368 Kgf maka jumlah lapisan ditambah agar kebutuhan perkuatan terpenuhi:

$$\begin{aligned}
V_{fn} &= V_f \times L / w_f \times n \\
&= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 3 = 3106,32 \text{ Kgf.}
\end{aligned}$$

Maka dengan 3 lapis CFRP ($n = 3$) dapat menghasilkan perkuatan 3106,32 Kgf oleh karena itu untuk memenuhi kebutuhan kekuatan dari Balok B1 asli diperlukan 3 lapis CFRP secara menyeluruh pada Balok.

$$V_{fn} \geq V_u = 3106,32 \text{ Kgf} \geq 2780,368 \text{ Kgf.}$$

4.6. Cek Penampang Ruko B

Berdasarkan hasil dari analisis dari *software* ETABS Versi 16 ada 34 penampang yang rusak dan semuanya adalah Kolom yang terindikasi memerlukan retrofit untuk penambahan kekuatan geser nya mulai dari lantai 1 sampai 2. Karena bentuk stuktur Ruko B tidak simetris maka dibagi menjadi 2 yaitu elevasi rendah dan tinggi.

4.6.1. Cek Penampang Kolom Lantai 1 Elevasi Rendah Ruko B

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko B tepatnya di lantai 1 pada elevasi yang rendah ada 10 Kolom yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.38: Perbandingan Vu dan Vn pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko B Elevasi Rendah.

Kolom Lantai 1	Vu (Kgf)	Vn (Kgf)	Keterangan
K1-1	3564,949	1857,963	Perlu Diperkuat
K1-29	4273,379	2046,115	Perlu Diperkuat
K1-56	4026,165	2027,625	Perlu Diperkuat
K1-83	4000,537	2069,836	Perlu Diperkuat
K1-110	2860,336	1924,552	Perlu Diperkuat
K1-4	4067,471	1280,534	Perlu Diperkuat
K1-32	4456,095	1475,936	Perlu Diperkuat
K1-59	4371,29	1443,34	Perlu Diperkuat
K1-86	4431,925	1582,695	Perlu Diperkuat
K1-113	4014,008	2990,597	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 1 elevasi rendah ($\Delta Vu = 21366,962 \text{ Kgf}/209,48 \text{ kN}$).

4.6.1.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 1 Elevasi Rendah Ruko B

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Kolom K1 pada Ruko B lantai 1 elevasi rendah membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko B lantai 1.

- Kuat tarik (ffu)* = 4900 N/mm^2
- M. Elastisitas (Ef) = 230.000 N/mm^2
- Regangan (ϵ_{fu})* = $1,91\% / 100\% = 0,0191$
- Ketebalan (tf) = $0,129$
- Lebar (wf) = 500 mm
- Luas Penampang = 129 mm^2
- Panjang/roll = 100 m

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP } (f_{fu}) = CE \times (f_{fu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (L_e) &= \frac{23300}{(w_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k_1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k_2) = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (K_v) &= \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \\ &= \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP } (f_{fe}) &= \epsilon_{fe} \cdot E_f \\ &= 0,004 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (V_f)_{reqd} &= \frac{\Delta V_u}{\phi(\Psi_f)} \\ &= \frac{209,48}{0,85(0,95)} = 259,418 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (A_{fv})_{reqd} &= \frac{V_f \text{ reqd} \cdot S_f}{\epsilon_{fe} \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f} \\ &= \frac{259,418 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,335 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah lapisan dan jarak lekatan } n &= \frac{A_{fv} \text{ reqd} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f} \\ &= \frac{0,335 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 1,3 \end{aligned}$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 elevasi rendah terhadap geser dapat menggunakan 2 lapis ($n = 2$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.6.2. Cek Penampang Kolom Lantai 1 Elevasi Tinggi Ruko B

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko B tepatnya di lantai 1 pada elevasi yang Tinggi ada 15 Kolom yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.39: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko B Elevasi Tinggi.

Kolom Lantai 1	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-323	2240,173	1040,144	Perlu Diperkuat
K1-349	2240,144	995,83	Perlu Diperkuat
K1-375	2132,344	988,65	Perlu Diperkuat
K1-281	2136,122	985,455	Perlu Diperkuat
K1-297	2140,253	1161,36	Perlu Diperkuat
K1-325	2298,643	1398,796	Perlu Diperkuat
K1-351	2196,324	1324,208	Perlu Diperkuat
K1-377	2165,255	1322,569	Perlu Diperkuat
K1-283	2158,526	1318,252	Perlu Diperkuat
K1-299	2234,654	1422,582	Perlu Diperkuat
K1-321	2937,957	1240,224	Perlu Diperkuat
K1-347	3428,594	1367,826	Perlu Diperkuat
K1-373	3333,864	1356,094	Perlu Diperkuat
K1-279	3240,081	1401,134	Perlu Diperkuat
K1-295	2318,173	1425,466	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 1 elevasi tinggi ($\Delta V_u = 18452,517 \text{ Kgf}/180,907 \text{ kN}$).

4.6.2.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 1 Elevasi Tinggi Ruko B

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Pada Ruko B lantai 1 elevasi tinggi membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko B lantai 1.

$$\begin{aligned} \text{Kuat tarik } (f_{fu})^* &= 4900 \text{ N/mm}^2 \\ \text{M. Elastisitas } (E_f) &= 230.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* &= 1,91\% / 100\% = 0,0191 \\ \text{Ketebalan } (t_f) &= 0,129 \\ \text{Lebar } (w_f) &= 500 \text{ mm} \\ \text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik CFRP } (f_{fu}) &= C_E \times (f_{fu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa} \\ \text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) &= C_E \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (L_e) &= \frac{23300}{(w_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k_1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k_2) = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (K_v) &= \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \\ &= \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP } (f_{fe}) &= \epsilon_{fe} \cdot E_f \\ &= 0,004 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP } (V_f)_{reqd} &= \frac{\Delta V_u}{\phi(\Psi_f)} \\ &= \frac{180,907}{0,85(0,95)} = 224,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (A_{fv})_{reqd} &= \frac{V_f \text{ reqd} \cdot S_f}{\epsilon_{fe} \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f} \\ &= \frac{224,033 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,289 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah lapisan dan jarak lekatan } n &= \frac{A_{fv} \text{ reqd} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f} \\ &= \frac{0,289 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 1,2 \end{aligned}$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 elevasi tinggi terhadap geser dapat menggunakan 2 lapis ($n = 2$) CFRP secara terus-menerus sepanjang Kolom.

4.6.3. Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko B

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko B tepatnya di lantai 2 ada 9 Kolom yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.40: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko B.

Kolom Lantai 2	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-326	4258,22	1413,486	Perlu Diperkuat
K1-284	4487,168	1762,443	Perlu Diperkuat
K1-300	2880,529	1859,48	Perlu Diperkuat
K1-304	4776,619	1899,39	Perlu Diperkuat
K1-331	2691,313	1242,288	Perlu Diperkuat
K1-357	3451,719	1536,611	Perlu Diperkuat
K1-383	3545,974	1532,675	Perlu Diperkuat
K1-229	3256,056	1560,926	Perlu Diperkuat
K1-305	2371,115	1443,693	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 2 ($\Delta V_u = 17467,721 \text{ Kgf}/171,251 \text{ kN}$).

4.6.3.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 2 Ruko B

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit

menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Kolom K1 pada Ruko B lantai 2 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko B lantai 2.

$$\begin{aligned} \text{Kuat tarik } (ffu)^* &= 4900 \text{ N/mm}^2 \\ \text{M. Elastisitas } (Ef) &= 230.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* &= 1,91\% / 100\% = 0,0191 \\ \text{Ketebalan } (tf) &= 0,129 \\ \text{Lebar } (wf) &= 500 \text{ mm} \\ \text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*Carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP } (ffu) = CE \times (ffu)^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP } (Le) &= \frac{23300}{(wf \cdot tf \cdot Ef)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{21,4}{27} = 0,79$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k2) = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (Kv) &= \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \\ &= \frac{0,79 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} \\ &= 0,000588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP } (ffe) &= \epsilon_{fe} \cdot Ef \\ &= 0,004 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP (Vf) reqd} &= \frac{\Delta V_u}{\phi(\Psi f)} \\ &= \frac{171,251}{0,85(0,95)} \\ &= 212,075 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan (Afv) reqd} &= \frac{V_f \text{ reqd} \cdot S_f}{\epsilon f_e \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f} \\ &= \frac{212,075 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,274 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah lapisan dan jarak lekatan} \quad n &= \frac{A_{fv} \text{ reqd} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f} \\ &= \frac{0,274 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 1,1 \end{aligned}$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 terhadap geser dapat menggunakan 2 lapis ($n = 2$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.7. Cek Penampang Ruko C

Berdasarkan hasil dari analisis dari *software* ETABS Versi 16 ada 25 Kolom dan 57 Balok pada Ruko C yang terindikasi memerlukan retrofit untuk penambahan kekuatan geser nya mulai dari lantai 1 sampai 2.

4.7.1. Cek Penampang Kolom Lantai 1 Ruko C

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko C tepatnya di lantai 1 sebanyak 20 Kolom mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.41: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 1 Ruko C.

Kolom Lantai 1	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-1	976,356	769,845	Perlu Diperkuat
K1-22	984,35	814,302	Perlu Diperkuat
K1-43	1237,379	677,748	Perlu Diperkuat
K1-64	1287,268	811,479	Perlu Diperkuat

Tabel 4.41: *Lanjutan.*

Kolom Lantai 1	Vu (Kgf)	Vn (Kgf)	Keterangan
K1-85	923,699	923,699	Perlu Diperkuat
K1-2	2354,636	818,505	Perlu Diperkuat
K1-23	2585,132	977,843	Perlu Diperkuat
K1-44	2460,495	927,789	Perlu Diperkuat
K1-65	2644,213	999,154	Perlu Diperkuat
K1-86	2557,455	644,229	Perlu Diperkuat
K1-3	2532,683	1190,654	Perlu Diperkuat
K1-24	2778,626	1782,334	Perlu Diperkuat
K1-45	2657,924	2155,445	Perlu Diperkuat
K1-66	2843,574	2387,984	Perlu Diperkuat
K1-87	2728,151	2312,445	Perlu Diperkuat
K1-4	917,177	917,177	Perlu Diperkuat
K1-25	1050,501	958,989	Perlu Diperkuat
K1-46	1003,201	929,99	Perlu Diperkuat
K1-67	1267,802	991,355	Perlu Diperkuat
K1-88	1264,748	1044,748	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 1 ($\Delta Vu = 14019,656 \text{ Kgf}/137,447 \text{ kN}$).

4.7.1.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 1 Ruko C

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Pada Ruko B lantai 2 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko B lantai 2.

$$\text{Kuat tarik } (ffu)^* = 4900 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{M. Elastisitas } (Ef) = 230.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Regangan } (\epsilon fu)^* = 1,91\% / 100\% = 0,0191$$

$$\begin{aligned} \text{Ketebalan (tf)} &= 0,129 \\ \text{Lebar (wf)} &= 500 \text{ mm} \\ \text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik CFRP (ffu)} &= CE \times (\text{ffu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa} \\ \text{Regangan tarik CFRP (\epsilon fu)} &= CE \times (\epsilon fu)^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa} \\ \text{Panjang lekatan aktif CFRP (Le)} &= \frac{23300}{(\text{wf.tf.Ef})^{0,58}} \end{aligned}$$

$$= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton (k1)} = \frac{f_c'}{27} = \frac{12,7}{27} = 0,47$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP (k2)} = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP (Kv)} &= \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon fu} \\ &= \frac{0,47 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000351 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom (\epsilon fe)} &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon fu = 0,0135 \\ &= \text{Maka digunakan } 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Tarik efektif FRP (ffe)} &= \epsilon fe \cdot Ef \\ &= 0,004 \times 230.000 = 920 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP (Vf) reqd} &= \frac{\Delta Vu}{\phi(\Psi f)} \\ &= \frac{137,447}{0,85(0,95)} \end{aligned}$$

$$= 170,213$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan (Afv) reqd} &= \frac{Vf \text{ reqd} \cdot Sf}{\epsilon fe \cdot Ef (\sin \alpha + \text{Cos } \alpha) df} \\ &= \frac{170,213 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,22 \end{aligned}$$

Jumlah lapisan dan jarak lekatan

$$n = \frac{A_{fv \text{ reqd}} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f}$$

$$= \frac{0,274 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 0,85$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 terhadap geser dapat menggunakan 1 lapis ($n = 1$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.7.2. Cek Penampang Kolom Lantai 2 Ruko C

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko C tepatnya di lantai 2 ada 5 Kolom yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.42: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Kolom lantai 2 Ruko C.

Kolom Lantai 2	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
K1-9	927,921	889,733	Perlu Diperkuat
K1-30	857,162	806,209	Perlu Diperkuat
K1-51	843,711	719,531	Perlu Diperkuat
K1-72	982,459	958,636	Perlu Diperkuat
K1-93	1268,074	958,442	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan perkuatan untuk Kolom K1 pada lantai 2 ($\Delta V_u = 4879,327 \text{ Kgf}/47,834 \text{ kN}$).

4.7.2.1. Penambahan CFRP untuk Kolom lantai 2 Ruko C

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Pada Ruko B lantai 2 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Kolom K1 pada Ruko B lantai 2.

$$\begin{aligned}
\text{Kuat tarik } (ffu)^* &= 4900 \text{ N/mm}^2 \\
\text{M. Elastisitas } (Ef) &= 230.000 \text{ N/mm}^2 \\
\text{Regangan } (\epsilon_{fu})^* &= 1,91\% / 100\% = 0,0191 \\
\text{Ketebalan } (tf) &= 0,129 \\
\text{Lebar } (wf) &= 500 \text{ mm} \\
\text{Luas Penampang} &= 129 \text{ mm}^2 \\
\text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m}
\end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\begin{aligned}
\text{Tegangan tarik CFRP } (ffu) &= CE \times (ffu)^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa} \\
\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) &= CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Panjang lekatan aktif CFRP } (Le) &= \frac{23300}{(wf \cdot tf \cdot Ef)^{0,58}} \\
&= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614
\end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton } (k1) = \frac{f_c'}{27} = \frac{12,7}{27} = 0,47$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP } (k2) = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{420 - 1,614}{420} = 0,996$$

$$\begin{aligned}
\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP } (Kv) &= \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \\
&= \frac{0,47 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} \\
&= 0,000351
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Regangan Tarik efektif FRP Kolom } (\epsilon_{fe}) &= 0,004 \leq 0,75 \epsilon_{fu} = 0,0143 \\
&= \text{Maka digunakan } 0,004
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tegangan Tarik efektif FRP } (ffe) &= \epsilon_{fe} \cdot Ef \\
&= 0,0143 \times 230.000 = 920
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Menghitung kapasitas geser FRP } (V_f)_{reqd} &= \frac{\Delta V_u}{\phi(\Psi_f)} \\
&= \frac{47,836}{0,85(0,95)} \\
&= 59,24
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area CFRP untuk lekatan } (A_{fv})_{reqd} &= \frac{V_f \text{ reqd} \cdot S_f}{\epsilon_{fe} \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f} \\ &= \frac{59,24 \cdot 500}{0,004 \cdot 230.000 (1) 420} \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah lapisan dan jarak lekatan } n &= \frac{A_{fv} \text{ reqd} \cdot S_f}{2 (t_f) W_f} \\ &= \frac{0,07 \cdot 500}{2 (0,129) 500} = 0,29 \end{aligned}$$

Maka untuk memenuhi kebutuhan Kolom K1 terhadap geser dapat menggunakan 1 lapis ($n = 1$) CFRP secara terus-menerus sepanjang ketinggian Kolom.

4.7.3. Cek Penampang Balok Lantai 1 Ruko C

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko C tepatnya di lantai 1 ada 32 Balok yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.43: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 1 Ruko C.

Balok Lantai 1	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
B1-5	1299,445	1007,459	Perlu Diperkuat
B1-26	1403,089	811,565	Perlu Diperkuat
B1-47	1473,519	732,04	Perlu Diperkuat
B1-169	1199,755	1064,269	Perlu Diperkuat
B1-68	1520,447	821,673	Perlu Diperkuat
B1-89	1359,986	873,383	Perlu Diperkuat
B1-6	1235,597	978,906	Perlu Diperkuat
B1-27	1368,362	768,471	Perlu Diperkuat
B1-48	1412,339	684,069	Perlu Diperkuat
B1-69	1458,041	778,84	Perlu Diperkuat
B1-90	1254,918	844,766	Perlu Diperkuat
B1-7	1127,773	809,167	Perlu Diperkuat
B1-28	1212,495	623,793	Perlu Diperkuat
B1-49	1232,082	465,553	Perlu Diperkuat
B1-70	1272,96	623,235	Perlu Diperkuat
B1-91	1171,049	880,64	Perlu Diperkuat

Tabel 4.43: *Lanjutan.*

Balok Lantai 1	Vu (Kgf)	Vn (Kgf)	Keterangan
B1-106	1411,841	757,205	Perlu Diperkuat
B1-107	1461,181	789,111	Perlu Diperkuat
B1-169	1199,755	1064,269	Perlu Diperkuat
B1-109	1558,112	740,499	Perlu Diperkuat
B1-118	1255,082	795,298	Perlu Diperkuat
B1-119	2844,527	1985,604	Perlu Diperkuat
B1-120	1275,709	498,069	Perlu Diperkuat
B1-121	1620,457	682,031	Perlu Diperkuat
B1-130	1346,986	798,734	Perlu Diperkuat
B1-131	2852,723	1943,881	Perlu Diperkuat
B1-132	1251,895	500,389	Perlu Diperkuat
B1-133	1644,707	599,026	Perlu Diperkuat
B1-142	1518,365	685,62	Perlu Diperkuat
B1-143	1437,92	691,016	Perlu Diperkuat
B1-144	1416,708	685,65	Perlu Diperkuat
B1-145	1559,515	667,907	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan maksimal untuk perkuatan Balok B1 pada lantai 1 yaitu sebesar 2387,17 Kgf.

4.7.3.1. Penambahan CFRP untuk Balok lantai 1 Ruko C

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Balok B1 pada Ruko C lantai 1 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Balok B1 pada Ruko C lantai 1:

- Kuat tarik (ffu)* = 4900 N/mm²
- M. Elastisitas (Ef) = 230.000 N/mm²
- Regangan (εfu)* = 1,91% / 100% = 0,0191
- Ketebalan (tf) = 0,129

$$\text{Width (wf)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Cross Section} = 129 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang/roll} = 100 \text{ m}$$

Menghitung Properties CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP (ffu)} = CE \times (\text{ffu})^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP } (\epsilon_{fu}) = CE \times (\epsilon_{fu})^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lekatan aktif CFRP (Le)} &= \frac{23300}{(\text{wf} \cdot \text{tf} \cdot \text{Ef})^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton (k1)} = \frac{f_c'}{27} = \frac{8,1}{27} = 0,3$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP (k2)} = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{360 - 1,614}{360} = 0,995$$

$$\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP (Kv)} = \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} = \frac{0,3 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000224$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan Tarik efektif FRP Balok } (\epsilon_{fe}) &= Kv \cdot \epsilon_{fu} \leq 0,004 \\ &= Kv \cdot \epsilon_{fu} = 0,0000405 \leq 0,004 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan Tarik efektif FRP (ffe)} = \epsilon_{fe} \cdot E_f = 13,662$$

$$\begin{aligned} \text{Area fiber (Afv)} &= 2 \times 1 \times \text{tf} \times \text{wf} \\ &= 2 \times 1 \times 0,129 \times 500 = 129 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung kapasitas geser FRP (Vf)} &= \frac{Afv \cdot ffe \cdot dfv}{S_f} \\ &= \frac{129 \cdot 13,662 \cdot 360}{500} \\ &= 1268,926 \text{ Mpa} / 129,43 \text{ Kgf.} \end{aligned}$$

Bagian yang diperkuat mampu menahan 129,43 Kgf tiap bentang 500 mm terhadap kekuatan geser yang dibutuhkan. Jadi kebutuhan penambahan kekuatan geser pada Balok B1 adalah sebagai berikut:

$$V_u = 2852,723 \text{ Kgf.}$$

$$V_n = 465,553 \text{ Kgf.}$$

$$\begin{aligned} V_f \text{ Butuh} &= V_u - V_n \\ &= 2852,723 - 465,553 \\ &= 2387,17 \text{ Kgf.} \end{aligned}$$

Balok B1 Dengan panjang 4 m membutuhkan penambahan kekuatan geser sebesar 2780,368 Kgf, maka untuk menambahkan CFRP dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$V_{fn} = V_f \times L/w_f \times n$$

$$= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 1 = 1035,44 \text{ Kgf.}$$

Untuk 1 lapis CFRP ($n = 1$) dapat menghasilkan perkuatan sebesar 1035,44 Kgf sedangkan kebutuhannya adalah 2387,19 Kgf maka jumlah lapisan ditambah agar kebutuhan perkuatan terpenuhi:

$$V_{fn} = V_f \times L/w_f \times n$$

$$= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 3 = 3106,32 \text{ Kgf.}$$

Maka dengan 3 lapis CFRP ($n = 3$) dapat menghasilkan perkuatan 3106,32 Kgf oleh karena itu untuk memenuhi kebutuhan kekuatan dari Balok B1 diperlukan 3 lapis CFRP secara menyeluruh pada Balok.

$$V_{fn} \geq V_u = 3106,32 \text{ Kgf} \geq 2387,17 \text{ Kgf.}$$

4.7.4. Cek Penampang Balok Lantai 2 Ruko C

Setelah di Periksa lebih lanjut pada Ruko C tepatnya di lantai 2 ada 25 Balok yang mengalami kegagalan akibat gaya geser dengan data sebagai berikut:

Tabel 4.44: Perbandingan V_u dan V_n pada Struktur Balok lantai 2 Ruko C.

Balok Lantai 2	V_u (Kgf)	V_n (Kgf)	Keterangan
B1-12	1101,945	842,833	Perlu Diperkuat
B1-33	1321,676	731,557	Perlu Diperkuat
B1-54	1363,013	710,619	Perlu Diperkuat
B1-75	1376,404	733,672	Perlu Diperkuat
B1-96	1230,24	751,577	Perlu Diperkuat
B1-13	1032,302	799,301	Perlu Diperkuat
B1-34	1274,05	697,636	Perlu Diperkuat
B1-55	1303,982	679,308	Perlu Diperkuat
B1-76	1321,852	694,86	Perlu Diperkuat
B1-97	1186,201	722,534	Perlu Diperkuat
B1-14	967,467	725,658	Perlu Diperkuat
B1-35	1115,804	576,429	Perlu Diperkuat

Tabel 4.44: *Lanjutan.*

Balok Lantai 2	Vu (Kgf)	Vn (Kgf)	Keterangan
B1-56	1159,501	499,879	Perlu Diperkuat
B1-77	1181,38	583,435	Perlu Diperkuat
B1-87	1106,209	702,773	Perlu Diperkuat
B1-110	1888,676	1282,047	Perlu Diperkuat
B1-111	1306,733	697,826	Perlu Diperkuat
B1-172	1211,773	1087,162	Perlu Diperkuat
B1-113	1402,86	689,19	Perlu Diperkuat
B1-146	1262,949	567,335	Perlu Diperkuat
B1-147	1970,925	1307,633	Perlu Diperkuat
B1-148	1265,177	612,449	Perlu Diperkuat
B1-149	1365,456	632,274	Perlu Diperkuat
B1-136	2164,674	1654,721	Perlu Diperkuat
B1-124	2175,491	1677,259	Perlu Diperkuat

Maka dari data di atas dapat di ambil nilai kebutuhan maksimal untuk perkuatan Balok B1 pada lantai1 yaitu sebesar 1675,611 Kgf.

4.7.4.1. Penambahan CFRP untuk Balok lantai 2 Ruko C

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1.1. kapasitas geser harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi, jika tidak terpenuhi maka dapat dilakukan retrofit menurut ACI 440 (*American Concrete Institute*) untuk memenuhi kapasitas penampang dan mengetahui nilai dari properti CFRP. Balok B1 pada Ruko C lantai 2 membutuhkan retrofit untuk kebutuhan kekuatan geser maka digunakan CFRP Wrap 231 C.

Berikut klasifikasi CFRP tipe *wrap* 231 C yang berfungsi sebagai penambah kekuatan geser pada struktur Balok B1 pada Ruko C lantai 2

- Kuat tarik (ffu)* = 4900 N/mm²
- M. Elastisitas (Ef) = 230.000 N/mm²
- Regangan (εfu)* = 1,91% / 100% = 0,0191
- Ketebalan (tf) = 0,129
- Width (wf) = 500 mm

$$\begin{aligned}\text{Cross Section} &= 129 \text{ mm}^2 \\ \text{Panjang/roll} &= 100 \text{ m}\end{aligned}$$

Menghitung Properties CFRP (carbon fiber reinforced polymer) tipe Wrap 231 C

$$\text{Tegangan tarik CFRP} \quad (ffu) = CE \times (ffu)^* = 0,95 \times 4900 = 4655 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan tarik CFRP} \quad (\epsilon fu) = CE \times (\epsilon fu)^* = 0,95 \times 0,0191 = 0,0181 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang lekatan aktif CFRP} \quad (Le) &= \frac{23300}{(wf \cdot tf \cdot Ef)^{0,58}} \\ &= \frac{23300}{(500 \cdot 0,129 \cdot 230000)^{0,58}} = 1,614\end{aligned}$$

$$\text{Faktor Kuat tekan Beton} \quad (k1) = \frac{fc'}{27} = \frac{8,1}{27} = 0,3$$

$$\text{Faktor Pemasangan FRP} \quad (k2) = \frac{dfv - Le}{dfv} = \frac{360 - 1,614}{360} = 0,995$$

$$\text{Koefisien Reduksi Lekatan FRP} \quad (Kv) = \frac{k1 \cdot k2 \cdot Le}{11900 \cdot \epsilon fu} = \frac{0,3 \cdot 0,996 \cdot 1,614}{11900 \cdot 0,0181} = 0,000224$$

$$\begin{aligned}\text{Regangan Tarik efektif FRP Balok} \quad (\epsilon fe) &= Kv \cdot \epsilon fu \leq 0,004 \\ &= Kv \cdot \epsilon fu = 0,0000405 \leq 0,004\end{aligned}$$

$$\text{Tegangan Tarik efektif FRP} \quad (ffe) = \epsilon fe \cdot Ef = 13,662$$

$$\begin{aligned}\text{Area fiber} \quad (Afv) &= 2 \times 1 \times tf \times wf \\ &= 2 \times 1 \times 0,129 \times 500 = 129\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Menghitung kapasitas geser FRP} \quad (Vf) &= \frac{Afv \cdot ffe \cdot dfv}{Sf} \\ &= \frac{129 \cdot 13,662 \cdot 360}{500} \\ &= 1268,926 \text{ Mpa} / 129,43 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Bagian yang diperkuat mampu menahan 129,43 Kgf tiap bentang 500 mm terhadap kekuatan geser yang dibutuhkan. Jadi kebutuhan penambahan kekuatan geser pada Balok B1 adalah sebagai berikut:

$$Vu = 2175,491 \text{ Kgf.}$$

$$Vn = 499,879 \text{ Kgf.}$$

$$\begin{aligned}Vf \text{ Butuh} &= Vu - Vn \\ &= 2175,491 - 499,879 \\ &= 1675,612 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Balok B1 Dengan panjang 4 m membutuhkan penambahan kekuatan geser sebesar 2780,368 Kgf, maka untuk menambahkan CFRP dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$V_{fn} = V_f \times L / w_f \times n$$

$$= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 1 = 1035,44 \text{ Kgf.}$$

Untuk 1 lapis CFRP ($n = 1$) dapat menghasilkan perkuatan sebesar 1035,44 Kgf sedangkan kebutuhannya adalah 1675,612 Kgf maka jumlah lapisan ditambah agar kebutuhan perkuatan terpenuhi:

$$V_{fn} = V_f \times L / w_f \times n$$

$$= 129,43 \times \frac{4}{0,5} \times 2 = 2070,88 \text{ Kgf.}$$

Maka dengan 2 lapis CFRP ($n = 2$) dapat menghasilkan perkuatan 3106,32 Kgf oleh karena itu untuk memenuhi kebutuhan kekuatan dari Balok B1 diperlukan 2 lapis CFRP secara menyeluruh pada Balok.

$$V_{fn} \geq V_u = 2070,88 \text{ Kgf} \geq 1675,612 \text{ Kgf.}$$

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis dan pembahasan mengenai evaluasi untuk retrofit pada bangunan ruko di kota Medan dengan menggunakan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil dan Analisis linier elastis metode respon spektrum nilai simpangan antar tingkat masih dalam batas simpangan antar tingkat izin, hal ini terjadi karena respon berbanding lurus dengan beban yang diberikan.
2. Berdasarkan hasil dan Analisis pada struktur kolom dan balok pada setiap model ditemukan kegagalan untuk tulangan geser akibat beban dan gaya yang bekerja maka sebab itu dilakukan retrofit pada struktur balok dan kolom dengan menggunakan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) untuk perkuatan geser yang diambil dari produk Sika dengan tipe *Wrap 231 C* yaitu:
 - a. Ruko A
 - Retrofit Kolom K1 pada lantai 1 sebanyak 25 Kolom dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - Retrofit Kolom K1 pada lantai 2 sebanyak 12 Kolom dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - Retrofit Kolom K1 pada lantai 1 sebanyak 3 Kolom dan menggunakan 1 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - Retrofit Balok B1 pada lantai 1 sebanyak 4 Balok dan menggunakan 3 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - b. Ruko B
 - Retrofit Kolom K1 pada elevasi rendah lantai 1 sebanyak 10 Kolom dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - Retrofit Kolom K1 pada elevasi tinggi lantai 1 sebanyak 15 Kolom dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
 - Retrofit Kolom K1 pada lantai 2 sebanyak 9 Kolom dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.

c. Ruko C

- Refetrofit Kolom K1 pada lantai 1 sebanyak 20 Kolom dan menggunakan 1 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
- Refetrofit Kolom K1 pada lantai 2 sebanyak 5 Kolom dan menggunakan 1 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
- Refetrofit Balok B1 pada lantai 1 sebanyak 32 Balok dan menggunakan 3 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.
- Refetrofit Balok B1 pada lantai 2 sebanyak 25 Balok dan menggunakan 2 lapis CFRP untuk perkuatan tulangan geser.

Jumlah struktur balok dan kolom yang membutuhkan retrofit cukup banyak dari tiap-tiap model hal ini menunjukkan bahwa kapasitas struktur dalam memikul beban lebih kecil dari pada gaya yang terjadi. Retrofit dilakukan dengan CFRP dimana struktur kolom maupun balok tidak perlu di hancurkan untuk memperbaiki kegagalan struktur dalam memikul beban cukup dengan dilakukannya penambahan sesuai kebutuhan perkuatan dengan material yang diperlukan.

5.2. Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, komponen gedung seperti tangga, penulangan pelat, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
2. Dalam Tugas Akhir ini, penambahan CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) yang ekonomis diabaikan karena lebih mengutamakan cara analisis dan penerapan pada struktur yang memerlukan retrofit.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (1983) *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B dan Supriatna, L (2011) *Pengaruh Frekuensi Gempa Terhadap Respons Bangunan Bertingkat*. Surakarta: Universitas Muhammadiyah Surakarta.
- Chandler, A. M dan Lam, N (2001) *Centre For Earthquake Engineering Research (CEER)*. Department of Civil Engineering, University of Hongkong.
- Djamaluddin R (2016) *Analisi Hubungan Balok dan Kolom Beton Bertulang*. Jakarta : Universitas Binus.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K.Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Haselton, C. dkk. (2008) *Beam-Column Element Model Calibrated For Predicting Flexural Response Leading To Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: University of California.
- Kati, R. R. (2016) *Perilaku Lentur Balok Beton Bertulang dengan Perkuatan Geser Menggunakan Lembaran CFRP*. Makasar: Fakultas Teknik Hasanuddin.
- Khalifa, Dkk (1998) *Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members*. Alexandria University 1998.
- Krawinker and Seneviratna (1998) *Inelastic Torsion of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations*. Greece: University of Patras.
- Martin, Alberto M (2013). *Introduction of Fiber Reinforced Polymer : Polymers and Composite Concepts, Properties and Processes*, Intech 2013.
- Muhammad, Mifta H dan Bagus Jaya S (2014). *Analisa Pola Bidang Sesar Pada Zona Subduksi di Wilayah Sumatera Barat, jurusan fisika, institut Sepuluh November, Surabaya*

- Murty, C. V. R. dkk. (2008) *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta : Universitas Trisakti.
- Natawidjaja dan Triyoso (2009) *Karakter Segmen Sesar di Zona Subduksi Sumatera*. Jurnal Gempa dan Tsunami.
- Parinduri, B. S. M.(2013) *Evaluasi Daktilitas pada Bangunan Rumah Toko di Kota Pematang Siantar Terkait dengan Peraturan Gempa*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, UMSU.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Perumalsamy B, Nanni A, and Giancaspro J. (2009) *FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures*. Neywork: Taylor & Francis e-Library.
- Siregar, Y. A. N. (2008) *Evaluasi Daktilitas pada Struktur Ganda*. Jakarta: Fakultas Teknik, UI.
- Ugo Morelli, dan Thomas R. Mclane 2000. *Federal Emergency Management Agency : American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.*
- USA: ACI 440.2R-08 (2008), *Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening concrete structures*, July 2008
America: American Concrete Institute.

LAMPIRAN

DATA NILAI PANTUL RUKO DI KOTA MEDAN

Ruko A

Kolom 1 0°

32	32	32	32
34	32	32	32
32	34	34	32

kolom 2 0°

30	30	30	30
32	30	34	30
34	34	32	32

Balok 1 + 90°

22	20	22	22
20	20	22	20
24	22	20	22

Balok 2 - 90°

26	24	26	26
22	24	24	22
26	26	26	22

Ruko B

Kolom 1 0°

28	28	28	28
28	28	26	28
28	28	30	28

kolom 2 0°

26	26	26	26
24	22	22	23
24	22	26	22

Balok 1 + 90°

12	12	10	12
12	12		10
10	12		10

Balok 2 - 90°

28	28	26	30
28	28	28	28
28	26	28	28

Ruko C

Kolom 1 0°

22	22	24	20
24	22	24	24
22	20	20	22

kolom 2 0°

32	28	28	26
28	28	26	28
32	28	28	32

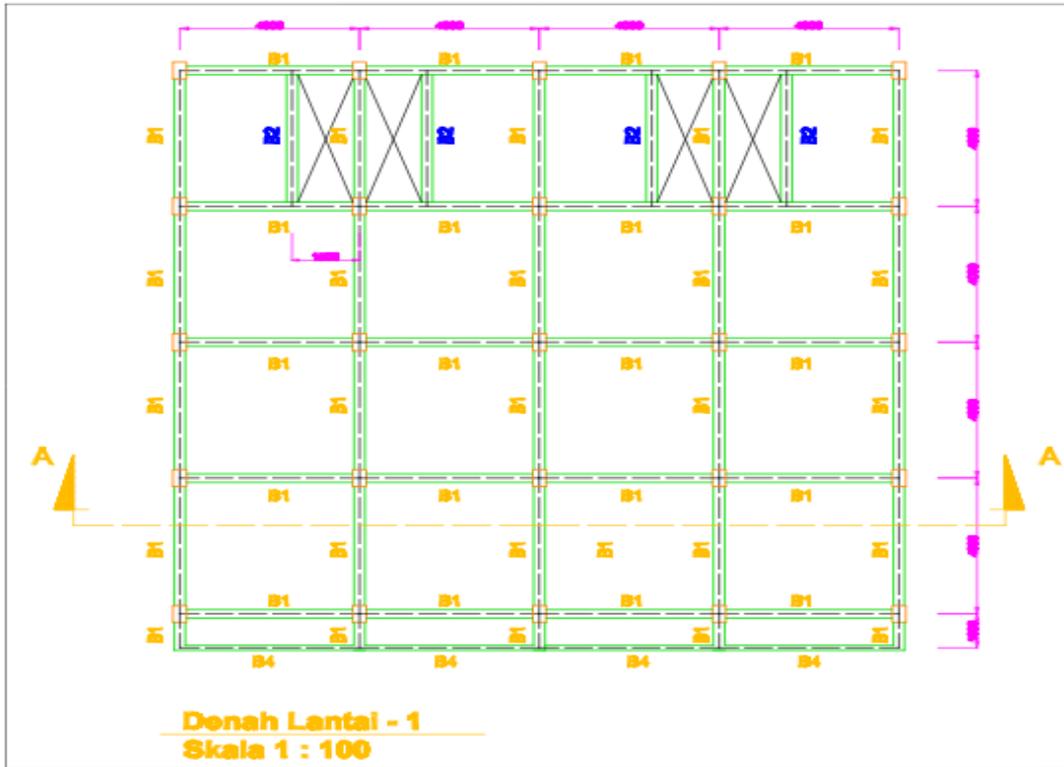
Balok 1 + 90°

20	18	18	18
18	18	18	20
18	20	18	18

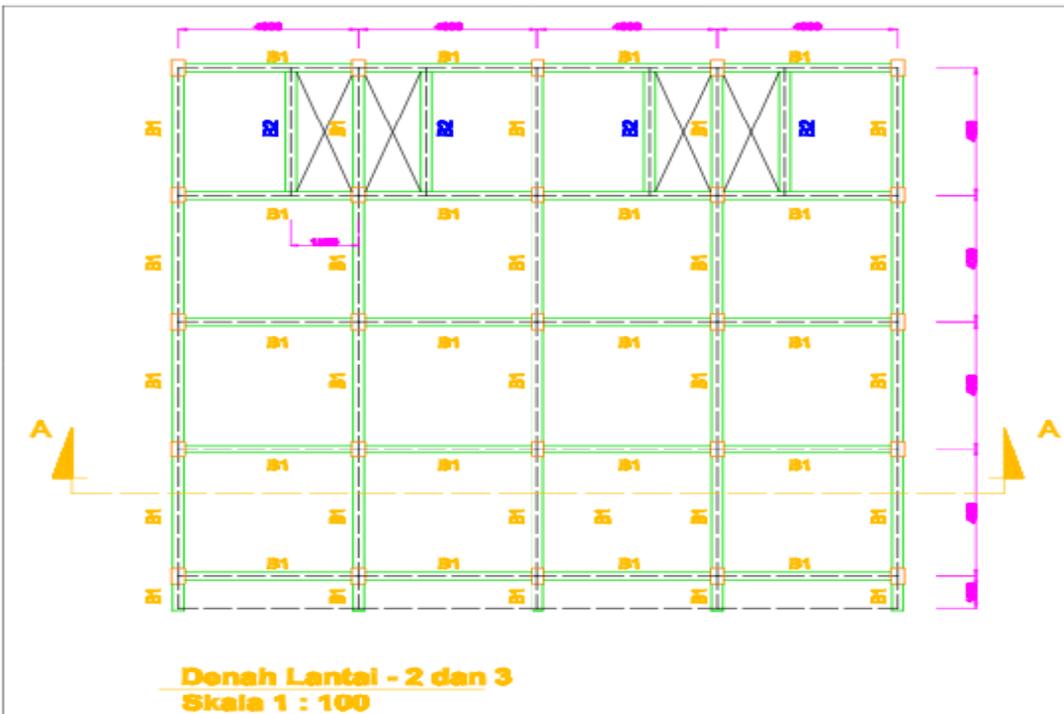
Balok 2 - 90°

30	30	34	34
34	34	40	38
34	32	32	40

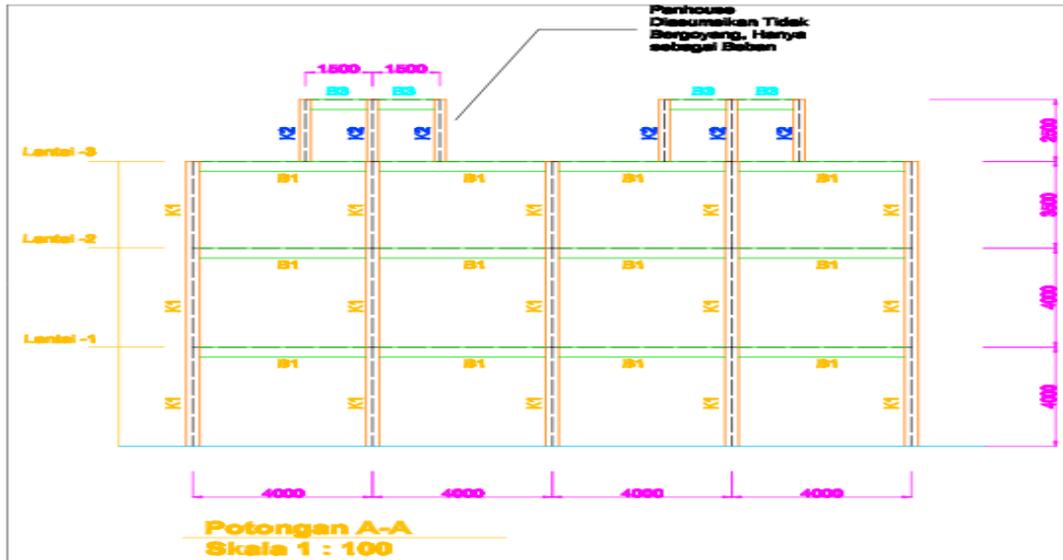
RUKO A



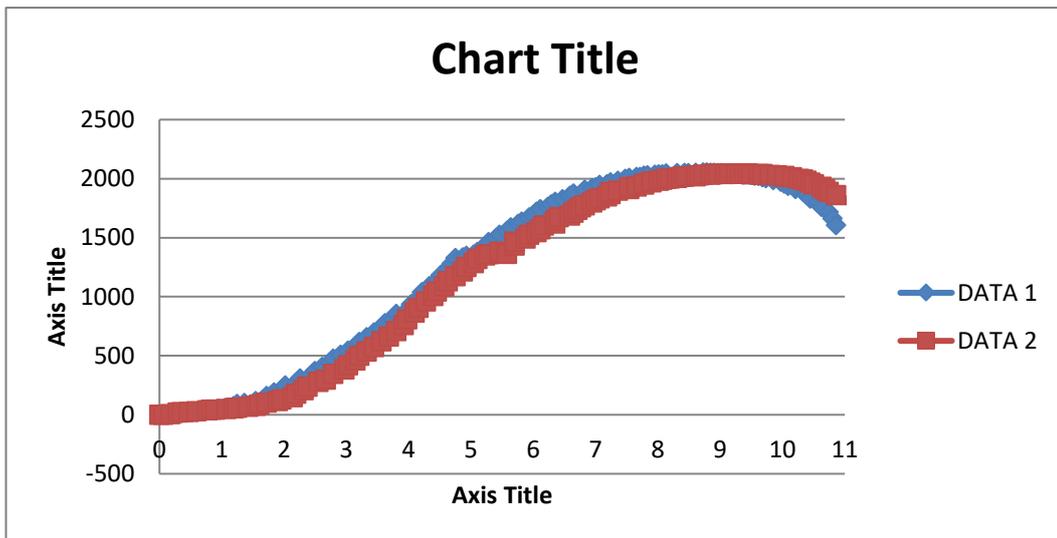
Gambar L1: Denah Lantai 1 Ruko A



Gambar L2: Denah Lantai 2 dan Ruko A.



Gambar L3: Potongan A-A Ruko A.



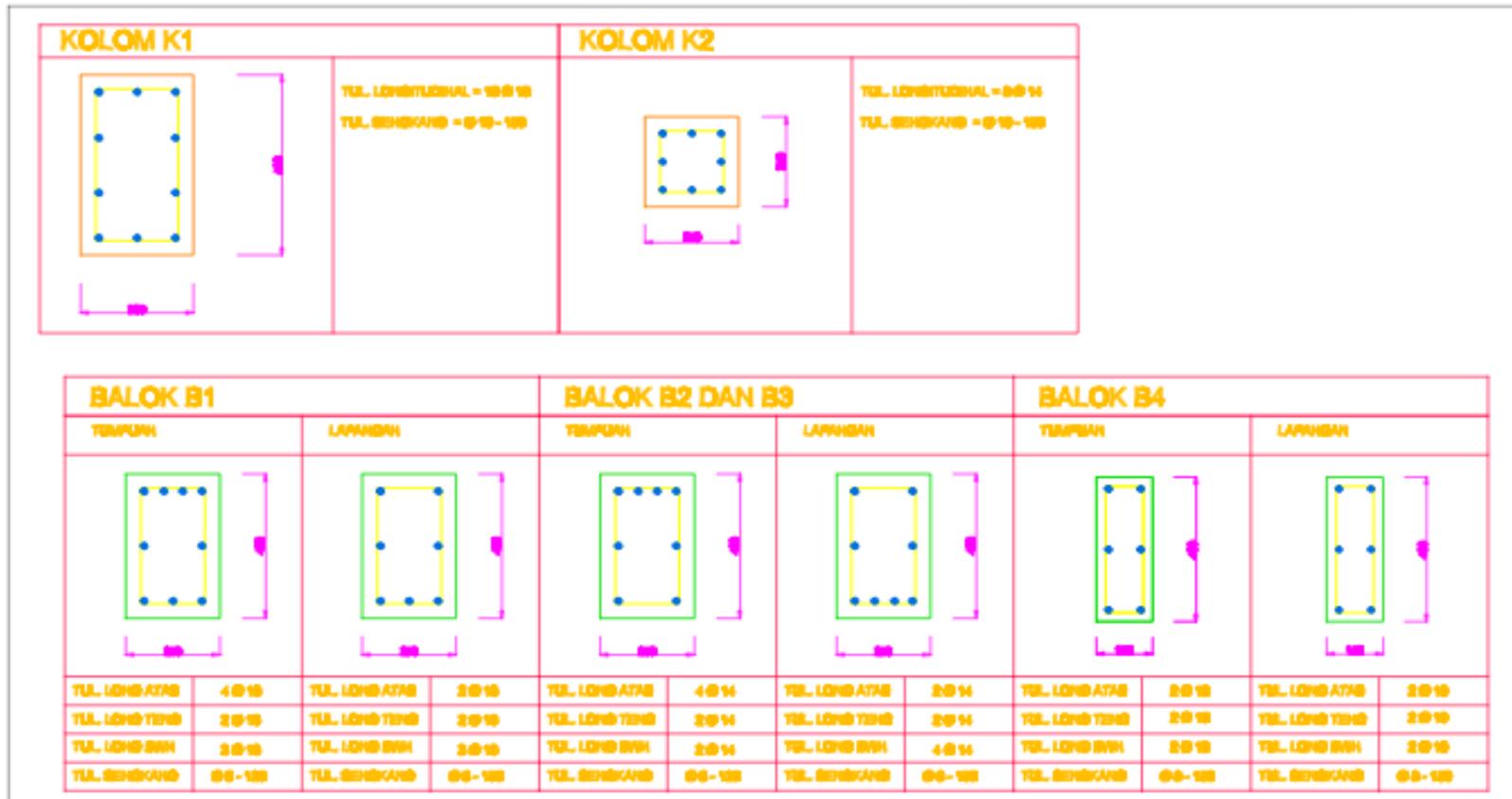
Gambar L4: Grafik uji tarik dan leleh laboratorium.

Tabel L1: Material properties kuat tekan beton Ruko A.

Elemen Struktur	Kolom				Balok				
	0°		0°		+90°		-90°		
Sudut Pukulan	K1		K2		B1		B2		
Kode Bidang Uji	K1		K2		B1		B2		
Perkiraan Kuat	Kg / cm ²	N/mm ²							
Tekan Beton	R	32,4		31,4	23,2		27,3		
Terkoreksi	Average	280	22,3	260	20,5	100	7,1	217	16,8

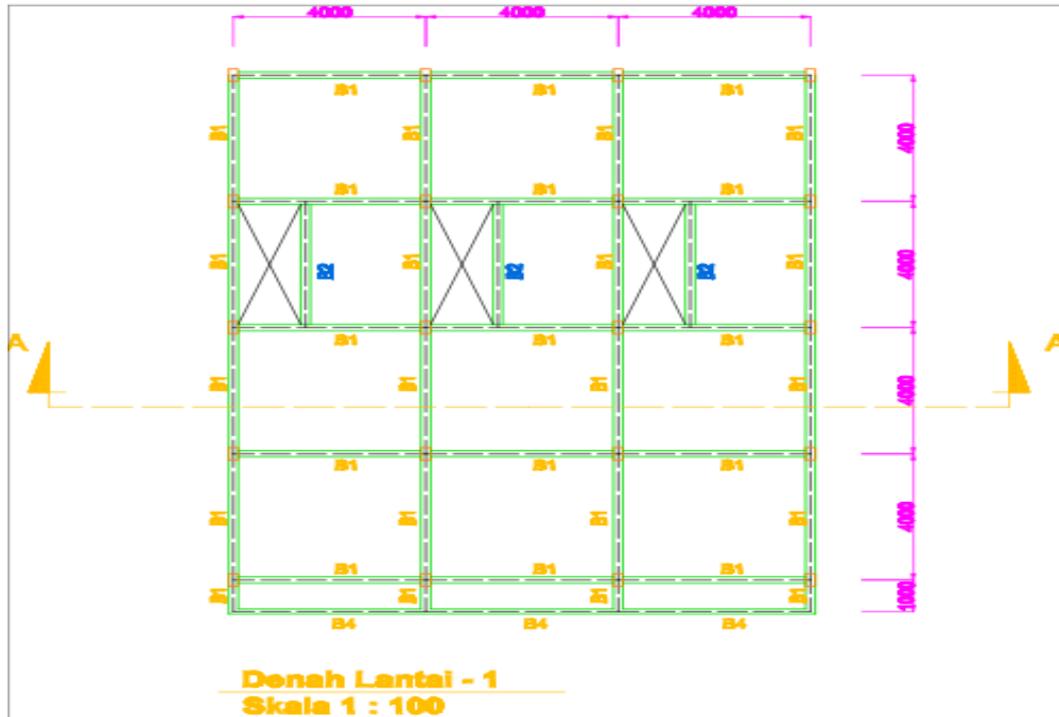
Material Properties Kuat Tekan Beton :
 Kolom , $f_c' = 21,4$ MPa
 Balok , $f_c' = 11,9$ MPa

Tebal Peleat Lantai (t_p) = 120 mm
 Kuat Tekan Beton = 11,9 MPa

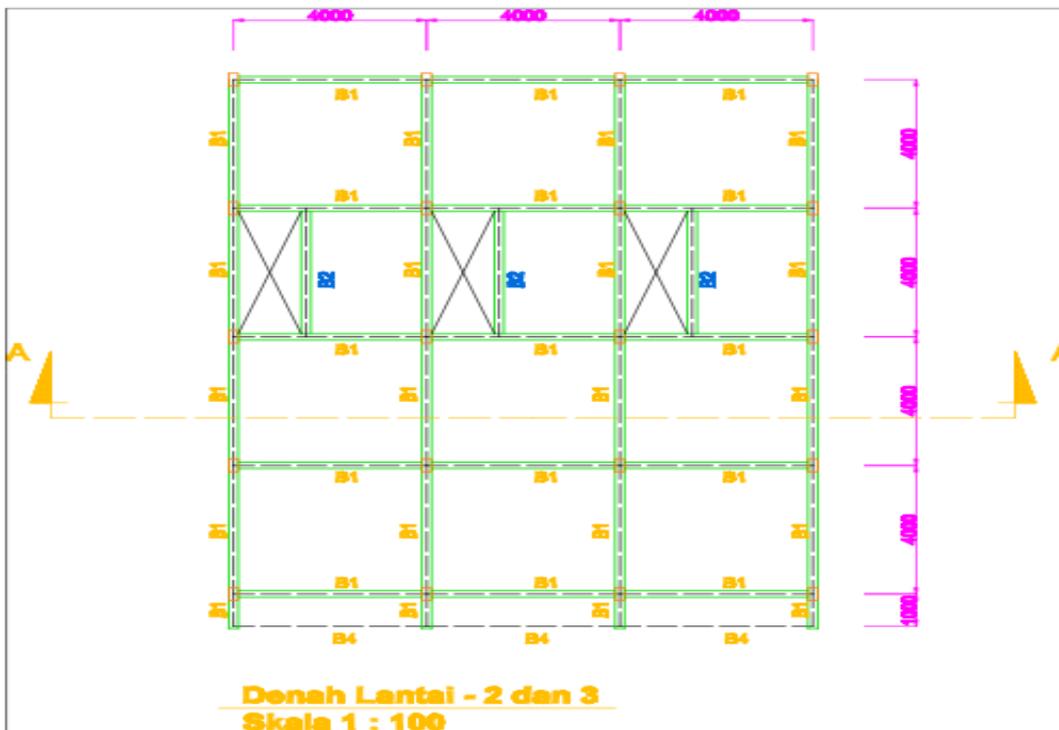


Gambar L5: Penulangan balok dan kolom Ruko A.

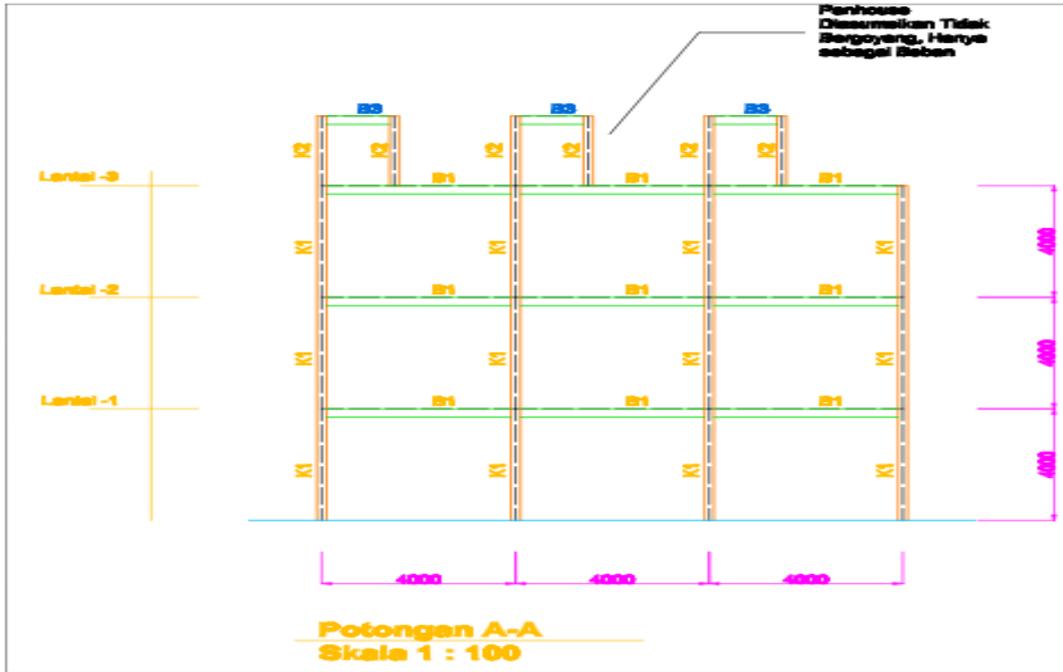
RUKO B



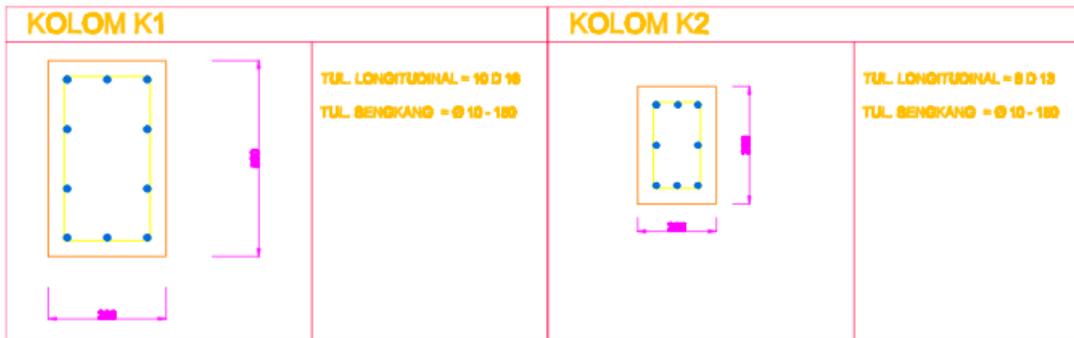
Gambar L6: Denah lantai 1 Ruko B.



Gambar L7: Denah lantai 2 dan 3 Ruko B.



Gambar L8: Potongan A-A Ruko B.



Gambar L9: Penulangan kolom Ruko B.

Tabel L2: Material properties kuat tekan beton Ruko B.

Elemen Struktur	Kolom				Balok				
	0°		0°		+90°		-90°		
Sudut Pukulan	K1		K2		B1		B2		
Kode Bidang Uji	K1		K2		B1		B2		
Perkiraan Kuat	Kg / cm ²	N/mm ²							
Tekan Beton	R	28,0		24,1		12,3		29,1	
Terkoreksi	Average	208	16,0	128	9,3	100	7,1	125	9,1

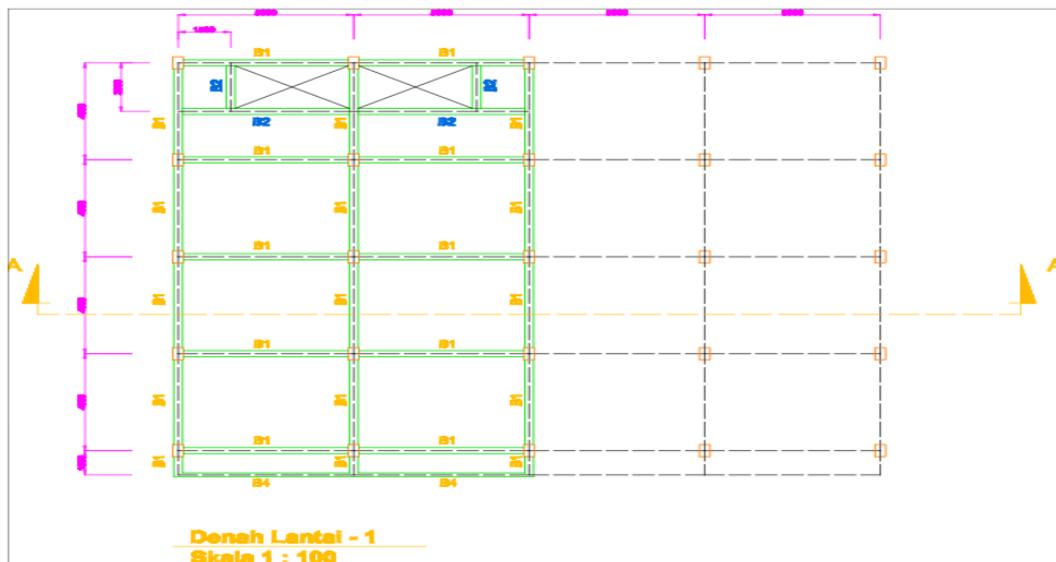
Material Properties Kuat Tekan Beton :
Kolom , f_c = 12,7 MPa
Balok , f_c = 8,1 MPa

Tebal Pelat Lantai (h) = 120 mm
Kuat Tekan Beton = 8,1 MPa

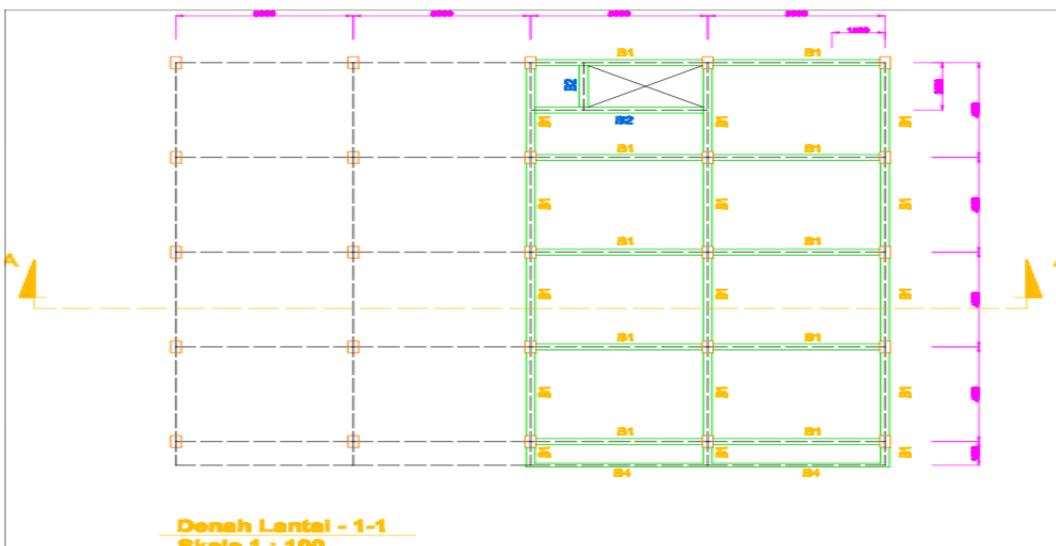
BALOK B1		BALOK B2		BALOK B3		BALOK B4	
TEMPON	LAMPON	TEMPON	LAMPON	TEMPON	LAMPON	TEMPON	LAMPON
TL.L010170	4-0-0	TL.L010410	0-0-0	TL.L010410	0-0-0	TL.L010410	0-0-0
TL.L010710	0-0-0	TL.L010710	0-0-0	TL.L010710	0-0-0	TL.L010710	0-0-0
TL.L010810	0-0-0	TL.L010810	0-0-0	TL.L010810	0-0-0	TL.L010810	0-0-0
TL.L010170	01-00	TL.L010410	00-00	TL.L010410	00-00	TL.L010410	00-00

Gambar L10: Penulangan balok Ruko B.

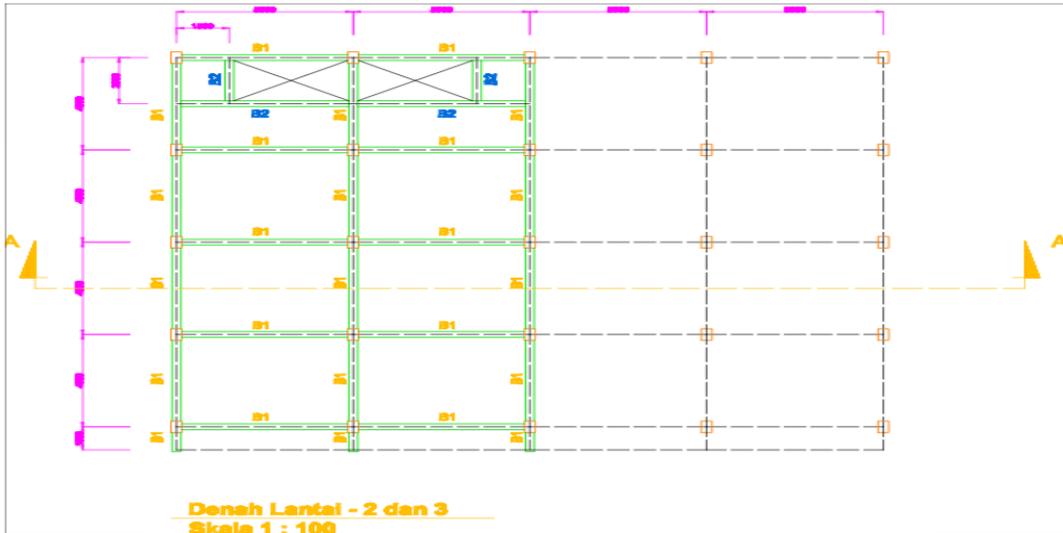
RUKO C



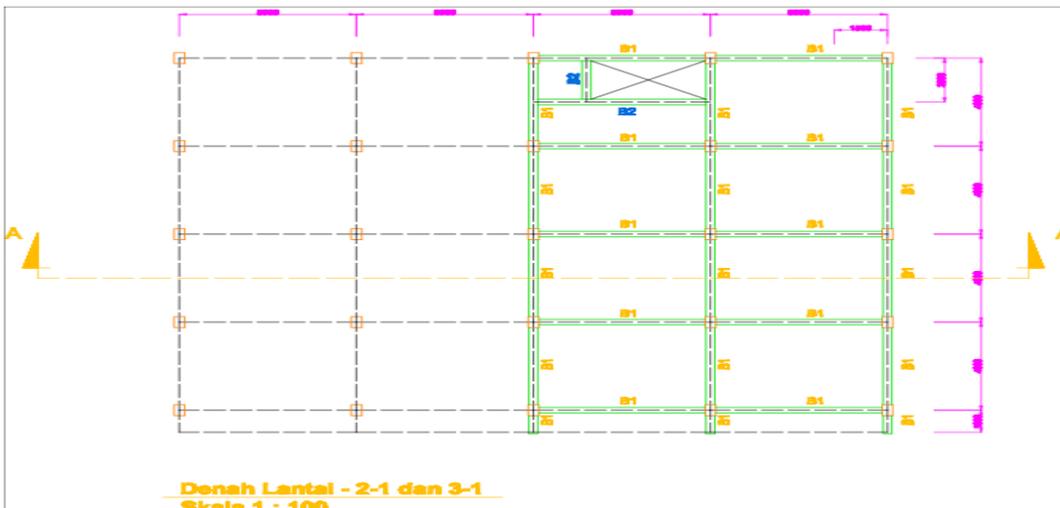
Gambar L11: Denah lantai 1 Ruko C.



Gambar L12: Denah lantai 1.1 Ruko C.



Gambar L13: Denah lantai 2 dan 3 Ruko C.



Gambar L14: Denah lantai 2.1 dan 3.1 Ruko C.



Gambar L15: Potongan A-A Ruko C.

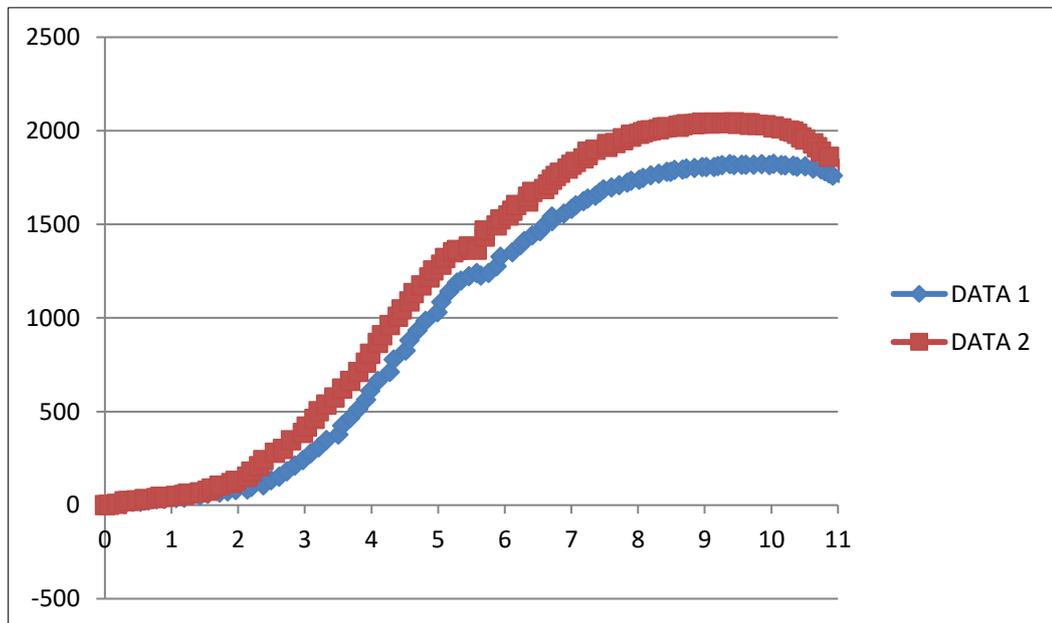
Tabel L3: Material properties kuat tekan beton Ruko C.

Elemen Struktur	Kolom				Balok			
Sudut Pukulan	0°		0°		+90°		-90°	
Kode Bidang Uji	K1		K2		B1		B2	
Perkiraan Kuat Tekan Beton	Kg / cm ²	N/mm ²						
R	22,4		28,4		19,5		39,3	
Average	280	22,3	260	20,5	100	7,1	440	36,7

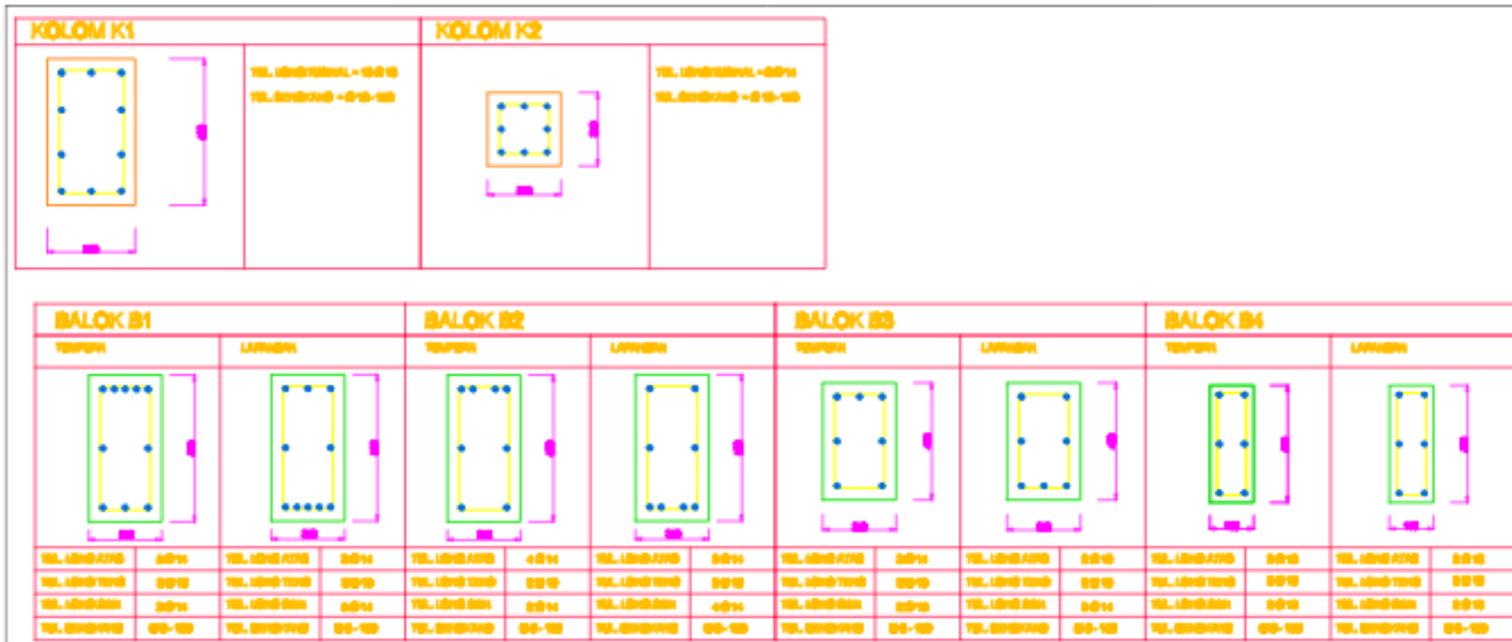
Material Properties Kuat Tekan Beton:

Kolom, f_c = 21,4 MPa
Balok, f_c = 21,9 MPa

Tebal Pelat Lantai (D_{sl}) = 160 mm
Kuat Tekan Beton = 21,9 MPa



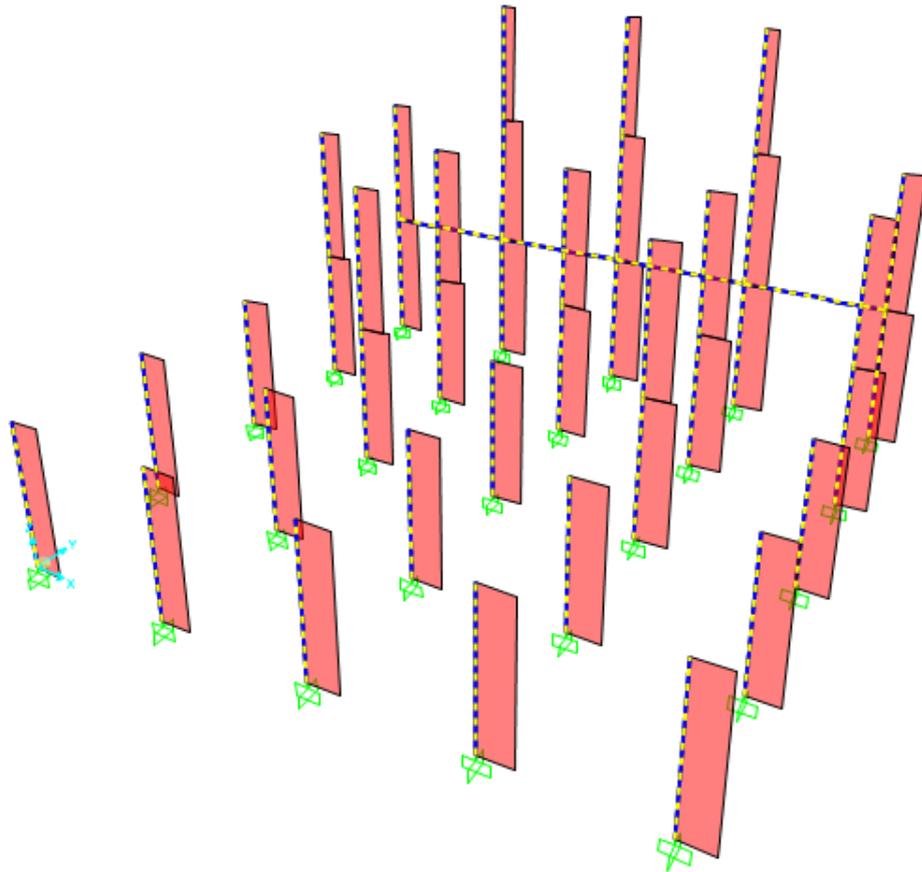
Gambar L16: Grafik uji tarik dan leleh laboratorium.



Gambar L17: Penulangan balok dan kolom Ruko C.

PENAMPANG BALOK DAN KOLOM YANG MEMERLUKAN RETROFIT

Penampang Struktur Ruko A

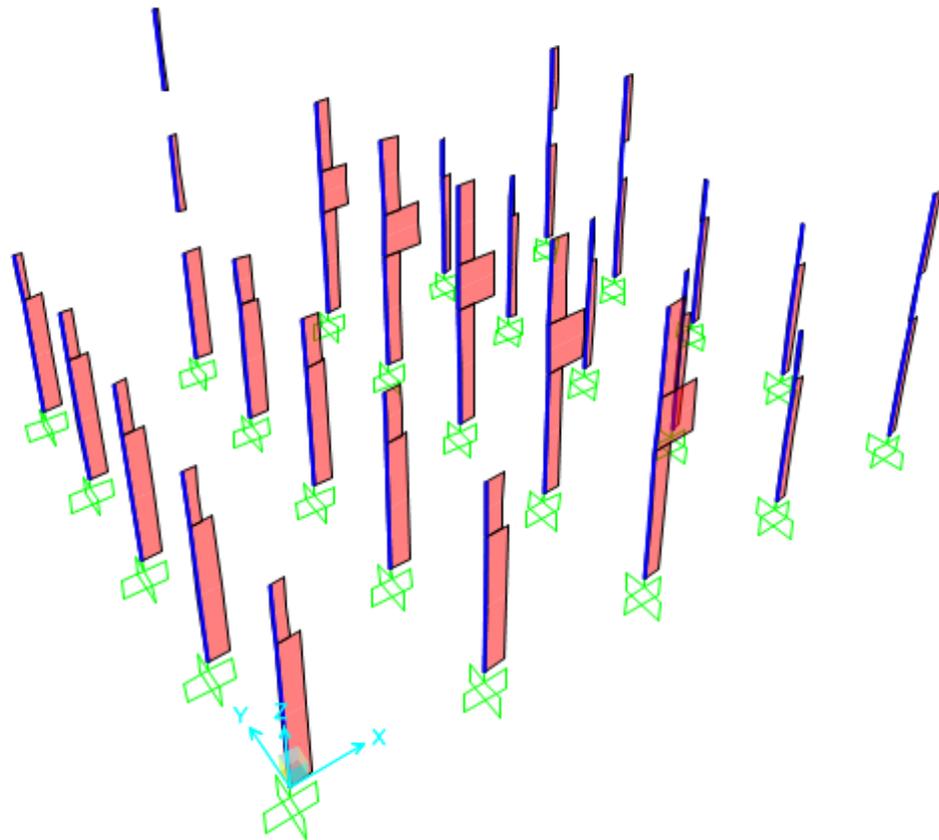


Gambar L18: Penampang Struktur Ruko A yang Mengalami Kegagalan Struktur.

Tabel L4: Penambahan CFRP Pada Struktur Ruko A.

Penampang	Lantai	Banyak	Kebutuhan	Lapisan CFRP
Kolom	1	25	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C
Kolom	2	12	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C
Kolom	3	3	Geser	1 Lapis Sika Wrap 231 C
Balok	1	4	Geser	3 Lapis Sika Wrap 231 C

Penampang Struktur Ruko B

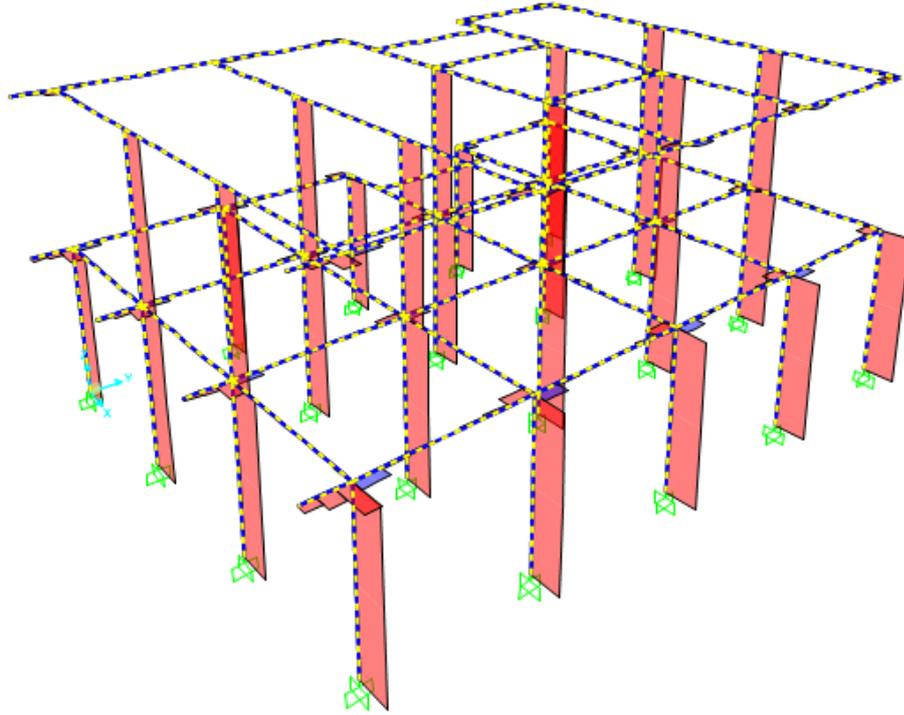


Gambar L19: Penampang Struktur Ruko B yang Mengalami Kegagalan Struktur.

Tabel L5: Penambahan CFRP Pada Struktur Ruko B.

Penampang	Lantai	Banyak	Kebutuhan	Lapisan CFRP
Kolom	1 R	10	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C
Kolom	1 T	15	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C
Kolom	2	9	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C

Penampang Struktur Ruko C



Gambar L20: Penampang Struktur Ruko C yang Mengalami Kegagalan Struktur.

Tabel L6: Penambahan CFRP Pada Struktur Ruko C.

Penampang	Lantai	Banyak	Kebutuhan	Lapisan CFRP
Kolom	1	20	Geser	1 Lapis Sika Wrap 231 C
Kolom	2	5	Geser	1 Lapis Sika Wrap 231 C
Balok	1	32	Geser	3 Lapis Sika Wrap 231 C
Balok	2	25	Geser	2 Lapis Sika Wrap 231 C

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Dicky Hadi Winata
Nama Panggilan : Dik
Tempat, Tanggal Lahir : Binjai, 02 Oktober 1996
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jl Dr.Wahidin LK.II, Kel Jati Makmur,
Kec Binjai Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Hadi Suwito
Ibu : Elviani
No. Telp : 0822-9222-7153
Email : dickywinata04@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD PAB Utama Binjai	Tahun Lulus 2008
2. SMP Taman Siswa Binjai	Tahun Lulus 2011
3. SMA Tunas Pelita Binjai	Tahun Lulus 2014
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2014 – Selesai.