

TUGAS AKHIR

REDESAIN GEDUNG HOTEL 12 LANTAI

(Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan

Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Adji Noer Alim

NIM : 30201800006

Agus Joko Prayogi

NIM : 30201800010

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

2022

LEMBAR PENGESAHAN

REDESAIN GEDUNG HOTEL 12 LANTAI
(Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)



Adji Noer Alim
NIM : 30201800006



Agus Joko Prayogi
NIM : 30201800010

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Agustus 2022

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Dr. Ir. H. Sumirin, MS**
NIDN: 0004056302
2. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng**
NIDN: 0625059102
3. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D.**
NIDN: 0607046802

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 15/ A.2 /SA – T / VII / 2022

Pada hari ini tanggal Agustus 2022 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Dr. Ir. H. Sumirin, MS
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng
Jabatan Akademik : Asisten Ahli
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Adji Noer Alim
NIM : 30201800006

Agus Joko Prayogi
NIM : 30201800010

Judul : Redesain Gedung Hotel 12 Lantai (Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	9 Februari 2022	ACC
2	Seminar Proposal	31 Maret 2022	
3	Pengumpulan data	April 2022	
4	Analisis data	Mei 2022	
5	Penyusunan laporan	Mei 2022	ACC
6	Selesai laporan	Agustus 2022	

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Pendamping

Dr. Ir. H. Sumirin, MS

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Kami yang bertanda tangan di bawah ini :

1. NAMA : Adji Noer Alim.
NIM : NIM : 30201800006
2. NAMA : Agus Joko Prayogi.
NIM : NIM : 30201800010

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

Redesain Gedung Hotel 12 Lantai (Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Agustus 2022
Yang membuat pernyataan,

Adji Noer Alim
NIM : 30201800006

Agus Joko Prayogi
NIM : 30201800010



PERNYATAAN KEASLIAN

Kami yang bertanda tangan di bawah ini :

1. NAMA : Adji Noer Alim.
NIM : NIM : 30201800006
2. NAMA : Agus Joko Prayogi.
NIM : NIM : 30201800010

JUDUL TUGAS AKHIR : Redesain Gedung Hotel 12 Lantai (Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijasah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, Agustus 2022
Yang membuat pernyataan,

Adji Noer Alim
NIM : 30201800006

Agus Joko Prayogi
NIM : 30201800010

MOTTO

“Kurang cerdas dapat diperbaiki dengan belajar, kurang cakap dapat dihilangkan dengan pengalaman.. namun tidak jujur itu sulit untuk diperbaiki” -Mohammad

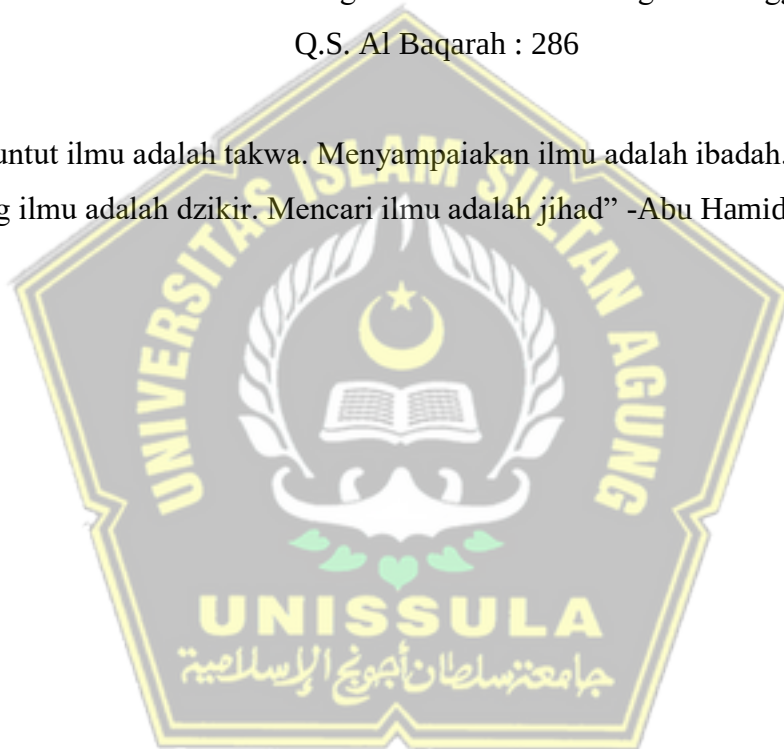
Hatta

“Angin tidak berhembus ntuk menggoyangkan pepohonan, melainkan menguji kekuatan akarnya” -Ali bin Abi Thalib

“Allah tidak membebani seorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya” -

Q.S. Al Baqarah : 286

“Menuntut ilmu adalah takwa. Menyampaikan ilmu adalah ibadah. Mengulang-ulang ilmu adalah dzikir. Mencari ilmu adalah jihad” -Abu Hamid Al Ghazali



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya. Bapak Riskhon dan Ibu Puji Hartuti yang selalu berkorban agar anaknya dapat menempuh Pendidikan serta yang memberikan segenap kasih sayang, semangat, dukungan dan do'a untuk keberkahan saya dalam mencari ilmu yang bermanfaat.
2. Bapak Hamidun dan Ibu Musafiah yang telah memberikan dukungan dan do'a sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan.
3. Kedua Adik dan Saudara-saudara saya tercinta yang telah memberikan dukungan dan do'a sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan.
4. Dosen pembimbing Tugas Akhir saya Bapak Dr. Ir. H. Sumirin, MS dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng yang telah membimbing segenap tenaga dan sepuh hati untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak dan Ibu Dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah memberikan ilmu pengetahuan yang penuh manfaat dan sangat berguna selama saya menuntut ilmu di Fakultas Teknik UNISSULA.
6. Saudara Agus Joko Prayogi rekan Tugas Akhir, teman seperjuangan dalam hal apapun.
7. Saudara Sahrul Budiyanto yang telah sabar dalam membantu Tugas Akhir ini
8. Teman- teman satu kelompok yang dibimbing oleh Bapak Dr. Ir. H. Sumirin dalam Menyusun Tugas Akhir ini.
9. Teman-teman Teknik Sipil UNISSULA Angkatan 2018 yang turut memberikan semangat kepada saya khususnya Bhanu, Eka, Alif, Azka, Wildan, Lilik, Indra, Alvin, Aziz, Aldo.

Adji Noer Alim

NIM : 30201800006

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya. Bapak Rifai dan Ibu Nanik Arofah yang selalu berkorban agar anaknya dapat menempuh Pendidikan serta yang memberikan segenap kasih sayang, semangat, dukungan dan do'a untuk keberkahan saya dalam mencari ilmu yang bermanfaat.
2. Adik saya M.Brian Revadho tercinta yang telah memberikan dukungan dan do'a sehingga tugas akhir ini dapat terselesaikan.
3. Dosen pembimbing Tugas Akhir saya Bapak Dr. Ir. H. Sumirin, MS dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng yang telah membimbing segenap tenaga dan sepenuh hati untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak dan Ibu Dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah memberikan ilmu pengetahuan yang penuh manfaat dan sangat berguna selama saya menuntut ilmu di Fakultas Teknik UNISSULA.
5. Saudara Adji Noer Alim rekan Tugas Akhir, teman seperjuangan dalam hal apapun.
6. Saudara Bahrul Budiyanto yang telah sabar dalam membantu Tugas Akhir ini
7. Teman-teman satu kelompok yang dibimbing oleh Bapak Dr. Ir. H. Sumirin dalam Menyusun Tugas Akhir ini.
8. Teman-teman Teknik Sipil UNISSULA Angkatan 2018 yang turut memberikan semangat kepada saya khususnya M.Aziz Sulistiawan, Alfian Aldo Hernata, Arif Burkhan Aditya, Affit Noor Firdauzy, Agam Loren Saputra, Agus Munif.

Agus Joko Prayogi

NIM : 30201800010

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum Wr. Wb.

Segala Puji dan syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmatNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “**REDESAIN GEDUNG HOTEL 12 LANTAI (Studi pada Gedung SkySuites Soho Kedung Baruk Surabaya)**” guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

Penulis menyadari kelemahan serta keterbatasan yang ada sehingga dalam menyelesaikan skripsi ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT.,Ph.D. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhamad Rusli Ahyar,ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA
3. Bapak Dr. Ir. H. Sumirin, MS selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Muhamad Rusli Ahyar ST., M.Eng selaku dosen Pembimbing Kedua yang telah memberikan dorongan dalam penulisan skripsi ini.
5. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
6. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.

Kami menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Semarang, Agustus 2022

Penulis

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR.....	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	iv
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	v
PERNYATAAN KEASLIAN.....	vi
PERNYATAAN KEASLIAN.....	vii
MOTTO.....	viii
PERSEMBAHAN	ix
PERSEMBAHAN	x
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	xii
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR TABEL	xxiii
DAFTAR LAMBANG DAN NOTASI	xxvi
Abstrak	xxix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	1
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Sistematika Penyusunan Laporan Tugas Akhir	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Tinjauan Umum.....	4
2.2 Sistem Struktur Gedung	4
2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	4
2.3 Pembebanan	4
2.3.1 Pembebanan Untuk Bangunan dan Struktur lain	4

2.3.2	Pembebanan Pada Gedung	5
2.3.2.1	Beban Mati	5
2.3.2.2	Beban Hidup.....	5
2.3.2.3	Beban Gempa	6
2.4	Kombinasi Pembebanan.....	6
2.5	Konsep Analisis Beban Seismik	6
2.5.1	Koefisien Risiko dan Peta Gerak Tanah Seismik.....	6
2.5.2	Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung	7
2.5.3	Klasifikasi Situs.....	9
2.5.4	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Tertarget	9
2.5.5	Parameter Percepatan Spektral Desain.....	11
2.5.6	Spektrum Respon Desain.....	11
2.5.7	Kategori Desain Seismik.....	12
2.5.8	Kombinasi Sistem Struktur Dalam Arah yang Berbeda.....	13
2.5.9	Penentuan Periode Fundamental	13
2.5.10	Gaya Geser Dasar Seismik.....	15
2.5.11	Klasifikasi Struktur Beraturan dan Ketidakteraturan	15
2.5.12	Penentuan Simpangan Antar Lantai.....	19
2.5.13	Pengaruh P-Delta.....	20
2.6	Struktur Sistem Ganda (<i>Dual System</i>).....	21
2.7	Komponen Struktur Lentur Rangka Momen.....	22
2.7.1	Persyaratan Penulangan Balok	22
2.7.2	Persyaratan Penulangan Kolom.....	26
2.7.3	Persyaratan Analisa Pelat Lantai	29
2.7.4	Dinding Geser	31
2.7.4.1	Pengertian Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	31

2.7.4.2	Klasifikasi Dinding Geser	31
2.7.4.3	Tulangan Minimum.....	32
2.7.4.4	Batas Ketinggian untuk Dinding Geser Beton Bertulang pada Bangunan yang Ditingkatkan	32
2.7.4.5	Pengangkuran Dinding Struktural.....	32
2.7.4.6	Gaya Pengangkuran Dinding	33
2.7.4.7	Perencanaan Dinding Geser	34
2.7.5	Perencanaan Pondasi	34
2.7.6	<i>Joint</i> Rangka Momen Khusus (Hubungan Balok-Kolom).....	36
2.7.7	<i>Strong Column Weak-Beam</i> (<i>Beam sway</i>).....	37
2.8	Program Pendukung	37
2.8.1	Program ETABS	37
2.8.1.1	Pengenalan Program ETABS	37
2.8.1.2	Keunggulan Program ETABS	37
2.8.2	Program <i>SP Column</i>	38
BAB III METODOLOGI.....		39
3.1	Pengumpulan Data	39
3.2	Prosedur Analisis Struktur	39
3.3	Prosedur Perencanaan Penulangan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	41
3.4	Diagram Alir	42
3.5	Peraturan Standar Perancangan.....	43
3.6	Permodelan Struktur Pada Program ETABS.....	44
BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN		55
4.1	Umum.....	55
4.2	Data Umum Bangunan	55
4.3	Mutu dan Bahan Struktur	55

4.4	<i>Preliminary Design</i> Struktur	56
4.4.1	Balok	56
4.4.2	Kolom.....	57
4.4.3	<i>Preliminary Design</i> Struktur Pelat Lantai	57
4.4.4	<i>Preliminary Design</i> Struktur Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>)	58
4.5	Modelling Software ETABS	58
4.5.1	Input Material Properties.....	58
4.5.2	<i>Input Frame Section</i>	60
4.5.3	<i>Input</i> Beban Gempa.....	67
4.6	Permodelan Struktur.....	69
4.7	Perhitungan Berat Struktur.....	73
4.8	Kombinasi Pembebanan Struktur.....	74
4.9	Analisa Beban Seismik.....	75
4.9.1	Kontrol Hasil Analisis Dinamik Gempa	75
4.9.2	Kategori Risiko Bangunan	75
4.9.3	Klasifikasi Situs.....	75
4.9.4	Parameter Gempa Rencana	75
4.9.5	Kategori Desain Seismik.....	77
4.9.6	R , Ω_0 , dan C_d Sistem Ragka Pemikul Momen Khusus	78
4.9.7	Analisis <i>Mode</i> Ragam	78
4.9.8	Periode Fundamental.....	80
4.9.9	Koefisien Respons Seismik.....	81
4.9.10	Berat Seismik Tiap Lantai.....	81
4.9.11	Gaya Geser Statik.....	82
4.9.12	Gaya Geser Dinamik	82
4.9.13	Relasi Beban Gempa	83

4.9.14 Gaya Gempa Desain.....	85
4.10 Kontrol Desain	86
4.10.1 Kontrol Simpangan	86
4.10.2 Kontrol P-Delta	89
4.11 Pengecekan Keridakberaturan.....	92
4.11.1 Ketidakberaturan Horizontal	92
4.11.2 Ketidakberaturan Vertikal	93
4.12 Perkuatan Struktur Dengan dinding Geser	95
4.12.1 Dimensi Dinding Geser	95
4.12.2 Permodelan Dinding Geser	96
4.13 Kontrol <i>Dual System</i>	96
4.13.1 R , Ω_0 , dan C_d Sistem Ganda.....	97
4.13.2 Analisis <i>Mode</i> Ragam	97
4.13.3 Periode Fundamental.....	99
4.13.4 Koefisien Respons Seismik.....	100
4.13.5 Berat Seismik Tiap Lantai.....	100
4.13.6 Gaya Geser Statik.....	101
4.13.7 Gaya Geser Dinamik.....	101
4.13.8 Relasi Beban Gempa	102
4.13.9 Gaya Gempa Desain.....	104
4.14 Kontrol Desain	105
4.14.1 Kontrol Simpangan	105
4.14.2 Kontrol P-Delta	108
4.15 Pengecekan Keridakberaturan.....	111
4.15.1 Ketidakberaturan Horizontal	111
4.15.2 Ketidakberaturan Vertikal	112

4.16	Kontrol <i>Dual System</i>	114
4.17	Rekap Hasil Permodelan	115
4.18	Perancangan Pelat Lantai	116
4.18.1	Mengidentifikasi Pelat Lantai	117
4.18.2	Analisa Pembebanan	117
4.18.3	Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor	118
4.18.4	Penulangan Pelat	118
4.18.5	Kontrol Lendutan Pelat	121
4.19	Perancangan Balok.....	124
4.19.1	Syarat Gaya dan Geometri Balok.....	124
4.19.2	Perhitungan Tulangan Lentur.....	125
4.19.3	Perhitungan Tulangan Geser	135
4.19.4	Perhitungan Tulangan Torsi.....	141
4.20	Perancangan Kolom	146
4.20.1	Cek Syarat Gaya Aksial dan Gemoetri Kolom	149
4.20.2	Perhitungan Tulangan Longitudinal	149
4.20.3	Cek <i>Strong Column Weak Beam</i>	150
4.20.4	Perhitungan Tulangan <i>Confinement</i>	152
4.20.5	Desain Tulangan Geser	153
4.21	Perancangan Hubungan Balok Kolom SRPMK.....	157
4.22	Desain Penulangan Dinding Struktur	159
4.22.1	Dinding Geser	159
4.22.2	Perencanaan Geometri.....	160
4.22.3	Kebutuhan Tulangan Minimum	161
4.22.4	Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial – Lentur (Menggunakan <i>SP Column</i>).....	162

4.22.4.1	Bagian Badan.....	163
4.22.4.2	Bagian Kolom.....	163
4.22.5	Pengecekan Kapasitas Geser	163
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....		165
5.1	Kesimpulan.....	165
5.2	Saran.....	166
DAFTAR PUSTAKA		167
LAMPIRAN.....		168



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Parameter S_s	7
Gambar 2. 2 Spektrum Respons Seismik.....	12
Gambar 2. 3 Ketidakberaturan Horizontal	17
Gambar 2. 4 Ketidakberaturan Vertikal	19
Gambar 2. 5 Simpangan Antar Tingkat	19
Gambar 2. 6 Interaksi Rangka dan Dinding dalam Sistem Ganda.....	21
Gambar 2. 7 persyaratan tulangan transversal dan Lebar efektif maksimum balok lebar (wide beam).....	22
Gambar 2. 8 Dimensi Tulangan Lentur.....	24
Gambar 2. 9 Ilustrasi dan contoh sengkang tertutup yang dipasang di tumpukan jarak horizontal maksimum antara penyangga batang longitudinal.....	25
Gambar 2. 10 Syarat Kekuatan Geser.....	26
Gambar 2. 11 Konsep Kolom Kuat – Balok Lemah.....	27
Gambar 2. 12 Contoh penulangan transversal	29
Gambar 2. 13 Contoh Pelat dua arah	30
Gambar 3. 1 Diagram Alir Perancangan Gedung	43
Gambar 3. 2 Denah Struktur Lantai 1	44
Gambar 3. 3 Menu pembuatan permodelan baru pada ETABS.....	45
Gambar 3. 4 Menu pembuatan grid pada ETABS	46
Gambar 3. 5 Menu pengaturan grid pada ETABS	46
Gambar 3. 6 Menu input data material pada ETABS	47
Gambar 3. 7 Menu <i>input</i> data kolom pada ETABS	48
Gambar 3. 8 Menu Input data Balok pada ETABS.....	48
Gambar 3. 9 Menu <i>input</i> data tulangan kolom pada ETABS	49
Gambar 3. 10 Menu <i>input factor</i> modifikasi kolom pada ETABS	49
Gambar 3. 11 Menu <i>input factor</i> modifikasi balok pada ETABS	50
Gambar 3. 12 Menu input data pelat pada ETABS.....	50
Gambar 3. 13 Menu input factor modifikasi pelat pada ETABS.....	51
Gambar 3. 14 Denah struktur lantai 1-11.....	51
Gambar 3. 15 Denah Lantai 12 (atap).....	52
Gambar 3. 16 Tampilan 3D Tampak Depan	52

Gambar 3. 17 Tampilan 3D Tampak Samping Kanan.....	53
Gambar 3. 18 Tampilan 3D Tampak Belakang	53
Gambar 4. 1 Input Mutu Beton	59
Gambar 4. 2 Input Mutu Tulangan.....	59
Gambar 4. 3 <i>input</i> dimensi balok G1 40 x 80	60
Gambar 4. 4 <i>Input</i> dimensi balok G2 35 x 70	60
Gambar 4. 5 <i>Input</i> dimensi balok G3 30 x 60	61
Gambar 4. 6 <i>Input</i> dimensi balok G4 25 x 45	61
Gambar 4. 7 <i>Input</i> dimensi balok Ba1 35 x 50	62
Gambar 4. 8 <i>Input</i> dimensi balok Ba2 15 x 30	62
Gambar 4. 9 <i>Input Stiffness Modifications Factors</i> pada Balok	63
Gambar 4. 10 <i>Input</i> dimensi kolom K1 90 x 90.....	63
Gambar 4. 11 <i>Input</i> dimensi kolom K2 85 x 85.....	64
Gambar 4. 12 <i>Input</i> dimensi kolom K3 80 x 80.....	64
Gambar 4. 13 <i>Input</i> dimensi kolom K4 75 x 75.....	65
Gambar 4. 14 <i>Input Stiffness Modifications Factors</i> pada Kolom.....	65
Gambar 4. 15 <i>Input</i> pelat S1 150 mm	66
Gambar 4. 16 <i>Input</i> pelat S2 125 mm	66
Gambar 4. 17 <i>Input Stiffness Modifications Factors</i> Pada Pelat	67
Gambar 4. 18 <i>Input</i> pelat S1 125 mm	67
Gambar 4. 19 <i>Input data Respons Spektrum</i>	68
Gambar 4. 20 <i>Input Load Case Respons Spektrum Arah X</i>	68
Gambar 4. 21 <i>Input Load Case Respons Spektrum Arah Y</i>	69
Gambar 4. 22 Permodelan Struktur Lantai 1	69
Gambar 4. 23 Permodelan Struktur Lantai 3 – Lantai 4	70
Gambar 4. 24 Permodelan Struktur Lantai 5 – Lantai 7	71
Gambar 4. 25 Permodelan Struktur Lantai 8-Lantai 11	72
Gambar 4. 26 Permodelan struktur Lantai 12 (atap).....	73
Gambar 4. 27 Wilayah Indonesia untuk menentukan nilai S_s	76
Gambar 4. 28 Wilayah Indonesia untuk menentukan nilai S_1	76
Gambar 4. 29 Spektrum Respons Gedung <i>SkySuites</i>	77
Gambar 4. 30 Bentuk ragam <i>mode</i> 1.....	78

Gambar 4. 31 Bentuk ragam <i>mode</i> 2.....	79
Gambar 4. 32 Bentuk ragam <i>mode</i> 3	79
Gambar 4. 33 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X.....	84
Gambar 4. 34 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y	85
Gambar 4. 35 Simpangan arah X.....	88
Gambar 4. 36 Simpangan arah Y	89
Gambar 4. 37 Kontrol P-Delta arah X	90
Gambar 4. 38 Kontrol P-Delta arah Y	91
Gambar 4. 39 Denah Perletakan Dinding Geser	96
Gambar 4. 40 Bentuk ragam <i>mode</i> 1.....	97
Gambar 4. 41 Bentuk ragam <i>mode</i> 2.....	98
Gambar 4. 42 Bentuk ragam <i>mode</i> 3	98
Gambar 4. 43 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X.....	103
Gambar 4. 44 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y.....	104
Gambar 4. 45 Simpangan antar tingkat arah X.....	107
Gambar 4. 46 Simpangan antar tingkat arah Y	108
Gambar 4. 47 Kontrol P-Delta arah X	109
Gambar 4. 48 Kontrol P-Delta arah Y	110
Gambar 4.49 Detail Pelat Lantai.....	117
Gambar 4. 50 Gaya dalam Pelat Lantai	118
Gambar 4. 51 Detail Pelat Lantai.....	123
Gambar 4. 52 <i>Output Mu</i> Tumpuan Balok G1 40x80.....	125
Gambar 4. 53 <i>Output Mu</i> Lapangan Balok G1 40x80	126
Gambar 4. 54 <i>Output V_g</i> Tumpuan.....	136
Gambar 4. 55 <i>Output V_u</i> Tumpuan.....	136
Gambar 4. 56 <i>Output V_u</i> Lapangan.....	137
Gambar 4. 57 Nilai Torsi	142
Gambar 4. 58 Detail Balok G1 40x80 (Tumpuan).....	145
Gambar 4. 59 Detail Balok G1 40x80 (Lapangan)	145
Gambar 4. 60 Detail Penampang Balok G1 40x80	145
Gambar 4. 61 <i>Output Gaya Aksial</i> Pada ETABS	147
Gambar 4. 62 <i>Output M3 dan V2</i>	148

Gambar 4. 63 <i>Output M2 dan V3</i>	148
Gambar 4. 64 Diagram Interaksi Kolom K1 90x90	150
Gambar 4. 65 Momen Nominal Kolom	151
Gambar 4. 66 Detail Kolom K1 90x90	155
Gambar 4. 67 Detail Kolom Memanjang K1 90x90	156
Gambar 4. 68 Hubungan Balok Kolom (Joint)	159
Gambar 4. 69 Diagram interaksi <i>Sp Column</i> Dinding Geser	162
Gambar 4. 70 Hasil analisis interaksi <i>SP Column</i> Dinding Geser	162
Gambar 4. 71 Detail Penulangan Dinding Geser	164



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Beban Hidup Minimum Bangunan Gedung	5
Tabel 2. 2 Kombinasi Beban.....	6
Tabel 2. 3 Kategori risiko struktur bangunan gedung.....	7
Tabel 2. 4 Faktor Keutamaan Gempa	8
Tabel 2. 5 Klasifikasi Situs	9
Tabel 2. 6 Koefisien Situs F_a	10
Tabel 2. 7 Koefisien F_v	10
Tabel 2. 8 KDS Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	12
Tabel 2. 9 KDS Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik	13
Tabel 2. 10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	13
Tabel 2. 11 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung, C_u	14
Tabel 2. 12 Nilai Parameter Periode Pendekatan, C_t dan x	15
Tabel 2. 13 Ketidakberaturan Horizontal.....	16
Tabel 2. 14 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur.....	18
Tabel 2. 15 Simpangan Antar Tingkat Izin $\Delta_a^{a,b}$	20
Tabel 2. 16 Bagian Pasal 18 yang harus dipenuhi dalam penerapan pada umumnya.....	23
Tabel 2. 17 Bagian Pasal 18 yang harus dipenuhi dalam penerapan pada umumnya	26
Tabel 2. 18 Tulangan transversal untuk kolom.....	28
Tabel 2. 19 Ketebalan minimum Pelat dua arah non prategang tanpa balok interior	29
Tabel 2. 20 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya	30
Tabel 2. 21 A_s min untuk pelat dua arah nonprategang	30
Tabel 4. 1 Tabel Mutu Beton	55
Tabel 4. 2 Mutu Baja Tulangan.....	56
Tabel 4. 3 Dimensi Balok Yang Dipakai Untuk Struktur Gedung	56
Tabel 4. 4 Dimensi Kolom Yang Dipakai Untuk Struktur Gedung.....	57

Tabel 4. 5 Dimensi Pelat Yang Dipakai Struktur Gedung	58
Tabel 4. 6 Dimensi Pelat Lantai Yang Dipakai Pada Struktur Gedung	58
Tabel 4. 7 <i>Frame section</i> Lantai 1 – Lantai 2.	70
Tabel 4. 8 <i>Frame section</i> .Lantai 3 – Lantai 4	70
Tabel 4. 9 <i>Frame section</i> Lantai 5 – Lantai 7	71
Tabel 4. 10 <i>Frame section</i> Lantai 8 – Lantai 11	72
Tabel 4. 11 <i>Frame section</i> Lantai 12	73
Tabel 4. 12 Hasil Spektrum Respon Desain.....	77
Tabel 4. 14 Modal Period Desain.....	80
Tabel 4. 15 Beban Tiap Lantai.....	81
Tabel 4. 16 Gaya Geser Statik.....	82
Tabel 4. 17 Gaya Geser Dinamik.....	83
Tabel 4. 18 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Gaya Geser Dinamik Setelah Gaya Diperbesar.....	84
Tabel 4. 19 Gaya Gempa Desain.....	85
Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan Arah X	87
Tabel 4. 21 Kontrol Simpangan Arah Y	88
Tabel 4. 22 Kontrol P-Delta Arah X	90
Tabel 4. 23 Kontrol P-Delta Arah Y	91
Tabel 4. 24 Ketidakberaturan Torsi	92
Tabel 4. 25 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	93
Tabel 4. 26 Ketidakberaturan Berat (massa).....	94
Tabel 4. 27 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat	95
Tabel 4. 28 Persentase Kontrol <i>Dual System</i>	96
Tabel 4. 29 Modal Period Desain.....	99
Tabel 4. 30 Beban Tiap Lantai.....	100
Tabel 4. 31 Gaya Geser Statik.....	101
Tabel 4. 32 Gaya Geser Dinamik.....	102
Tabel 4. 33 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Gaya Geser Dinamik Setelah Gaya Diperbesar.....	103
Tabel 4. 34 Gaya Gempa Desain.....	104
Tabel 4. 35 Kontrol Simpangan Arah X	106

Tabel 4. 36 Kontrol Simpangan Arah Y	107
Tabel 4. 37 Kontrol P-Delta Arah X	109
Tabel 4. 38 Kontrol P-Delta Arah Y	110
Tabel 4. 39 Ketidakberaturan Torsi	111
Tabel 4. 40 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	112
Tabel 4. 41 Ketidakberaturan Berat (massa).....	113
Tabel 4. 42 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat	114
Tabel 4. 43 Persentase Kontrol <i>Dual System</i>	114
Tabel 4. 44 Rekap Hasil Permodelan	115
Tabel 4. 45 Detail Penulangan Pelat Lantai	124
Tabel 4. 46 Gaya Dalam Balok G1 40x80	126
Tabel 4. 47 Detail Penulangan Balok G1 40x80.....	146
Tabel 4. 48 Detail Penulangan Balok Gedung Sky Suites	146
Tabel 4. 49 Gaya Aksial Lentur K1 90x90	149
Tabel 4. 50 Detail Penulangan Kolom K1 900 x 900	156
Tabel 4. 51 Detail Penulangan Kolom Gedung Sky Suites.....	156
Tabel 4. 52 Gaya Aksial – Lentur Dinding Geser.....	160
Tabel 4. 53 Gaya Geser Dinding Geser	160



DAFTAR LAMBANG DAN NOTASI

$\emptyset$	= Faktor reduksi
δ	= Defleksi yang terjadi
δ_u	= Defleksi ultimate yang terjadi
δ_{xe}	= Defleksi pada lokasi diisyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis
λ	= Angka kelangsingan
δ_x	= Simpangan antar lantai
ρ	= Rasio tulangan
ρ_t	= Rasio penulangan arah horizontal
A_{cv}	= Luas penampang total dinding structural
A_g	= Luas dimensi kolom (mm ²)
A_s	= Luas tulangan Tarik (mm ²)
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
A_{st}	= Luas tulangan
b	= Lebar balok (mm)
h	= Tinggi balok (mm)
L	= Panjang balok (mm)
C	= Koefisien respons gempa yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur
C_t	= koefisien rangka beton pemikul momen
C_u	= koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung
C_v	= koefisien respons gempa vertikal
C_d	= factor pembesaran defleksi
D_L	= beban mati
L_L	= beban hidup
d	= jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan (mm)
d_b	= Diameter batang tulangan (mm)
d_s	= Diameter Sengkang (mm)
E_c	= Modulus elastisitas beton (MPa)
E_X	= Beban gempa dinamis arah X
E_Y	= Beban gempa dinamis arah Y

f_c'	= Kuat tekan beton (MPa)
f_y	= Kekuatan leleh tulangan (MPa)
g	= Besaran gravitasi
h_n	= Ketinggian struktur (m)
h_x	= Spasi horizontal maksimum untuk kaki Sengkang tertutup atau Sengkang ikat pada muka kolom
I_e	= Faktor keutamaan gempa
l_n	= Panjang sisi terpanjang
l_o	= Panjang minimum
L_x	= Panjang bentang arah x
L_y	= Panjang bentang arah y
M_{CER}	= Spektrum respons gempa minimum yang mempertimbangkan resiko tertarget
M_{nb}	= Kekuatan lentur nominal balok
M_{nc}	= Kekuatan lentur nominal kolom
M_n	= Kekuatan lentur nominal pada penampang (kNm)
M_u	= Momen terfaktor penampang (kNm)
M_{pr}	= Momen lentur dari suatu komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial (kNm)
M_u	= Momen yang terjadi pada penampang
M_x	= Momen arah x (mm)
M_y	= Momen arah y (mm)
n	= Jumlah tulangan
P_n	= Gaya tekan nominal (N)
P_u	= Gaya aksial terfaktor (N)
P	= Beban aksial yang bekerja pada kolom
q	= beban yang bekerja
R	= Faktor reduksi gempa
r	= Radius grasi penampang komponen struktur kolom
s	= Jarak antar tulangan geser
S_1	= Parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik

- S_{DS} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek
 S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik
 S_s = Parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek
 S_F = *Safety factor* = 2,5
 T = Nilai *time periode*
 Δ_T = Selisih *time periode*
 V = Beban gempa dasar nominal
 V_c = Gaya geser yang dipikul beban
 V_e = Gaya geser yang terjadi pada struktur
 V_s = Gaya geser yang dipikul tulangan baja
 W_t = Berat total struktur bangunan



REDESAIN GEDUNG HOTEL 12 LANTAI (Studi Pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

Oleh :

Adji Noer Alim¹⁾, Agus Joko Prayogi¹⁾, Sumirin²⁾, Muhamad Rusli Ahyar²⁾

Abstrak

Gedung Sky Suites terletak di Surabaya. Gedung ini akan direncanakan 12 (dua belas) lantai di atas tanah sedang dan bangunan berada di wilayah rawan gempa sehingga perancangan ini memerlukan analisis bangunan tahan gempa dengan menggunakan acuan pada SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019.

Permodelan struktur ini menggunakan program ETABS dan SP *Column* sebagai analisis struktur. Perancangan ini dibuat sesuai dengan peraturan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019. Sedangkan pada pembebanan mengacu pada peraturan SNI 1727:2019 yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

Perancangan bangunan gedung ini menggunakan desain struktur beton bertulang dengan Sistem Ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Geser. Hasil analisis gaya geser lantai akibat beban statik arah x dan arah y diperoleh nilai sebanyak 1152,55 kN dan beban gempa dinamik sebanyak 7196,19 kN arah x dan sebanyak 7195,96 kN arah y. Untuk sistem ganda gaya geser yang ditahan oleh dinding geser untuk arah x sebanyak 55,172% dan arah y sebanyak 52,481%. Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh desain kolom dimensi 90 cm x 90 cm dapat menjamin jika kolom lebih kuat daripada balok dimensi 40cm x 80 cm. Pengecekan kapasitas *Strong Column Weak Beam* dengan persyaratan $\sum M_{nc} > 1,2 M_{nb}$ diperoleh hasil 1976,35 kNm > (1,2 x 955,8) = 1103,748 kNm. Maka dari itu Kapasitas *Strong Column Weak Beam* sudah sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan.

Kata Kunci : Gedung ; Sistem Ganda ; SRPMK

¹⁾Mahasiswa Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Unissula

²⁾Dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Unissula

12-FLOOR HOTEL BUILDING REDESIGN

(Study on *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya)

By :

Adji Noer Alim¹⁾, Agus Joko Prayogi¹⁾, Sumirin²⁾, Muhamad Rusli Ahyar²⁾

Abstract

SkySuites building is located in Surabaya. This building will be planned for 12 (twelve) floors above medium ground and the building is located in an earthquake-prone area so that this design requires an analysis of earthquake-resistant buildings using references to SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019.

This structural modeling uses ETABS and SP Column programs as structural analysis. This design was made in accordance with the regulations of SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019. While the loading refers to the SNI 1727:2019 regulations which include dead loads, live loads, and earthquake loads.

The design of this building uses a reinforced concrete structure design with a Dual System, namely the Special Moment Bearing Frame System (SRPMK) and the Shear Wall System. The results of the analysis of the floor shear force due to the static load in the x direction and the y direction obtained a value of 1152.55 kN and a dynamic earthquake load of 7196.19 kN in the x direction and 7195.96 kN in the y direction. For the double system, the shear force that is resisted by the shear wall for the x direction is 55.172% and the y direction is 52.481%. Based on the calculation results, the column design with dimensions of 90 cm x 90 cm can guarantee that the column is stronger than the beam with dimensions of 40 cm x 80 cm. Checking the capacity of the Strong Column Weak Beam with the requirements of $M_{nc} > 1.2 M_{nb}$, the result is $1976.35 \text{ kNm} > (1,2 \times 955.8) = 1103,748 \text{ kNm}$. Therefore, the Strong Column Weak Beam capacity is in accordance with the specified requirements.

Keywords: Building; Dual System ; SRPMK

¹⁾Student of the Faculty of Engineering, Unissula Civil Engineering Study Program

²⁾Lecturer of the Faculty of Engineering, Unissula Civil Engineering Study Program

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pemerintah Indonesia kini tengah mempercepat pembangunan infrastruktur di berbagai wilayah Indonesia. Akibat dari cepatnya pertumbuhan penduduk yang ada di Indonesia sehingga lahan yang digunakan berkurang. Salah satu alternatif untuk menghemat lahan adalah dengan mendirikan bangunan tinggi.

Seiring berkembangnya teknologi dengan cepat dari waktu ke waktu, maka perlu juga dibarengi dengan aturan dan regulasi yang dapat beradaptasi. Di Indonesia memiliki tata cara perancangan untuk struktur beton bertulang yang tercantum dalam SNI 2847:2019 “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan”.

Gempa bumi merupakan salah satu faktor yang mempengaruhi bagaimana struktur bangunan dirancang. SNI 1726:2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Bangunan Gedung” merupakan peraturan yang berkaitan dengan perencanaan struktur tahan gempa di Indonesia.

Tujuan dari desain struktur bangunan adalah untuk menciptakan struktur yang kuat, aman, nyaman, hemat biaya, dan efisien. Agar bangunan aman untuk waktu yang diantisipasi, maka bangunan harus kuat untuk menopang beban dan gaya yang ada dalam konstruksi.

Laporan Tugas Akhir akan membahas tentang perancangan ulang atau redesain Gedung 12 lantai menggunakan sistem SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus) sesuai peraturan terbaru yang digunakan yaitu SNI 2847:2019 dan SNI 1726:2019. Gedung ini direncanakan dilakukan pada tahun 2015, dimana pada saat itu masih berdasarkan peraturan yang sudah tidak digunakan yaitu SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam proses perancangan ini sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan sistem struktur dan dimensi elemen struktur sesuai dengan persyaratan dalam *preliminary design* yang selaras dengan SNI 2847:2019

2. Mendapatkan respon struktur berupa gaya-gaya dalam, ragam getar, periode getar, simpangan dan simpangan antar tingkat dari analisis struktur yang memenuhi persyaratan SNI 1726:2019.
3. Mendesain dimensi dan penulangan balok, plat dan kolom yang sesuai dengan persyaratan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

1.3 Tujuan

Tujuan dalam perancangan ini adalah :

1. Merencanakan sistem struktur dan dimensi elemen struktur sesuai dengan persyaratan dalam *preliminary design* yang selaras dengan SNI 2847:2019
2. Mendapatkan respon struktur berupa gaya-gaya dalam, ragam getar, periode getar, simpangan dan simpangan antar tingkat dari analisis struktur yang memenuhi persyaratan SNI 1726:2019.
3. Mendesain dimensi dan penulangan balok, plat dan kolom yang sesuai dengan persyaratan sistem rangka pemikul momen khusus

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perancangan ini sebagai berikut:

1. Bangunan yang direncanakan ulang yaitu Gedung *Skysuites* dengan perancangan ulang 12 lantai.
2. Struktur yang dirancang ulang yaitu struktur atas Gedung
3. Perancangan struktur atas mencakup balok, kolom, pelat dan *shear wall*
4. Struktur perancangan yang diacu adalah SNI 1727:2020, SNI 1726:2019, SNI 2847:2019 dan standar SNI lainnya yang terbaru.

1.5 Sistematika Penyusunan Laporan Tugas Akhir

Rincian penyusunan laporan Tugas Akhir ini sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini membahas tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, Tujuan, Batasan masalah dan sistematika penulisan laporan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan tentang konsep analisis beban gempa dan persyaratan struktur tahan gempa

BAB III METODE PERANCANGAN

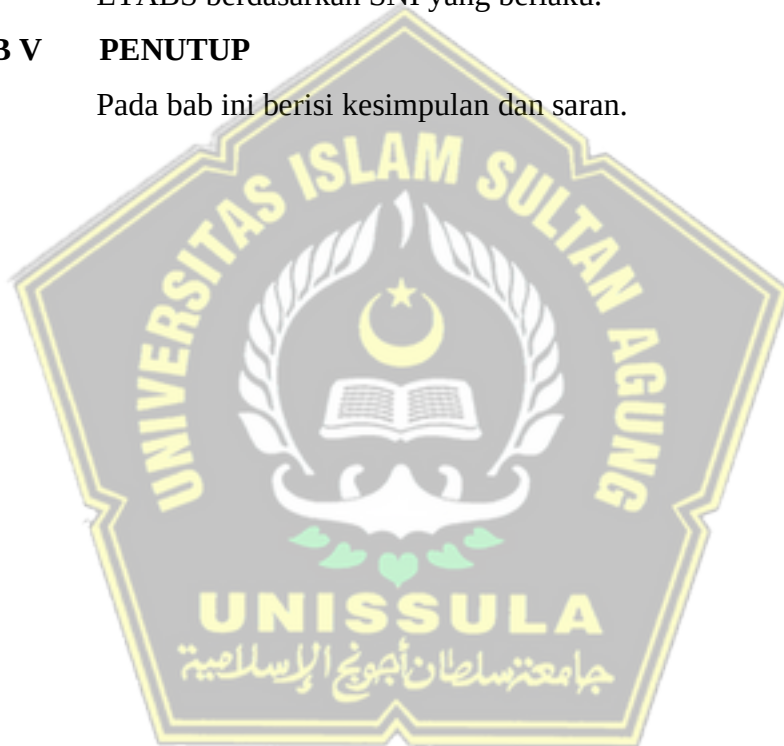
Pada bab ini berisi tentang pengumpulan data struktur gedung, diagram alir, dan peraturan SNI yang dipakai dalam perancangan ini.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab hasil dan pembahasan ini berisi tentang analisis struktur dan perancangan sesuai data yang didapatkan dari hasil *output* ETABS berdasarkan SNI yang berlaku.

BAB V PENUTUP

Pada bab ini berisi kesimpulan dan saran.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Gabungan dari beberapa bagian struktur yang kemudian disusun menjadi satu objek tunggal yang dapat memikul beban yang direncanakan biasa disebut sebagai sistem struktur (Tumilar, 2006).

Struktur yang terdapat pada suatu bangunan dipengaruhi 2 beban yang terdiri dari beban mati (*Dead Load*) dan beban hidup (*Live Load*). Beban mati adalah seluruh berat suatu struktur mencakup tangga, dinding, lantai, plafon, atap, *finishing*, dan komponen arsitektur. Sedangkan beban hidup adalah beban yang dipikul oleh berat bangunan tersebut, yang terdiri dari berat manusia, perabot dan lain-lain.

2.2 Sistem Struktur Gedung

Ada banyak sistem struktur yang biasa dipakai untuk menahan gaya seismik pada struktur, namun pada bab ini hanya terkait dengan topik yang diambil yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK), atau Sistem Ganda Khusus harus digunakan dalam pembangunan suatu gedung di daerah rawan gempa tinggi yang termasuk dalam kategori 5 dan 6, sebagai serta untuk menopang gaya gempa (Purwono, 2005).

2.3 Pembebanan

2.3.1 Pembebanan Untuk Bangunan dan Struktur lain

Acuan ini digunakan untuk merencanakan suatu bangunan dimana pada SNI 1727:2020 telah ditentukan cara pembebanan gedung yang meliputi beban mati, beban hidup, beban seismik serta beban kombinasi.

2.3.2 Pembebanan Pada Gedung

2.3.2.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727:2020, berat total semua komponen bangunan jadi, termasuk atap, dinding, plafon, tangga, lantai, dinding partisi tetap, kelongsong bangunan, finishing, dan elemen arsitektur dan struktur lainnya, serta layanan terpasang lainnya peralatan, seperti crane dan sistem transportasi material, disebut sebagai Beban Mati.

2.3.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang dibawa oleh makhluk hidup yang ada di dalam suatu bangunan atau gedung. Beban terbesar yang diinginkan yang dihasilkan dari tujuan penggunaan bangunan digunakan sebagai beban hidup ketika merancang bangunan dan struktur lainnya, namun harus kurang dari beban seragam minimum yang dinyatakan.

Tabel 2. 1 Beban Hidup Minimum Bangunan Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata, L_s psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Apartemen (lihat rumah tinggal)					
Sistem lantai akses					
Ruang kantor	50 (2,4)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Ruang komputer	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Gudang persenjataan dan ruang latihan					
Ruang pertemuan	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Ruang pertemuan					
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lobi	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Panggung pertemuan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lantai podium	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Tribun penonton Stadion dan arena	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Balkon dan dek					
	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Jalur untuk akses pemeliharaan					
	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	
Koridor					
Lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain				
Ruang makan dan restoran					
	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Hunian (lihat rumah tinggal)					
Dudukan mesin elevator (pada area 2 in.x 2 in. [50 mm x 50 mm])		-	-	300 (1,33)	
Konstruksi pelat lantai finishing ringan (pada area 1 in.x 1 in. [25 mm x 25 mm])		-	-	200 (0,89)	

Sumber : SNI 1727:2020

2.3.2.3 Beban Gempa

Gempa bumi disebabkan oleh pergeseran atau pergerakan tanah, baik secara horizontal maupun vertikal, yang mengakibatkan beban statis ekuivalen pada struktur bangunan.

2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan mengacu pada Pasal 5.3.1 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

Tabel 2. 2 Kombinasi Beban

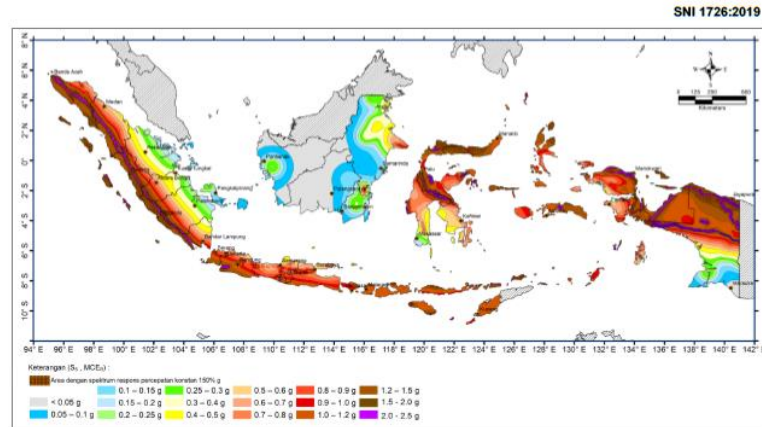
Kombinasi Beban
$U = 1,4 D$
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ atau } 0,5 W)$
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L$
$U = 0,9 D + 1,0 W$
$U = 0,9 D + 1,0 E$

Sumber : SNI 2847:2019

2.5 Konsep Analisis Beban Seismik

2.5.1 Koefisien Risiko dan Peta Gerak Tanah Seismik

Dengan menggunakan peta gerakan tanah seismik dan koefisien risiko ini, diterapkan peraturan Pasal 15 SNI 1726:2019 untuk beban gempa.



Gambar 15 – Parameter gerak tanah S_s gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_s) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)

Gambar 2. 1 Parameter S_s

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.5.2 Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung

Jenis penggunaan bangunan itu sendiri dapat digunakan untuk menentukan kategori risiko bangunan, sesuai Pasal 4.1.2 Tabel 3 SNI 1726:2019.

Kategori risiko bangunan untuk beban gempa tercantum dalam tabel di bawah ini.

Tabel 2. 3 Kategori risiko struktur bangunan gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
--	-----

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber : SNI 1726:2019

Tabel Faktor Prioritas Gempa berdasarkan Tabel 4 SNI 1726:2019 disajikan di bawah ini:

Tabel 2. 4 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.3 Klasifikasi Situs

Beban gempa dihitung dengan menggunakan peta percepatan batuan dasar dan peta percepatan batuan dasar untuk periode 1 detik, sesuai Tabel 5 SNI 1726:2019. Desain klasifikasi situs untuk lokasi tanah itu sendiri harus ditentukan terlebih dahulu berdasarkan jenis tanah lapisan, yang mungkin SA, SB, SC, SD, SE, atau SF.

Hasil ini digunakan untuk menghitung nilai kuat geser tanah, kecepatan rambat gelombang, dan N-SPT pada tabel 2.5.

Tabel 2. 5 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$ (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
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti D)	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)		

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.4 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Tertarget

Untuk menghitung parameter respons spektrum percepatan gempa maksimum yang dimaksudkan dalam periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}), digunakan rumus sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_S \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan :

S_{MS} = parameter respons spektral percepatan gempa maksimum tertarget pada periode pendek

S_{M1} = parameter respons spektral percepatan gempa maksimum tertarget pada periode 1 detik

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

Untuk menghitung koefisien situs, harus mengacu pada nilai S_s serta S_1 . Hasil nilai F_a dan F_v bertujuan merambatkan gelombang gempa menuju permukaan yang mana bisa dihitung dengan interpolasi atau berdasarkan tabel yang tersedia dalam Tabel 2.6 dan Tabel 2.7 SNI 1726:2019 dibawah ini :

Tabel 2. 6 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:2019

Tabel 2. 7 Koefisien F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:2019

Hasil perhitungan parameter respon percepatan untuk periode singkat (S_{MS}) dan periode satu detik menggunakan rumus F_a dan F_v (S_{M1})

2.5.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Persamaan berikut digunakan untuk menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode satu detik (S_{D1}):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots \dots \dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{D1} \dots \dots \dots (2.4)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain periode 1 detik

2.5.6 Spektrum Respons Desain

Dengan mengacu Gambar 2.2 dan nilai T , T_0 , dan T_s , dapat dengan mudah menghitung nilai spektrum desain (S_a) di *Microsoft Excel* dengan melakukan hal berikut dan mengikuti Pasal 6.4 SNI 1726:2019:

1. Nilai $T < T_0$,

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

2. Nilai $T_0 \leq T \leq T_s$,

$$S_a = S_{DS} \dots \dots \dots (2.6)$$

3. Nilai $T_s \leq T \leq T_L$,

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2.7)$$

4. Nilai $T_L \leq T$,

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \dots \dots \dots (2.8)$$

Nilai T_0 dan T_s diperoleh dari perhitungan di bawah ini:

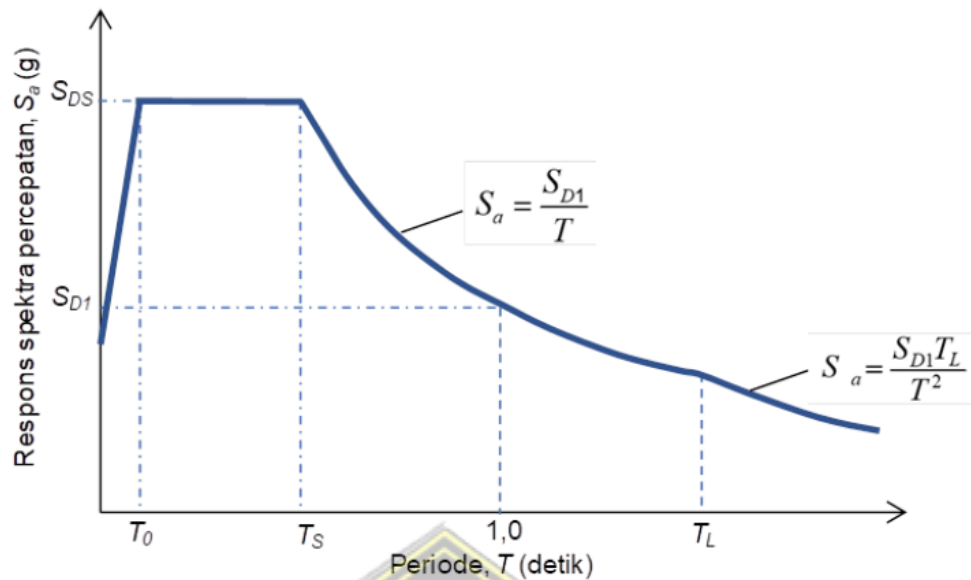
$$T_0 = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan :

T = Periode getar fundamental struktur (detik)

S_a = Nilai respons spektrum desain



Gambar 2. 2 Spektrum Respons Seismik

(Sumber : Gambar 3 SNI 1726:2019)

2.5.7 Kategori Desain Seismik

Kategori risiko terbesar diperhitungkan saat menghitung nilai untuk kategori desain seismik ini menggunakan nilai S_1 dan S_{DS} . Kategori A adalah kategori terkecil. Nilai ini mengacu pada Pasal 6.5 SNI 1726:2019 sebagai berikut:

Tabel 2. 8 KDS Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	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

Sumber : SNI 1726:2019

Tabel 2. 9 KDS Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik

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

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.8 Kombinasi Sistem Struktur Dalam Arah yang Berbeda

Ketahanan beban lateral dan vertikal yang lebih baik harus ada di zona rawan gempa. Teknologi penahan gaya gempa yang berbeda dapat digunakan untuk menahan gaya gempa di sepanjang dua sumbu ortogonal struktur. Berdasarkan Pasal 7.2.2 SNI 1726:2019 Tabel di bawah ini menampilkan kombinasi sistem struktur yang bergerak ke berbagai arah.

Tabel 2. 10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{a,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^a	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.9 Penentuan Periode Fundamental

Periode dasar suatu struktur adalah lamanya waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan satu siklus gerak, yang nilainya tergantung pada massa dan kekakuannya. Hasil analisis pemodelan ETABS digunakan untuk menentukan nilai periode fundamental struktur (T_c).

Periode maksimum dan periode minimum masing-masing merupakan batas periode desain tertinggi dan terendah dalam pasal 7.8.2 SNI 1726:2019. (pendekatan periode fundamental). Rumus berikut menghasilkan nilai T:

$$T_{\max} = C_u \times T_a \dots\dots\dots(2.11)$$

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots(2.12)$$

Kondisi berikut harus dipenuhi oleh periode desain yang akan digunakan:

$$T_c < T_a, T = T_a \dots\dots\dots(2.13)$$

$$T_a < T_c < C_u \times T_a, T = T_c \dots\dots\dots(2.14)$$

$$T_c > C_u \times T_a, T = C_u \times T_a \dots\dots\dots(2.15)$$

Keterangan :

T = periode desain (detik)

C_u = koefisien untuk batasan atas periode yang dihitung (C_u ditentukan dari Tabel 17 SNI 1726:2019 sesuai pada Tabel 2.9)

T_a = periode fundamental pendekatan / batas bawah (detik)

T_c = periode fundamental struktur hasil ETABS (detik)

$T_{\max}$ = periode maksimum / batas atas (detik)

H_n = Tinggi struktur (m)

(C_t dan x ditentukan dari Tabel 18 1726:2019 sesuai Tabel 2.11 dibawah

ini)

Tabel 2. 11 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung, C_u

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

Sumber : SNI 1726:2019

Tabel 2. 12 Nilai Parameter Periode Pendekatan, C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.10 Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik dalam arah dihitung dengan menggunakan rumus di bawah ini sesuai dengan Pasal 7.8.1 SNI 1726:2019:

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.16)$$

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$C_{s \max} = \frac{SD1}{T^2 \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times SDS \times I_e > 0,01 \dots\dots\dots (2.19)$$

2.5.11 Klasifikasi Struktur Beraturan dan Ketidakberaturan

Struktur harus dikategorikan teratur atau tidak teratur berdasarkan kriteria yang ditentukan dalam Pasal 7.3.2 SNI 1726:2019. Tata letak horizontal dan vertikal struktur harus menjadi dasar klasifikasi.

a. Ketidakberaturan Horizontal

Struktur yang menunjukkan satu atau lebih jenis ketidakberaturan harus diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan struktur horizontal, menurut Pasal 7.3.2.1 SNI 1726:2019. Ada berbagai macam ketidakberaturan horizontal, dapat dilihat pada Tabel 2.13 dan Gambar 2.3:

Tabel 2. 13 Ketidakberaturan Horizontal

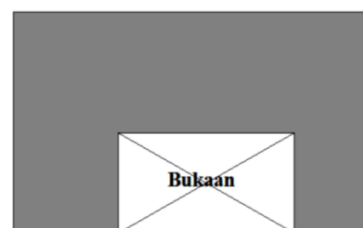
	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Sumber: SNI 1726:2019

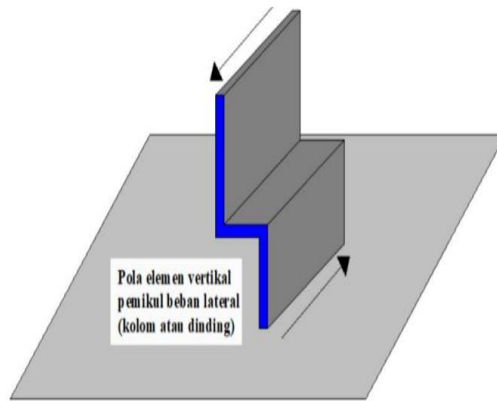


(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

(b) Ketidakberaturan 2



(c) Ketidakberaturan 3



(d) Ketidakberaturan 4



(e) Ketidakberaturan 5

Gambar 2. 3 Ketidakberaturan Horizontal

(Sumber : SNI 1726:2019)

b. Ketidakberaturan vertikal

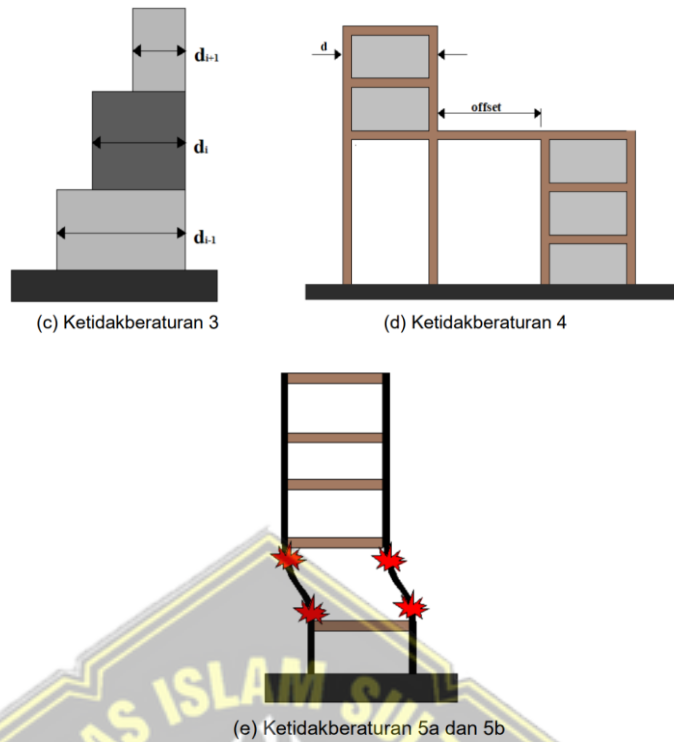
Struktur yang memiliki satu atau lebih kategori ketidakberaturan harus dinyatakan memiliki ketidakberaturan struktur vertikal, sesuai Pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2019. Berbagai jenis ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.14 dan Gambar 2.4:

Tabel 2. 14 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:2019



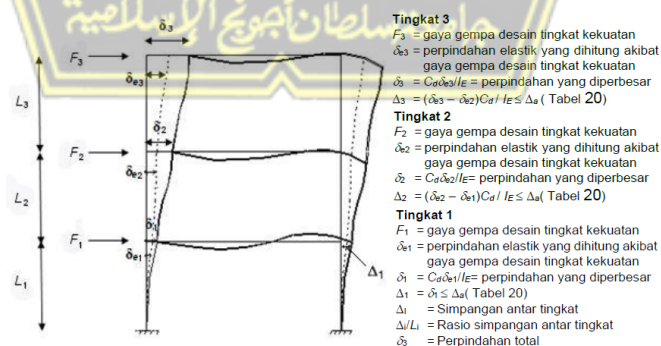


Gambar 2. 4 Ketidakberaturan Vertikal

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.5.12 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Menurut Pasal 7.8.6 SNI 1726:2019, jika perbedaan simpangan pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5 di bawah, dapat ditentukan simpangan antar lantai (Δ).



Gambar 2. 5 Simpangan Antar Tingkat

(Sumber : SNI 1726:2019)

Menghitung simpangan pusat massa pada level x (δ_x) menggunakan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots(2.20)$$

Keterangan :

- δ_x = Simpangan pusat massa ditingkat x (mm)
- C_d = Faktor amplifikasi simpangan lateral dalam Tabel 12 SNI 1726:2019
- δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang diisyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastic
- I_e = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 4 SNI 1726:2019

Perbedaan nilai antara desain dan tingkat izin (Δ) tidak boleh lebih dari perbedaan nilai antara keduanya. Berikut ini adalah variasi maksimum simpangan antara tingkat izin:

Tabel 2. 15 Simpangan Antar Tingkat Izin $\Delta_a^{a,b}$

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

Sumber : SNI 1726:2019

2.5.13 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-delta terhadap momen dan tingkat geser, gaya dan momen elemen struktur yang timbul akibat perpindahan antar lantai tidak perlu dihitung jika koefisien stabilitas sama dengan atau kurang dari 0,10 dalam Pasal 7.8.7 SNI 1726:2019. Dengan menggunakan rumus berikut, dihitung:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x H s_x C_d} \dots\dots\dots(2.21)$$

Keterangan :

- P_x = Beban desain vertikal total diatas lantai x (kN)
- Δ = Simpangan antar lantai desain (mm)
- I_e = Fator keutamaan gempa
- V_x = Gaya geser seismic yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)

H_{sx} = Tinggi lantai dibawah lantai x (mm)

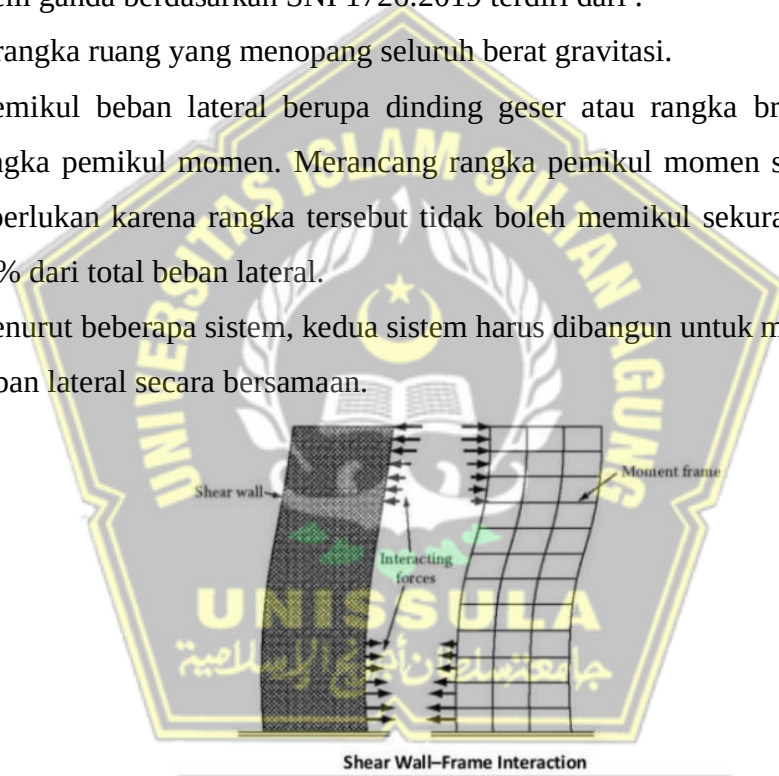
C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12 SNI 1726:2019

2.6 Struktur Sistem Ganda (*Dual System*)

Struktur sistem ganda (*dual system*) memiliki lebih dari satu tingkat dan seringkali menggabungkan rangka penahan momen dan dinding geser. Struktur bertingkat tinggi yang dibangun di daerah rawan gempa adalah aplikasi utama untuk sistem ganda. Struktur sistem ganda dapat menangani tegangan geser dengan sangat mudah.

Sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2019 terdiri dari :

- kerangka ruang yang menopang seluruh berat gravitasi.
- Memikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka breising dengan rangka pemikul momen. Merancang rangka pemikul momen secara terpisah diperlukan karena rangka tersebut tidak boleh memikul sekurang-kurangnya 25% dari total beban lateral.
- Menurut beberapa sistem, kedua sistem harus dibangun untuk memikul semua beban lateral secara bersamaan.



Gambar 2. 6 Interaksi Rangka dan Dinding dalam Sistem Ganda

(Sumber : SNI 1727 2019)

Dalam hal daktilitas dan kekakuan sistem struktur, dinding geser dan rangka penahan momen bekerja sama dengan baik. Struktur tinggi sering menunjukkan eksentrisitas yang berlebihan, terutama dengan desain asimetris. Hal ini terjadi karena pusat massa dan pusat kekakuan struktur tidak sejajar, yang dapat mengakibatkan bangunan berputar. Ketika portal berinteraksi dengan dinding geser, mereka akan bereaksi dalam mode tekuk/tekuk, tetapi mode geser pada

rangka akan menyebabkan deformasi. Derajat eksentrisitas terbatas dihasilkan dari gaya geser yang dibawa oleh rangka di bagian atas dinding geser yang menahan gaya geser di bagian bawah.

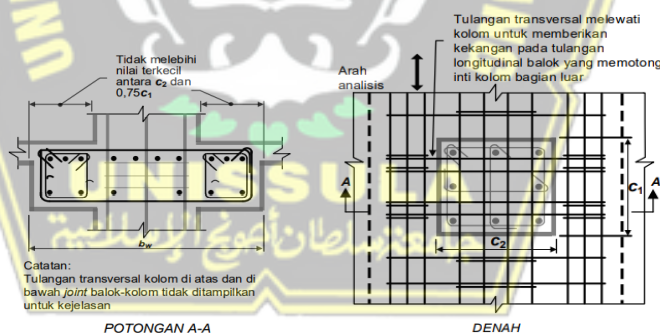
2.7 Komponen Struktur Lentur Rangka Momen

2.7.1 Persyaratan Penulangan Balok

Sistem penahan gaya seismik mencakup balok merupakan sistem rangka penahan momen tertentu yang terutama dibuat untuk menahan lentur dan geser.

Syarat dimensi penampang balok berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 sebagai berikut :

- lebih besar dari empat kali tinggi efektif diperlukan untuk panjang bersih l_n . ($l_n \geq 4d$)
- Lebar penampang b_w minimum 250 mm tetapi harus setidaknya 0,3 kali tinggi penampang. ($b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm)
- Lebar kolom pendukung, ditambah jumlah terkecil yang ekuivalen dengan lebar kolom dan dimensi dalam arah paralel, tidak melebihi lebar penampang komponen struktur lentur.



Gambar 2. 7 persyaratan tulangan transversal dan Lebar efektif maksimum balok lebar (wide beam)

(Sumber : Gambar R.18.6.2 SNI 2847:2019)

SNI 2847:2019 menetapkan standar untuk tulangan balok yang memikul beban lateral. Berikut ini adalah beberapa hal yang perlu dipikirkan:

A. Desain Balok SRPMK

Tabel 2. 16 Bagian Pasal 18 yang harus dipenuhi dalam penerapan pada umumnya.

Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika dinyatakan sebaliknya	Kategori Desain Seismik			
	A (Tidak ada)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Persyaratan analisis dan desain	Tidak ada	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Material		Tidak ada	Tidak ada	18.2.5 hingga 18.2.8
Komponen sistem rangka pemikul momen		18.3	18.4	18.6 hingga 18.9
Dinding struktural dan balok kopel		Tidak ada	Tidak ada	18.10
Dinding struktural pracetak		Tidak ada	18.5	18.5 ^[2] , 18.11
Diafragma dan rangka batang (<i>trusses</i>)		Tidak ada	Tidak ada	18.12
Fondasi		Tidak ada	Tidak ada	18.13
Komponen struktur rangka pemikul momen yang tidak ditetapkan sebagai sistem pemikul gaya seismik		Tidak ada	Tidak ada	18.14
Angkur		Tidak ada	18.2.3	18.2.3

^[1] Sebagai tambahan terhadap persyaratan Pasal 1 hingga 17, 19 hingga 26, dan ACI 318.2, kecuali yang dimodifikasi oleh Pasal 18, Pasal 14.1.4 juga berlaku pada KDS D, E, dan F

^[2] Sebagaimana diizinkan oleh SNI 1726

Sumber : SNI 2847:2019

B. Syarat tulangan lentur

Berdasarkan Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019:

- a. Setidaknya harus ada tulangan lentur sebanyak itu di atas atau di bawah penampang (A_s):

$$\frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.23)$$

$$A_s \geq 0,025 b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.24)$$

Di bagian atas dan bawah bagian, harus ada setidaknya dua buah tulangan menerus terus menerus.

- b. Kuat lentur negatif muka kolom harus sekurang-kurangnya sama kuatnya dengan kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom:

$$\phi M_n^{+ki} \geq 1/2 \phi M_n^{-ki} \text{ (Tumpuan Kiri)} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\phi M_n^{+ka} \geq 1/2 \phi M_n^{-ka} \text{ (Tumpuan Kanan)} \dots\dots\dots (2.26)$$

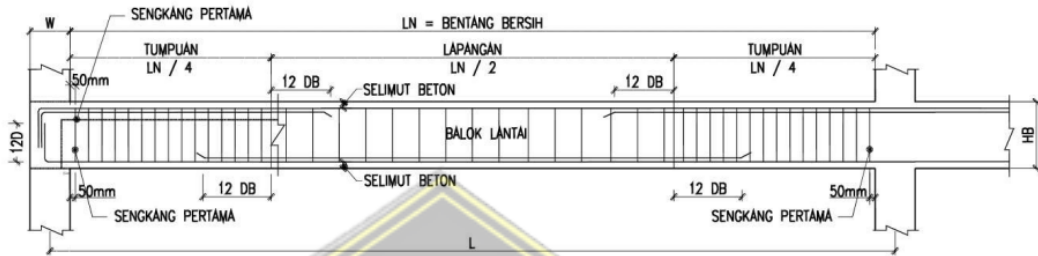
dengan :

M_{nki} adalah tahanan momen pada sisi kiri komponen struktur lentur

M_{nka} adalah tahanan momen pada sisi kanan komponen struktur lentur

- c. Kuat lentur positif atau negatif sekurang-kurangnya seperempat dari kuat lentur maksimum yang ada pada kedua muka kolom harus ada pada setiap tumpuan sepanjang bentang.

$$(\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar disetiap titik}) \dots\dots\dots (2.27)$$



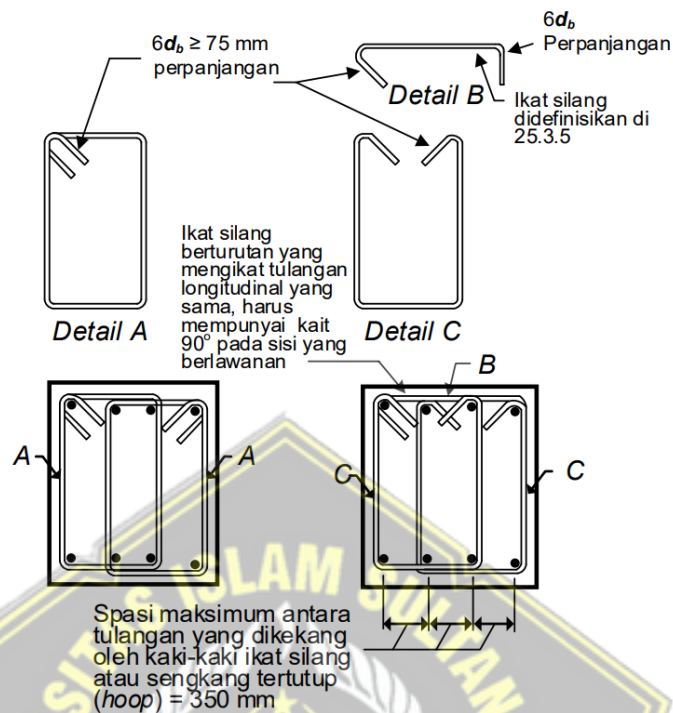
Gambar 2. 8 Dimensi Tulangan Lentur

C. Syarat Tulangan Transversal

Berdasarkan Pasal 18.6.4 SNI 2847:2019:

- Sengkang penahan harus dua kali tinggi balok dari muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur. Selain itu, ketika leleh lentur diantisipasi, sengkang pengekan dua kali tinggi balok harus dipasang di kedua sisi penampang.
- Jarak antara sengkang tertutup awal tidak boleh melebihi nilai terkecil antara sengkang tertutup pertama dan muka tumpuan, dan sengkang tertutup pertama harus diletakkan jarak tidak melebihi 50 mm dari jarak tumpuan.
 - $d/4$
 - $6d_b$ (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
 - 150 mm
- Di daerah di mana cincin penahan tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa di kedua ujungnya harus ditempatkan tidak lebih jauh dari $d/2$ sepanjang bentang komponen lentur.
- Sengkang tertutup terdapat dua jenis tulangan yang berbeda, yaitu: sengkang dengan seismic tile pada masing-masing ujung atasnya dan silang pada bagian atasnya. Kait 90° nya harus dipasang selang pada pengikatan

silang yang secara berurutan untuk mengikat tulangan memanjang yang sama.



Gambar 2. 9 Ilustrasi dan contoh sengkang tertutup yang dipasang di tumpukan jarak horizontal maksimum antara penyangga batang longitudinal
(Sumber : SNI 2847:2019)

D. Syarat Kekuatan Geser

Berdasarkan Pasal 18.6.5 SNI 2847:2019, tulangan transversal untuk SPRMK akan mengalami gaya geser rencana, V_e , dari kuat lentur maksimum, M_{pr} , dari tanda berlawanan, yang diantisipasi bekerja pada permukaan bantalan. Beban gravitasi yang dihitung diasumsikan dipikul secara bersamaan oleh komponen struktur sepanjang bentang.

M_{pr} adalah kuat momen lentur pada ujung balok, dapat dihitung dengan mengasumsikan bahwa kuat tarik tulangan memanjang paling sedikit $1,25 f_y$ dan bahwa faktor reduksi $\phi = 1$.

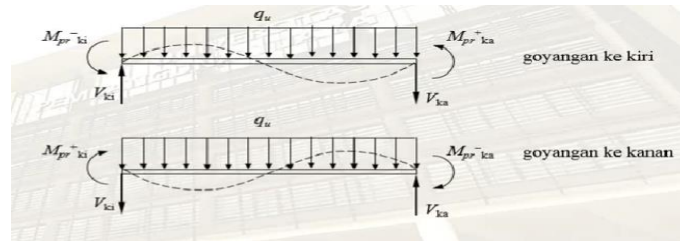
$$M_{pr} = A_s (1,25 \times f_y) \times d - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c \times b} \dots\dots\dots (2.29)$$

Persamaan berikut digunakan untuk menghitung ukuran gaya geser desain:

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^{-} - M_{pr}^{+}}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} \dots\dots\dots(2.30)$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^{+} - M_{pr}^{-}}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} \dots\dots\dots(2.31)$$



Gambar 2. 10 Syarat Kekuatan Geser

2.7.2 Persyaratan Penulangan Kolom

Menurut SNI 2847:2019, kolom lateral harus memenuhi standar tulangan saat ini. Berikut adalah beberapa hal yang perlu dipertimbangkan:

A. Desain Kolom SRPMK

Tabel 2. 17 Bagian Pasal 18 yang harus dipenuhi dalam penerapan pada umumnya

Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika dinyatakan sebaliknya	Kategori Desain Seismik			
	A (Tidak ada)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Persyaratan analisis dan desain		18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Material		Tidak ada	Tidak ada	18.2.5 hingga 18.2.8
Komponen sistem rangka pemikul momen		18.3	18.4	18.6 hingga 18.9
Dinding struktural dan balok kopel		Tidak ada	Tidak ada	18.10
Dinding struktural pracetak	Tidak ada	Tidak ada	18.5	18.5 ^[2] , 18.11
Diafragma dan rangka batang (<i>trusses</i>)		Tidak ada	Tidak ada	18.12
Fondasi		Tidak ada	Tidak ada	18.13
Komponen struktur rangka pemikul momen yang tidak ditetapkan sebagai sistem pemikul gaya seismik		Tidak ada	Tidak ada	18.14
Angkur		Tidak ada	18.2.3	18.2.3

Sumber : SNI 2847:2019

B. Syarat Dimensi Penampang

Sesuai Pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019:

- Dimensi penampang terkecil minimal 300 mm bila diukur sepanjang garis lurus melalui pusat geometri.

- rasio minimum 0,4 antara dimensi penampang terkecil dan dimensi tegak lurus.

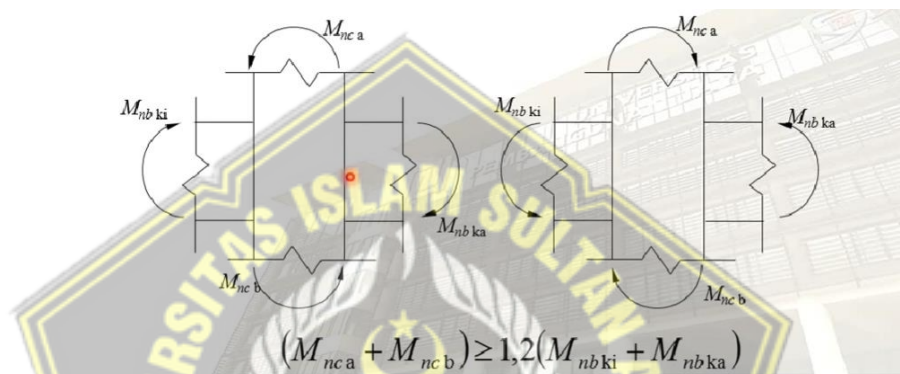
C. Kuat Lentur Minimum

Sesuai Pasal 18.7.3.2 SNI 2847:2019 Kuat lentur kolom perlu memenuhi persyaratan :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \dots\dots\dots (2.32)$$

$\sum M_{nc}$ adalah kekuatan lentur nominal kolom yang diukur pada muka-muka sambungan yang menopang sambungan.

$\sum M_{nb}$ adalah kekuatan lentur nominal balok yang diukur pada muka sambungan yang membingkai sambungan.



Gambar 2. 11 Konsep Kolom Kuat – Balok Lemah

D. Tulangan Lentur

Sesuai Pasal 18.7.4 SNI 2847:2019:

- Luas tulangan longitudinal (A_{st}) harus antara 0,01 dan 0,06 g perak.
- Harus ada minimal 6 batang tulangan memanjang pada kolom dengan sengkang bundar.
- Sambungan las harus memenuhi pasal 18.2.8 dan sambungan mekanis pasal 18.2.7. Hanya sambungan dengan ketinggian sedang yang diizinkan, sambungan ini harus dirancang sebagai sambungan tarik dan harus diperkuat secara melintang..

E. Tulangan Transversal

Sesuai Pasal 18.7.5 SNI 2847:2019, bagian sendi plastis kolom harus memiliki tulangan melintang yang cukup. (luas l_0 dari muka sambungan balok-kolom, pada kedua ujungnya).

Panjang l_0 daerah sendi plastis kolom, diukur tidak kurang dari :

- Tinggi penampang komponen struktur pada muka sambungan balok-kolom atau di daerah potensial leleh lentur
- 1/6 dari panjang bersih komponen struktur
- 450 mm

Jarak tulangan transversal disekitar l_0 , harus diambil tidak melebihi nilai minimum dari :

- $1/4$ dimensi terkecil komponen struktur
- 6 kali diameter tulangan memanjang
- $100 \text{ mm} \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$

$$k_f = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad \dots\dots\dots(2.33)$$

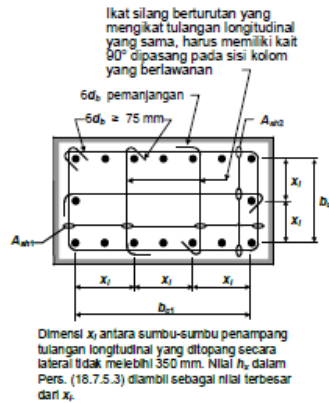
$$k_f = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad \dots\dots\dots(2.34)$$

n_l , yang mengelilingi bagian tengah kolom dengan sengkang persegi yang dipegang secara lateral oleh sudut-sudut simpai atau kait seismik, adalah jumlah batang tulangan atau bundel tulangan longitudinal.

Tabel 2. 18 Tulangan transversal untuk kolom

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
A_{sh}/s_b untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (a)$ $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (b)$
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,25 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}} \quad (c)$
	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (d)$ $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (e)$
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}} \quad (f)$

Sumber : SNI 2847:2019



Gambar 2. 12 Contoh penulangan transversal

(Sumber : SNI 2847:2019)

F. Kekuatan Geser

Berdasarkan Pasal 18.7.6.1.1 SNI 2847:2019 Meninjau gaya tertinggi yang mungkin pada muka sambungan pada setiap ujung kolom akan menghasilkan gaya geser rencana V_e . Gaya sambungan ini ditentukan dengan memakai kekuatan lentur maksimum kolom, M_{pr} , pada kedua ujungnya sebanding dengan rentang beban aksial terfaktor, P_u .

2.7.3 Persyaratan Analisa Pelat Lantai

Berdasarkan Pasal 8 SNI 2847:2019, ada beberapa ketentuan dalam mendesain pelat dua arah seperti tabel dibawah ini :

Tabel 2. 19 Ketebalan minimum Pelat dua arah non prategang tanpa balok interior

f_y , MPa ^[2]	Tanpa drop panel ^[3]			Dengan drop panel ^[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Sumber : SNI 2847:2019

Tabel 2. 20 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya

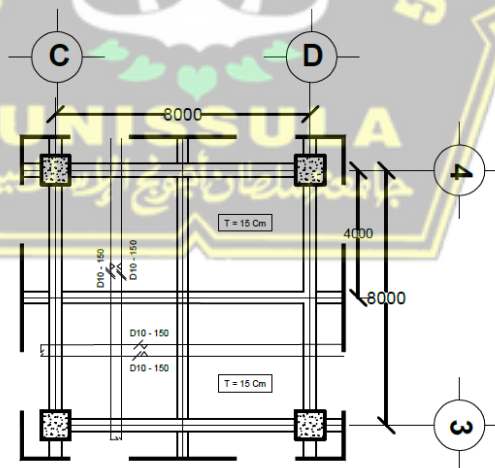
α_{fm} [1]	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku (a)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

Sumber : SNI 2847:2019

Tabel 2. 21 $A_{s \text{ min}}$ untuk pelat dua arah nonprategang

Jenis Tulangan	f_y , MPa	$A_{s, \text{min}}$, mm ²
Batang ulir	< 420	$0,0020 A_g$
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari: $\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Sumber : SNI 2847:2019



Gambar 2. 13 Contoh Pelat dua arah

(Sumber :Dokumen Penulis)

2.7.4 Dinding Geser

2.7.4.1 Pengertian Dinding Geser (*Shear Wall*)

Struktur dinding vertikal yang disebut dinding geser digunakan untuk menahan gaya geser seismik lateral. Karena keberadaannya, dinding geser kaku bangunan akan mampu menahan sebagian besar beban gempa. Pilihan bentuk dinding, penempatannya pada denah, dan jenis keruntuhan tidak dapat dipisahkan dari desain dinding geser yang tepat. Biasanya dinding geser ditemukan di dalam, di luar, atau sebagai inti yang mendukung lift atau serangkaian langkah.

2.7.4.2 Klasifikasi Dinding Geser

- Dinding geser dapat dikategorikan menjadi 3 jenis berdasarkan letak dan fungsinya, yaitu:
 1. *Bearing Wall* merupakan dinding geser yang memikul beberapa besar berat dari beban gravitasi. Selain itu, dinding ini memiliki dinding partisi yang memisahkan pelat.
 2. *Frame Wall* merupakan dinding geser yang dapat menopang tegangan lateral, dengan rangka beton bertulang memberikan beban gravitasi. Di antara kolom bagian dalam ditempatkan dinding ini.
 3. *Core Wall* merupakan dinding geser yang berada pada bagian dari pokok bangunan, biasanya di lift atau tangga. Dinding area inti pusat melayani dua tujuan dan dipandang sebagai pilihan yang hemat biaya.
- Dinding geser dapat dikategorikan menjadi 3 jenis berdasarkan geometrisnya, yaitu:
 1. *Flexural Wall* merupakan dinding geser dengan nilai rasio $hw/lw \geq 2$, dimana dalam desain diperhitungkan perilaku lenturnya.
 2. *Squat Wall* merupakan dinding geser dengan rasio $hw/lw \leq 2$, dimana dalam desain diperhitungkan perilaku lenturnya.
 3. *Coupled Shear Wall* yang menahan momen guling yang diakibatkan oleh beban gempa sebagai gaya tarik dan tekan yang menghantam setiap dasar dinding, adalah dua dinding geser yang dihubungkan dengan balok penghubung.

2.7.4.3 Tulangan Minimum

1. Perbandingan rasio minimum antara luas tulangan vertikal dan luas beton kotor ρ_l , adalah:
 - a. 0,0012, untuk tulangan berulir yang memiliki diameter maksimum D-16 dan f_y paling sedikit 420 MPa, atau
 - b. 0,0015, untuk tulangan ulir yang lain; atau
 - c. 0,0012, untuk tulangan kawat las yang kurang ϕ -16 atau D-16
2. Perbandingan rasio minimum antara luas tulangan horizontal dan luas beton ρ_t , adalah:
 - a. 0,0020, untuk tulangan berulir yang memiliki diameter maksimum D-16 dengan f_y paling sedikit 420 Mpa, atau
 - b. 0,0025, untuk tulangan ulir yang lain; atau
 - c. 0,0020, untuk tulangan kawat las yang kurang dari ϕ -16 atau D-16

2.7.4.4 Batas Ketinggian untuk Dinding Geser Beton Bertulang pada Bangunan yang Ditingkatkan

Pembatasan ketinggian dapat dinaikkan dari 48 m menjadi 72 m untuk struktur yang dibangun dengan kategori desain seismik D atau E. Jika bangunan tersebut memiliki dinding geser beton bertulang yang dicor di tempat sebagai bagian dari sistem ketahanan gaya gempa, bangunan tersebut harus mematuhi persyaratan berikut:

- a. Struktur tidak boleh menunjukkan salah satu definisi dari tabel 2.16 tentang penyimpangan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktural tipe 1b).
- b. Maksimal 60% dari total gaya seismik di masing-masing arah dapat ditopang oleh dinding geser beton bertulang yang dicor di tempat secara khusus di semua bidang, terlepas dari dampak torsi yang tidak terduga.

2.7.4.5 Pengangkuran Dinding Struktural

Dinding struktur yang memberikan tahanan geser lateral atau penahan beban vertikal untuk komponen struktur Dinding struktural harus diikat ke semua pelat atap, pelat lantai, dan komponen struktural lainnya yang menopang atau memberikan ketahanan lateral pada dinding. Hubungan langsung antara dinding

dan konstruksi lantai atau pelat atap harus disediakan oleh angkur. Angkur harus cukup kuat untuk menopang gaya horizontal yang dihitung yang sejajar dengan bidang dinding dan setidaknya 0,24 kali berat daerah anak sungai dinding di mana ia berpotongan.

2.7.4.6 Gaya Pengankuran Dinding

Gaya desain berikut harus dapat ditahan oleh angkur dinding struktural dalam struktur pendukung:

$$F_p = 0,4S_{DS}K_a I_e W_p$$

$$F_p \text{ sama dengan atau lebih besar dari } 0,2K_a I_e W_p$$

$$k_a = 1,0 \frac{L_f}{30}$$

$$k_a \text{ maksimum } 2,0$$

Keterangan:

F_p = gaya desain pada angkur-angkur individu

S_{DS} = parameter percepatan respons spectral desain pada periode pendek

$$\left(S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \right)$$

I_e = faktor keutamaan gempa (Tabel 2.4)

k_a = faktor amplifikasi untuk fleksibilitas diafragma

L_f = Rentang diafragma fleksibel (satuan meter) menawarkan dukungan dinding lateral; bentang antara elemen vertikal menawarkan dukungan diafragma lateral ke arah yang diinginkan. Nilai untuk diafragma kaku adalah 0

W_p = berat dinding sesuai luasan tributari angkur

Nilai yang diperoleh dari $F_p = 0,4S_{DS}K_a I_e W_p$ dapat dikalikan dengan faktor $\frac{1+\frac{2z}{h}}{3}$, jika seluruh diafragma kaku dan angkur tidak berada di atap. Di mana h adalah tinggi atap di atas dasar bangunan dan z adalah tinggi jangkar di atasnya.

Bila jarak angkur lebih besar dari 1200 mm, dinding struktural harus dibuat sedemikian rupa sehingga dapat menahan tekukan antar angkur.

2.7.4.7 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser dibatasi di daerah elemen batas. Persamaan di bawah ini menentukan faktor pembatas ini.

$$c > \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta u}{h_w}\right)}; \frac{\delta u}{h_w} > 0,007$$

Keterangan:

c = Jarak antara serat terluar beton dan garis biasa. Untuk nilai δu diperoleh dari analisis program ETABS

h_w = Tinggi *shear wall*

Jika nilai $\frac{\delta u}{h_w} < 0,007$, nilai yang dipakai 0,007.

Jika $c > \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta u}{h_w}\right)}$, maka tidak perlu tulangan pengekan.

Sepanjang panjang elemen pembatas, tulangan tulangan harus ditambahkan. Elemen pembatas harus dipasang secara horizontal setidaknya dengan panjang berikut ini:

- $c - 0,1l_w$
- $\frac{c}{2}$

Rumus berikut juga digunakan untuk menentukan luas tulangan pengekan pada dinding geser:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.f_{cr}}{f_y}$

2.7.5 Perencanaan Pondasi

Pondasi tiang pancang akan digunakan dalam pembangunan apartemen ini. Data tanah berdasarkan hasil Uji Penetrasi Standar (SPT) di dua lokasi pengujian digunakan untuk merencanakan pondasi tiang pancang. Ketahanan pondasi yang digunakan harus dipertimbangkan saat merancang pondasi tiang dan dapat ditentukan dengan menggunakan rumus di bawah ini:

$$Q_L = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana:

Q_L = Daya dukung keseluruhan.

Q_P = Ketahanan tanah dan daya dukung pondasi tiang pondasi.

D_S = komponen ikatan lateral dari kemampuan tanah untuk mendukung berat.

Total tiang pancang yang digunakan (n):

$$n = \frac{\sum Pu}{P_{ijin}} \dots\dots\dots (2.36)$$

$$s \geq \frac{1,57(D)min-2d}{m+n-2} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\text{Efisiensi tiang } (n) = 1 - \phi \frac{(n-1)m+(m-1)}{90xmxn} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$\phi = acr \operatorname{tg} \left(\frac{D}{S} \right) \dots\dots\dots (2.39)$$

$$P_{max} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{MyxXx_{max}}{\sum x^2} + \frac{MyxY_{max}}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.40)$$

Kontrol geser pons pada poer:

Penting untuk memperhatikan peraturan saat ini, yang menyatakan bahwa ketebalan poer harus dirancang agar persyaratan terpenuhi, bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser yang terjadi, untuk memverifikasi kontrol geser punch pada poer.

$$\Phi V_c > P_u \dots\dots\dots (2.41)$$

Pasal 22.5.5.1 SNI 2847-2019 menyatakan bahwa untuk menentukan kuat geser beton, harus digunakan nilai terkecil:

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\rho} \right) \lambda \sqrt{f_c' b_0 d} \dots\dots\dots (2.42)$$

$$b) V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c' b_0 d} \dots\dots\dots (2.43)$$

$$c) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c' b_0 d} \dots\dots\dots (2.44)$$

Dimana:

β_c = rasio dari sisi panjang kolom dengan sisi

B_0 = keliling pada penampang kritis di titik poer

A_s = untuk kolom tepi, 30

= untuk kolom tengah, 40

= untuk kolom pojok, 20

2.7.6 Joint Rangka Momen Khusus (Hubungan Balok-Kolom)

Area pertemuan kolom dan balok harus didokumentasikan dengan cermat. Berikut tahapan analisis perhitungan hubungan antara balok B dan kolom C3A pada lantai 1 :

1. Cek syarat Panjang joint

Kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh memiliki dimensi yang lebih besar dari yang diperbolehkan oleh Pasal 18.8.2.3 SNI 2847:2019. (berat badan normal). Dimensi harus kurang dari 26 kali diameter tulangan untuk beton ringan dan kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton biasa. Periksa tulangan geser untuk *confinement*.

Besaran tulangan pengekan dalam Pasal 18.8.3.1 SNI 2847:2019 dapat digunakan sama dengan rincian tulangan geser kolom pada l_0 .

1. Gaya geser pada sambungan

Momen balok yang timbul

$$M_c = 0,5 \times (M_{pr}^+ - M_{pr}^-) \dots\dots\dots(2.45)$$

2. Gaya geser pada kolom

$$V_{goyangan} = \frac{M_c + M_c}{l_n} \dots\dots\dots(2.45)$$

3. Gaya pada tulangan balok longitudinal

➤ Luas ruangan atas

$$T1 = 1,25 \times A_s \times f_y \dots\dots\dots(2.47)$$

➤ Di sisi kiri hubungan balok-kolom, gaya tekan bekerja pada beton.

$$C1 = T1 \dots\dots\dots(2.48)$$

➤ Luas tulangan bawah

$$T2 = 1,25 \times A_s \times f_y \dots\dots\dots(2.49)$$

➤ Di sisi kanan hubungan balok-kolom, gaya tekan bekerja pada beton.

$$T1 = 1,25 \times A_s \times f_y \dots\dots\dots(2.50)$$

4. Kuat geser pada joint

$$V_j = T1 + T2 - V_{goyangan} \dots\dots\dots(2.51)$$

5. Kekuatan geser tertahan di keempat sisinya

$$V_n = 1,7 \lambda \sqrt{f'c} A_g \dots\dots\dots(2.52)$$

$$\phi V_n = 0,85 \times V_n \dots\dots\dots(2.53)$$

Dari analisis perhitungan di atas, gaya geser yang dihasilkan oleh sambungan tidak boleh kurang dari kekuatan geser yang ditahan oleh keempat sisinya.

2.7.7 Strong Column Weak-Beam (Beam sway)

Mekanisme *strong column weak beam* (kolom kuat balok lemah) memenuhi persyaratan pada Pasal 18.7.3.3 SNI 2847:2019

$$\Sigma M_{nc} > 1,2 \Sigma M_{nb} \dots\dots\dots(2.54)$$

ΣM_{nb} = Arah tekanan lateral yang diperhitungkan, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah, adalah sesuai dengan jumlah momen pada permukaan sambungan, yang sama dengan kekuatan lentur nominal kolom yang menutupi sambungan.

ΣM_{nc} = kekuatan lentur nominal balok (termasuk pelat dalam tarik) yang membingkai sambungan, yang dikaitkan dengan momen pada muka sambungan.

2.8 Program Pendukung

2.8.1 Program ETABS

2.8.1.1 Pengenalan Program ETABS

ETABS adalah program yang dimanfaatkan oleh engineer untuk memodelkan, mengembangkan, dan menganalisis struktur bangunan. Untuk mempelajari lima rencana struktur : rangka baja, beton, balok komposit, dan dinding geser. Program ETABS digunakan secara khusus.

2.8.1.2 Keunggulan Program ETABS

1. Fitur ETABS lebih simple, ringan dan mudah digunakan.

Opsi dan fitur menu khusus desain bangunan tersedia saat menggunakan alat ETABS. Penggunaan ETABS juga cenderung ringan dan cepat saat dipasang di komputer, dan layanannya juga cenderung lengkap untuk merancang bangunan dan lebih cepat dalam menjalankan analisis.

2. Data Karakteristik Gedung sederhana, Cepat dan Praktis.

Jumlah lantai, jarak antar lantai yang sama, ketinggian lantai bawah, dan penentuan satuan adalah beberapa contoh data karakteristik yang dapat dengan mudah dimasukkan ke dalam aplikasi ETABS. Hal ini dimungkinkan karena

tata letak lantai struktur bangunan, yang seringkali menyerupai lantai di bawah dan di atas.

3. Pemodelan Elemen Balok, Kolom dan Plat Lantai

Dengan lokasi dari cerita serupa, pemodelan seringkali lebih mudah diselesaikan. Namun, program ETABS juga dapat menyelesaikan berbagai model dan masalah yang dianggap rumit. Berkenaan dengan lima rencana struktur, program ETABS dapat secara tepat menganalisis analisis rangka baja, analisis rangka beton, dan bentuk analisis lainnya. Perencanaan struktur dirasa tepat untuk melakukan analisis menggunakan software ini, terutama untuk gedung bertingkat. Ini adalah hasil dari hasil analisis yang akurat dan membutuhkan sedikit waktu untuk menyelesaikannya.

2.8.2 Program *SP Column*

Pelaksanaan program-program dukungan ini sangat penting untuk perencanaan dunia dan industri konstruksi. Negara-negara maju telah menciptakan berbagai bantuan program aplikasi yang dapat mempercepat proses perhitungan struktur.

SP Column Dimungkinkan untuk merancang atau meneliti struktur kolom menggunakan kolom. Tahap selanjutnya adalah merancang tulangan kolom yang sudah dilakukan analisis struktur memakai program *SP Column* dan mendapatkan gaya-gaya yang terjadi pada kolom.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Pengumpulan Data

Data primer adalah data apa yang diperoleh. Data primer berasal dari pihak-pihak yang terlibat aktif dalam proyek. Fungsi data ini sangat membantu untuk keperluan desain struktural dalam Laporan Tugas Akhir.

Berikut ini adalah data utama yang digunakan:

1. Gambar Struktur Bangunan
2. Data gempa lokasi Gedung perancangan (Website Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian PUPR)
3. Data tanah lokasi Gedung perancangan

3.2 Prosedur Analisis Struktur

Proses analisis struktur dan perhitungan terdiri dari beberapa langkah yaitu:

1. Pemilihan Sistem Struktur
Perencanaan ini menggunakan Sistem Rangka Tahan Momen Khusus karena struktur tersebut terletak di daerah yang rawan gempa dan memiliki peringkat rencana gempa D.
2. *Preliminary Design*
Preliminary design adalah spesifikasi desain asli untuk ukuran dan bahan struktur. *Preliminary design* adalah spesifikasi dimensi struktur yang nantinya akan direpresentasikan dalam program ETABS.
3. Permodelan Struktur Gedung
Permodelan struktur Gedung ini menggunakan ETABS sesuai dengan data pada gambar arsitektur yang sudah dirancang. *Software* ETABS dapat menghasilkan gaya dalam akibat pembebanan.
4. Perhitungan Pembebanan
Beban hidup, beban mati, dan beban seismik adalah beban yang digunakan. Tujuan ruangan digunakan untuk menentukan beban hidup, berat struktur dan setiap beban tambahan digunakan untuk menentukan beban mati, dan kondisi tanah digunakan untuk menentukan beban gempa.

5. Perencanaan Elemen Struktur

Analisis struktur diperoleh hasil gaya-gaya dalam, kemudian dapat dipakai dalam mendesain penulangan sehingga elemen struktur kuat menahan gaya yang terjadi.

Desain elemen struktur atas mencakup kolom, balok, dan pelat lantai dengan Langkah-langkah:

- a. Perancangan Pelat Lantai
 - Penentuan beban pelat lantai sesuai SNI 1727:2020
 - Perhitungan M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} , dan M_{ty}
 - Perencanaan tulangan pelat lantai
- b. Perancangan Balok
 - Permodelan menggunakan ETABS
 - Mendesain penulangan letur
 - Mendesain penulangan transversal
 - Mendesain tahanan torsi
- c. Perancangan Kolom
 - Pengumpulan data gaya aksial dan lateral dari ETABS
 - Menentukan dimensi tulangan longitudinal
 - Perhitungan momen kapasitas kolom
 - Pengecekan kontrol perilaku *strong column weak beam*
 - Perhitungan tulangan melintang sebagai pengekangan
- d. Perancangan Hubungan Balok-Kolom
 - Perhitungan gaya geser pada joint
 - Perhitungan tulangan transversal
- e. Perancangan Dinding Geser (*shear wall*)
 - Pengambilan data-data dinding geser dari program ETABS
 - Perhitungan dinding geser

3.3 Prosedur Perencanaan Penulangan Sistem Rangka Pemikul Momen

Khusus

- Tulangan Longitudinal
 - a. Setidaknya setengah dari kekuatan lentur dari muka negatif harus dibuat oleh kekuatan lentur positif dari komponen struktur lentur pada muka kolom. Kuat lentur negatif atau positif pada penampang sepanjang bentang harus kurang dari $\frac{1}{4}$ dari kuat lentur maksimum yang diberikan pada kedua muka kolom.
 - b. sambungan lewatan tidak lebih dari Sengkang tertutup atau tulangan spiral yang mengikat bagian sambungan yang diizinkan oleh tulangan lentur. Jarak sengkang area sambungan layang tidak boleh melebihi $\frac{d}{4}$ atau 100 mm. Lewati koneksi dilarang dipakai pada:
 - a. Luas hubungan kolom balok;
 - b. Luas sampai dua kali tinggi balok dari muka kolom;
 - c. titik sesuai analisis menunjukkan potensi leleh lentur yang disebabkan oleh gerakan lateral inelastic struktur rangka.
- Tulangan Transversal
 - Sengkang tertutup dipasang di komponen struktur di area berikut:
 - a. Pada kedua ujung komponen struktur lentur, di area setinggi dua kali tinggi balok yang dihitung dari muka tumpuan ke pusat panjang.
 - b. Sepanjang area dua kali tinggi balok di kedua sisi bagian di mana leleh lentur diantisipasi terjadi akibat dari deformasi struktur rangka secara inelastis.
 - Sengkang tertutup awal harus dipasang kurang dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pemisahan maksimum antara sengkang tertutup kurang dari:

 - a. $\frac{d}{4}$;
 - b. 8 kali diameter terkecil tulangan longitudinal;
 - c. 24 kali diameter tulangan sengkang tertutup;
 - d. 300 mm.

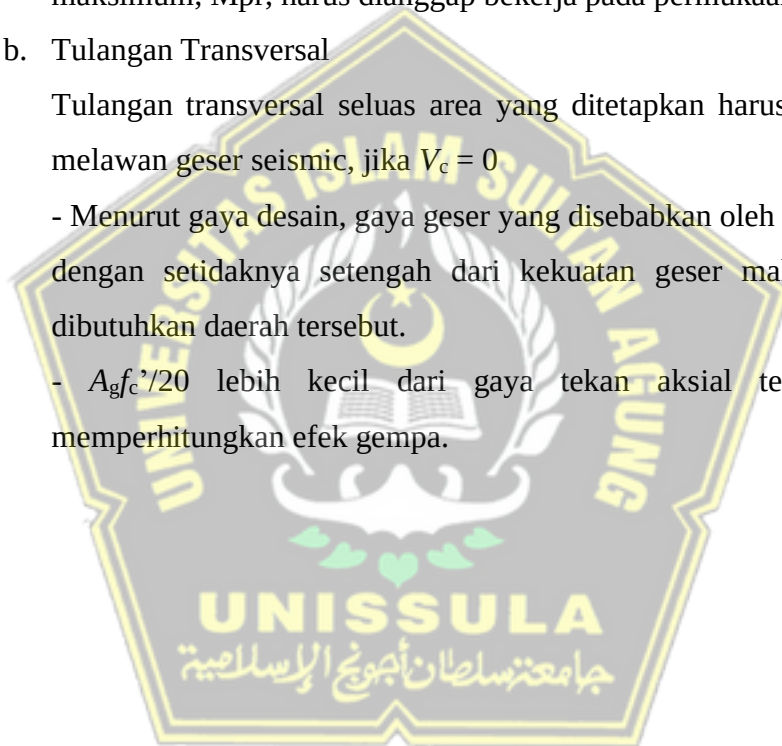
- Komponen struktur harus ditempatkan dengan sengkang yang dibutuhkan untuk mendukung geser.
- Kuat Geser
 - a. Gaya Rencana

Memeriksa gaya statik yang bekerja pada bagian batang antara dua permukaan bantalan akan memungkinkan kita untuk menghitung gaya geser desain V_e . Komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi yang dihitung sepanjang bentang, dan momen-momen yang bekerja pada permukaan tumpuan berlawanan dengan kekuatan lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada permukaan tumpu.

- b. Tulangan Transversal

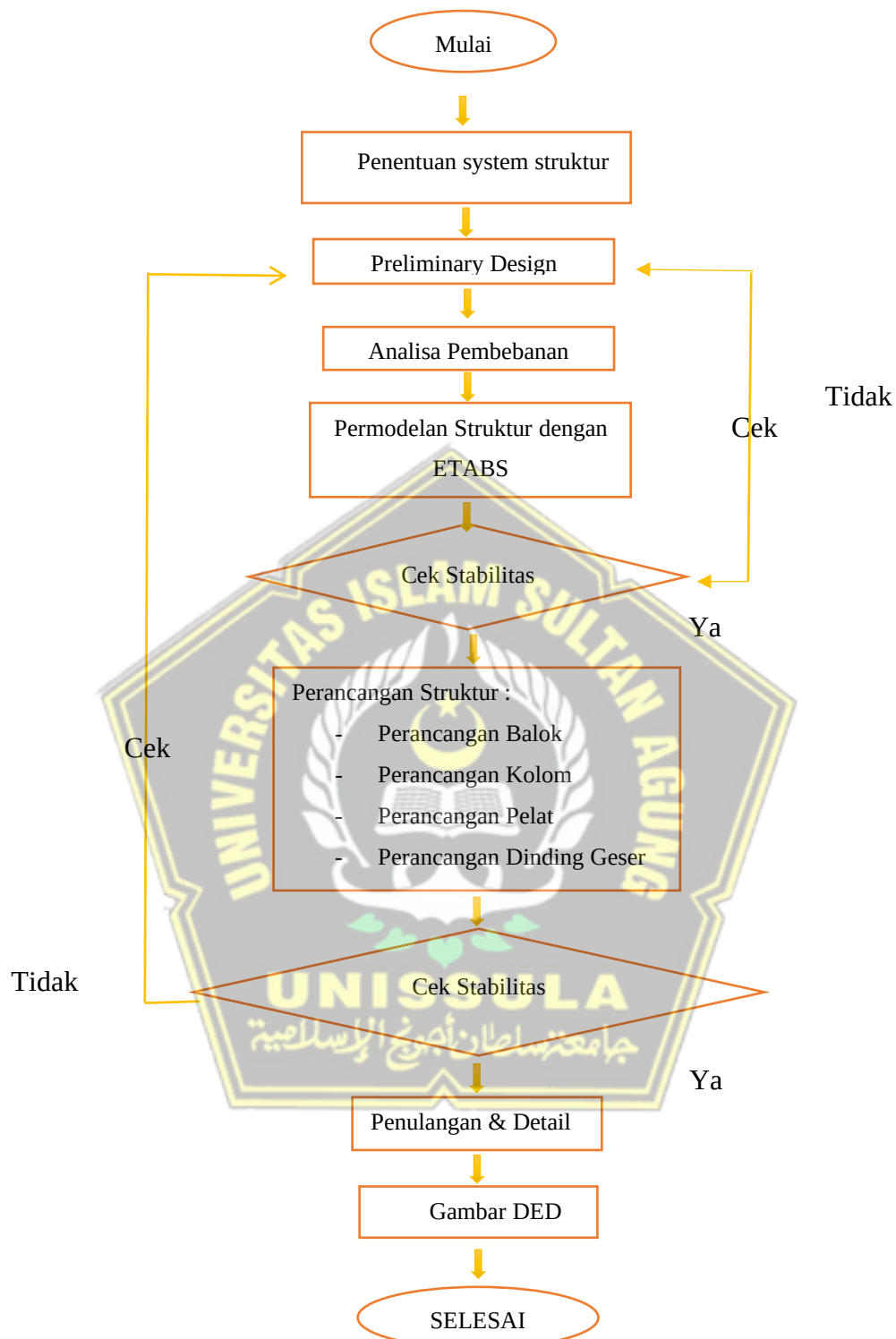
Tulangan transversal seluas area yang ditetapkan harus dibuat untuk melawan geser seismic, jika $V_e = 0$

- Menurut gaya desain, gaya geser yang disebabkan oleh gempa bumi b dengan setidaknya setengah dari kekuatan geser maksimum yang dibutuhkan daerah tersebut.
- $A_g f_c' / 20$ lebih kecil dari gaya tekan aksial terfaktor, yang memperhitungkan efek gempa.



3.4 Diagram Alir

Langkah-langkah dalam melakukan penelitian dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 3. 1 Diagram Alir Perancangan Gedung

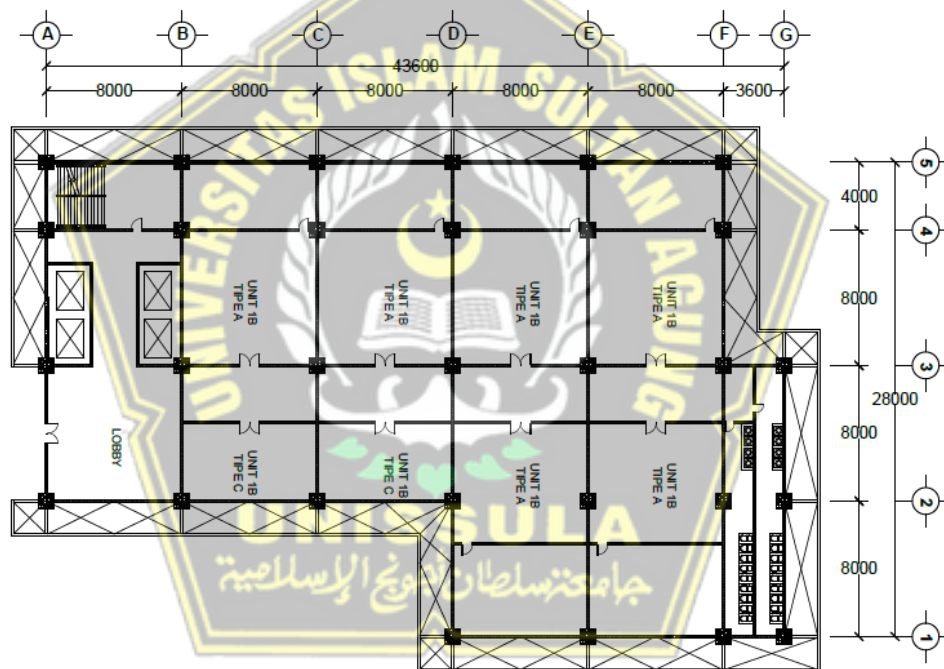
3.5 Peraturan Standar Perancangan

- SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung).

- SNI 1727:2020 (Tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain).
- SNI 2847:2019 (Tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan).
- Peraturan standar lainnya yang berlaku di Indonesia.

3.6 Permodelan Struktur Pada Program ETABS

Melakukan analisis dan Analisa struktur Gedung akibat beban gempa maka harus dibuat permodelan Gedung terlebih dahulu, kami menggunakan program ETABS. Setelah permodelan selesai dibuat, barulah kita mengolah data-data dari output permodelan tersebut untuk keperluan analisis kinerja struktur nantinya.

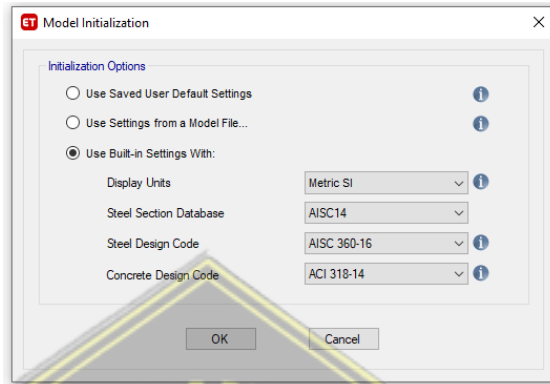


Gambar 3. 2 Denah Struktur Lantai 1

Adapun langkah-langkah untuk membuat permodelan struktur Gedung yaitu sebagai berikut :

1. Membuat permodelan baru

Pada *Initialization Options* memilih *Use Built-in Setting With* yang berfungsi untuk memilih *Standard Code* maupun *Units* yang digunakan dalam permodelan. Pada *Display Units* memilih *Metric SI* yang berfungsi untuk mengganti ke satuan internasional dan pada *Concrete Design Code* Pilih ACI 318-14 yang merupakan satuan SNI 2847:2019.



Gambar 3. 3 Menu pembuatan permodelan baru pada ETABS

(Sumber : Program ETABS 2018)

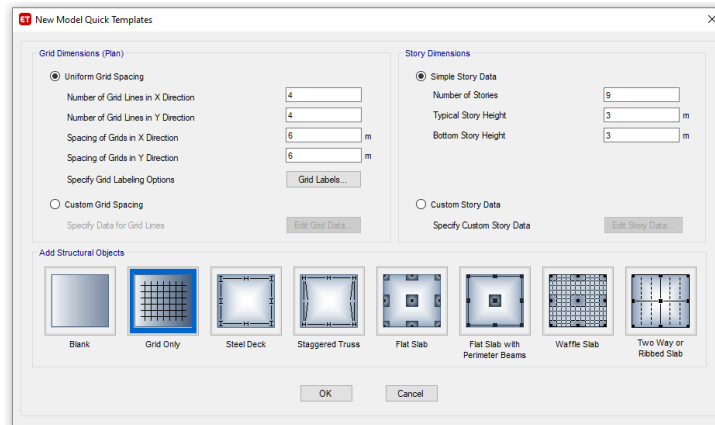
2. Menentukan grid untuk gambar struktur bangunan

Bagian *Uniform Grid Spacing* :

- a. Jumlah *Grid* pada arah X = 4
- b. Jumlah *Grid* pada arah Y = 6
- c. Jarak antar *Grid* arah X = 8 m
- d. Jarak antar *Grid* arah Y = 8 m

Selanjutnya pada bagian *Story Dimension – Simple Story Data* :

- a. Jumlah tingkat = 12
- b. Tinggi antar lantai tipikal = 4 m
- c. Tinggi lantai1 dari lantai dasar = 4 m



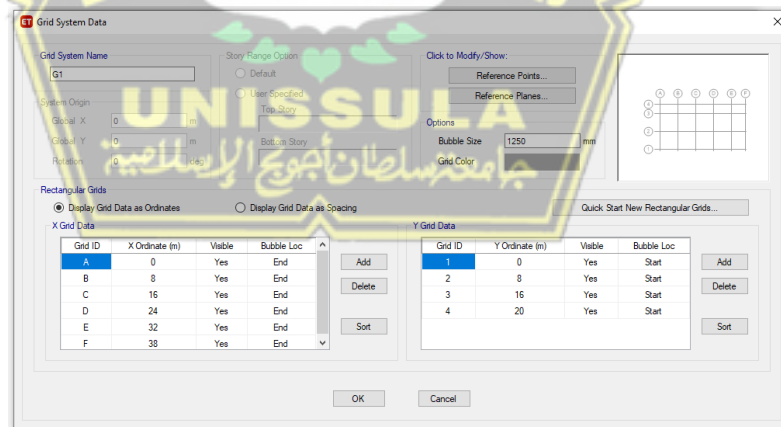
Gambar 3. 4 Menu pembuatan grid pada ETABS

(Sumber : Program ETABS 2018)

3. Pengaturan grid untuk gambar struktur bangunan

Denah rencana pada *grid/As* arah Y terdapat jarak yang tidak sesuai , oleh karena itu dipilih *Custom Grid Spacing – Edit Grid Data* untuk mengganti jarak yang direncanakan.

Setelah Muncul kotak dialog *Grid System Data*, Kemudian pilih *Display Grid Data as Spacing* untuk mengubah jarak spasi *grid* arah y sesuai denah rencana. Jika ingin merubahnya dalam hitungan ordinat maka pilih *Display Grid as Ordinates*.



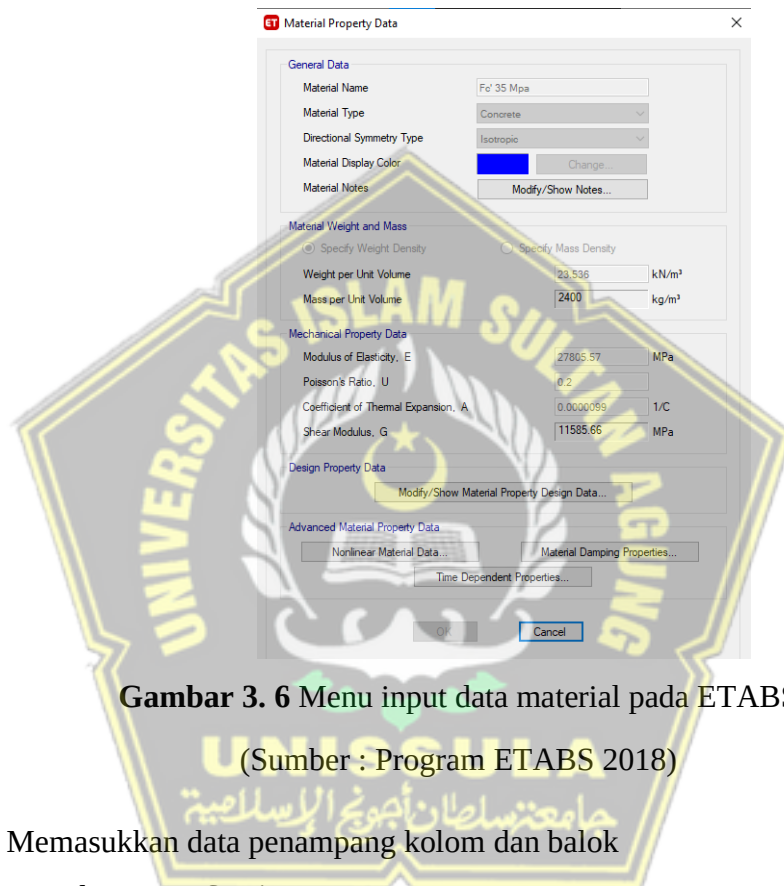
Gambar 3. 5 Menu pengaturan grid pada ETABS

(Sumber : Program ETABS 2018)

4. Memasukkan data material

Untuk $f_c' 35$:

- Ubah *material name* dengan $f_c' 35$ untuk membedakan mutu beton yang digunakan.
- Isi *modulus of elasticity*, E dengan modulus elastisitas yang direncanakan

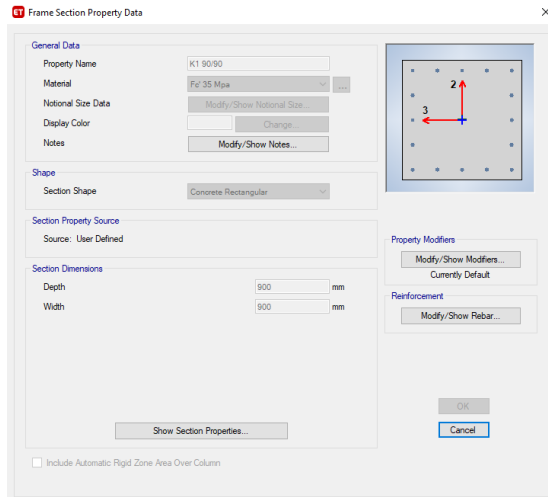


Gambar 3. 6 Menu input data material pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

5. Memasukkan data penampang kolom dan balok

Pada *Frame Section Property Data* :

- *Property Name* : kode kolom, K 90x90
- *Material* : $f_c' 35$
- *Display Color* : untuk merubah warna
- *Section Dimension* : dimensi sesuai arah sumbu



Gambar 3. 7 Menu *input* data kolom pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

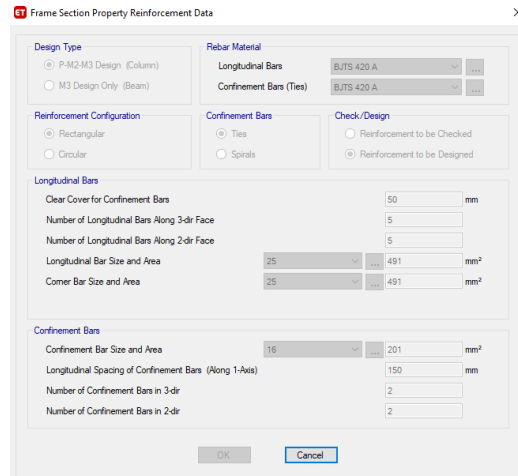


Gambar 3. 8 Menu *Input* data Balok pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

6. Memasukkan data tulangan kolom dan balok

Pada *Frame Section Property Reinforcement Data* :

- *Design Type* : P-M2-M3 (kolom) dan M3 (balok)
- *Rebar Material* : Baja Tulangan
- *Reinforcement Configuration* : *Rectangular* (kolom persegi)
- *Confinement Bars* : *Ties* (tulangan Sengkang)
- *Check/Design* : *Reinforcement to be Designed*
- *Clear Cover for Configuration Bars* : 40 mm



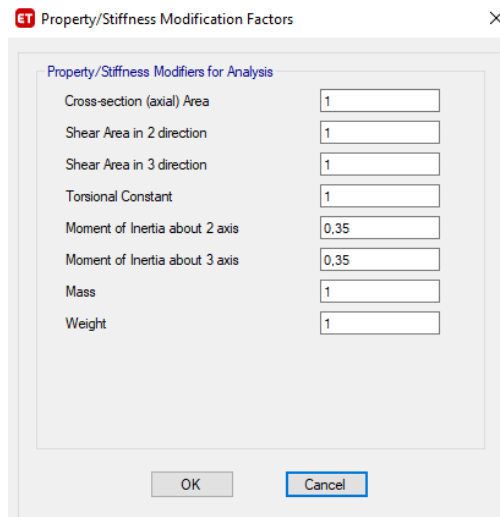
Gambar 3. 9 Menu *input* data tulangan kolom pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

7. Menentukan factor modifikasi kolom dan balok

Momen inersia penampang dari *frame* yang direncanakan, pilih *Modify/Show Modifiers* – untuk *Property/Stiffness Modifiers for Analysis* = 1.

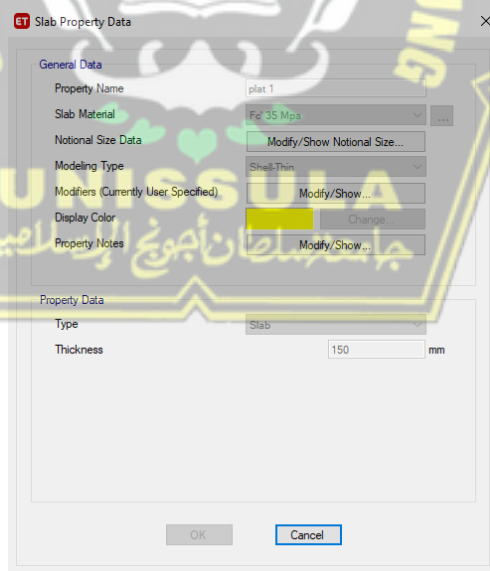


Gambar 3. 10 Menu *input factor* modifikasi kolom pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)



Gambar 3. 11 Menu *input factor* modifikasi balok pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

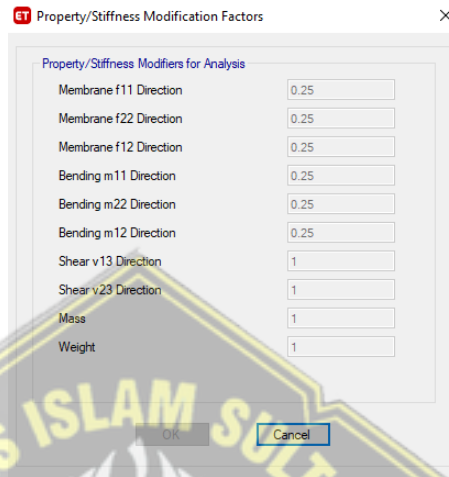
8. Menentukan data pelat
 - *Property Name* : plat lantai S1
 - *Slab Material* : $f_c' 35$
 - *Modelling Type* : *Shell – Thin* (plat menopang 2 gaya antara lain geser dan momen).



Gambar 3. 12 Menu input data pelat pada ETABS
(Sumber : Program ETABS 2018)

9. Menentukan factor modifikasi pelat

Momen inersia penampang dari *frame* yang direncanakan, pilih *Modify/Show Modifiers* – untuk *Property/Stiffness Modifiers for Analysis* = 1.



Gambar 3. 13 Menu input factor modifikasi pelat pada ETABS

(Sumber : Program ETABS 2018)

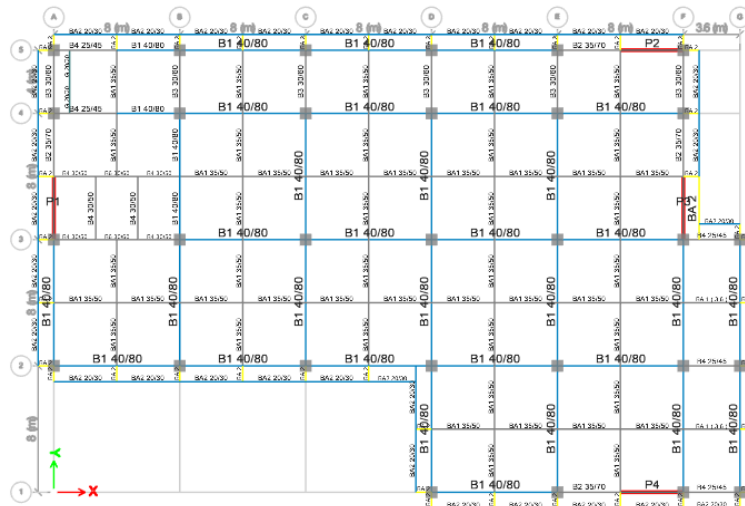
10. Menggambar permodelan struktur

kita dapat melihatnya dalam tampilan 3D setelah menggambar semua elemen kolom, balok dan plat lantai seperti pada gambar 3.14.



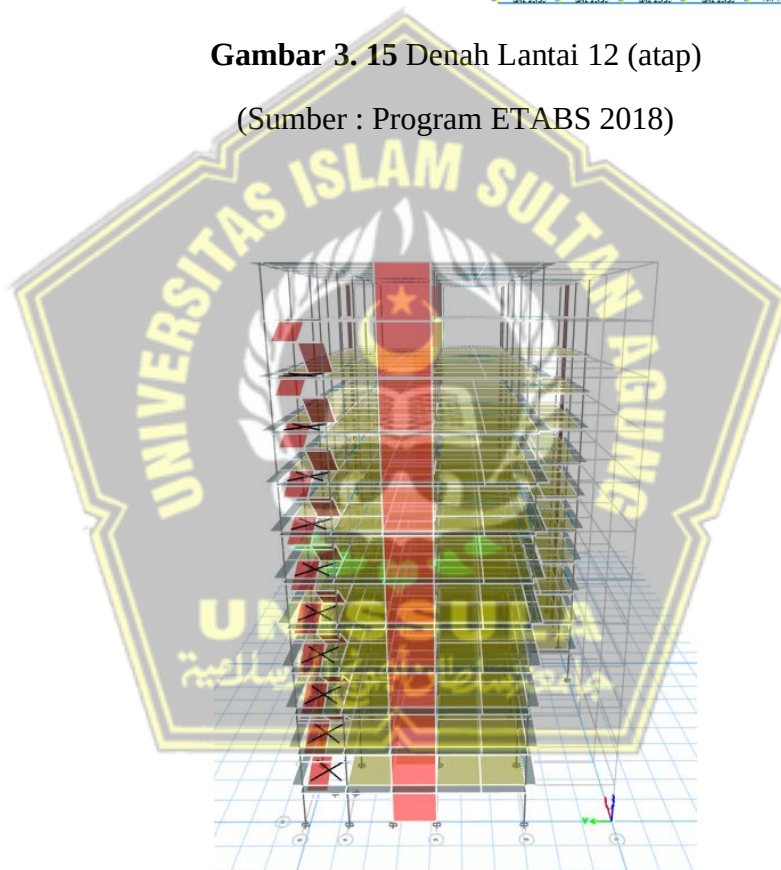
Gambar 3. 14 Denah struktur lantai 1-11

(Sumber : Program ETABS 2018)



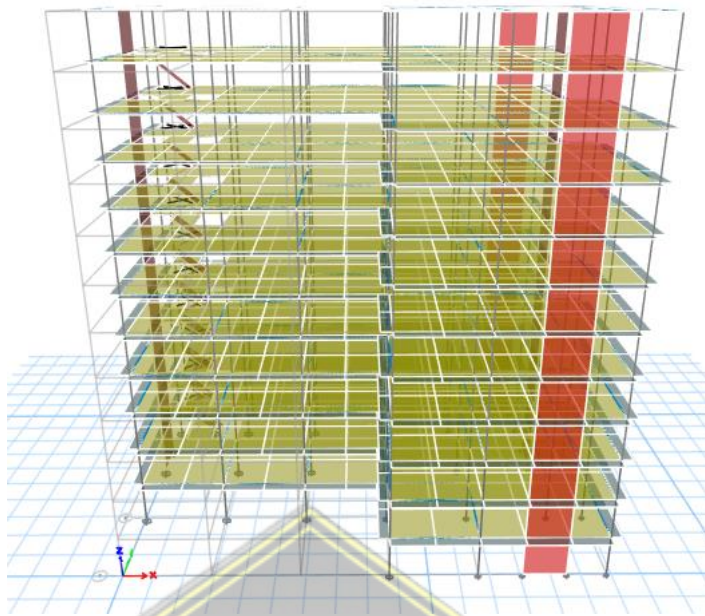
Gambar 3. 15 Denah Lantai 12 (atap)

(Sumber : Program ETABS 2018)



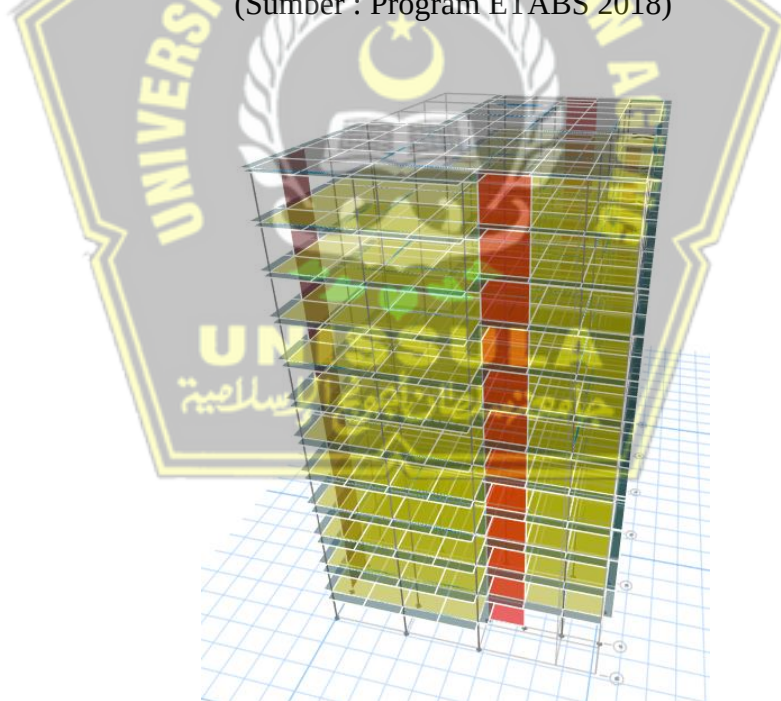
Gambar 3. 16 Tampilan 3D Tampak Depan

(Sumber : Program ETABS 2018)



Gambar 3. 17 Tampilan 3D Tampak Samping Kanan

(Sumber : Program ETABS 2018)



Gambar 3. 18 Tampilan 3D Tampak Belakang

(Sumber : Program ETABS 2018)

Setelah selesai sampai pada Langkah menggambar struktur bangunan seperti diatas, maka selanjutnya masih ada data-data yang harus dimasukkan

lebih dahulu sebelum permodelan siap untuk di *run* analisis untuk mendapatkan output yang diinginkan. Penentuan data-data tersebut disesuaikan dengan peraturan SNI yang ada.



BAB IV

ANALISIS DAN PERANCANGAN

4.1 Umum

Perencanaan pembebanan dan pembebanan seismik sangat penting ketika merancang bangunan bertingkat untuk memastikan bahwa struktur bangunan dapat menangani setiap beban yang mungkin ditempatkan di atasnya. Menurut SNI 2847:2019 yang memuat ketentuan dan persyaratan penghitungan beban gravitasi, pembebanan beban seismik didasarkan pada SNI 1726:2019 yang memuat ketentuan dan persyaratan penghitungan beban gempa.

4.2 Data Umum Bangunan

Pada perancangan Gedung *Skysuites* didesain ulang dengan data perancangan dibawah ini:

- Nama Gedung : *Skysuites*
- Lokasi : Soho Kedung Baruk Surabaya
- Tipe bangunan : Hunian dan Perkantoran
- Jumlah lantai : 12 lantai
- Ketinggian lantai : 4 meter
- Tinggi bangunan : ± 48 meter

4.3 Mutu dan Bahan Struktur

Analisis struktur menggunakan mutu struktur dibawah ini:

- Mutu Beton

Tabel 4. 1 Tabel Mutu Beton

No	Nama Struktur	K (kg/cm ²)	f_c' (MPa)	E (MPa)
1	Kolom	361	35	25742,9602
2	Balok dan Pelat	361	35	25742,9602

Sumber : Hasil analisis data

- Mutu Baja Tulangan

Tabel 4. 2 Mutu Baja Tulangan

No	Jenis Tulangan	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{ye} (MPa)	f_{ue} (MPa)
1	Ulir ($D \geq 10$ mm)	420	52522	462	577,5
2	Polos ($D \leq 10$ mm)	280	350	308	385

Sumber : Hasil analisis data

4.4 Preliminary Design Struktur

4.4.1 Balok

Penentuan tinggi balok yang ditetapkan pada Tabel SNI 2847:2019 dalam kondisi peletakan yang mudah

$$h_{\min} = 1/16 l \quad (4.1)$$

Penentuan lebar balok disyaratkan pada Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019 :

$$b = 2/3h \quad (4.2)$$

Nilai terkecil antara dua nilai minimum harus lebih kecil dari lebar balok:

$$b_{\min 1} = 0,3 h \text{ dan } b_{\min 2} = 250 \text{ mm} \quad (4.3)$$

keterangan :

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

l = Panjang bentang balok (cm)

Berdasarkan persamaan 4.1 – Persamaan 4.3, dimensi balok dengan berbagai bentang yang dipakai untuk perancangan ini bisa dilihat pada Tabel di bawah ini.

Tabel 4. 3 Dimensi Balok Yang Dipakai Untuk Struktur Gedung

Kode Balok	L (mm)	h (mm)	b (mm)	Dimensi (mm)
G1	8000	400	800	400/800
G2	4000	350	700	350/700

G3	4000	300	600	300/600
G4	4000	250	450	250/450
Ba1	4000	350	500	300/500

Sumber : Hasil analisis data

4.4.2 Kolom

Pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019 menyatakan bahwa penampang kolom harus melebihi 300 mm dan perbandingan ukuran penampang terkecil dengan ukurannya dalam arah tegak lurus harus paling sedikit 0,4. Dimensi kolom yang dipakai dapat dilihat pada Tabel di bawah ini.

Tabel 4. 4 Dimensi Kolom Yang Dipakai Untuk Struktur Gedung

Kode Kolom	<i>b</i>	<i>h</i>
	(mm)	(mm)
K1	900	900
K2	850	850
K3	800	800
K4	750	750

Sumber : Hasil analisis data

4.4.3 Preliminary Design Struktur Pelat Lantai

Menurut Tabel 8.3.1.1 SNI 2847:2019, ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok memanjang antar tumpuan dan rasio bentang memanjang tidak lebih dari 2 (dua) dari bentang pendek dengan ketentuan seperti Tabel 4.5 dan Tabel 4.6 untuk dimensi pelat lantai.

Tabel 4. 5 Dimensi Pelat Yang Dipakai Struktur Gedung

f_y , MPa ^[2]	Tanpa <i>drop panel</i> ^[3]			Dengan <i>drop panel</i> ^[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Sumber : SNI 2847:2019

Tabel 4. 6 Dimensi Pelat Lantai Yang Dipakai Pada Struktur Gedung

No	Nama Pelat	Tebal Pelat (mm)
1	S1	150
2	S2	125

Sumber : Hasil analisis data

4.4.4 Preliminary Design Struktur Dinding Geser (*Shear Wall*)

Detail dimensi *shear wall* yang dipakai pada struktur bangunan Gedung ini memiliki ketebalan setebal 150 mm.

4.5 Modelling Software ETABS

Data dari *preliminary design* di atas akan digunakan untuk permodelan struktur 3D menggunakan *software* ETABS V18. Mendapatkan kekuatan dalam struktur adalah tujuan dari pemodelan ini.

Langkah-langkah menggunakan ETABS V18:

4.5.1 Input Material Properties

Pada permodelan ini material konstruksi yang digunakan yaitu menggunakan mutu beton f_c 35 MPa. Langkah-langkah input *material properties* yaitu : *Define – Material – Properties*.

- Mutu beton (f_c') 35 MPa

Gambar 4. 1 Input Mutu Beton
(Sumber : Dokumen Penulis)

- Mutu Tulangan f_y

Gambar 4. 2 Input Mutu Tulangan
(Sumber : Dokumen Penulis)

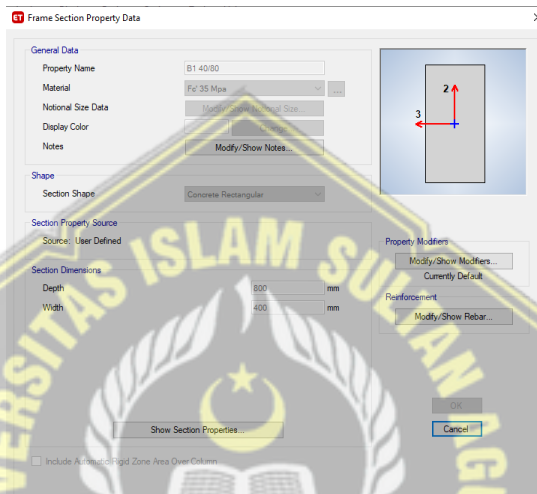
4.5.2 Input Frame Section

Pada permodelan struktur ini *frame section* yang di *input* yaitu stuktur primer meliputi balok, kolom dan pelat.

- Data Balok

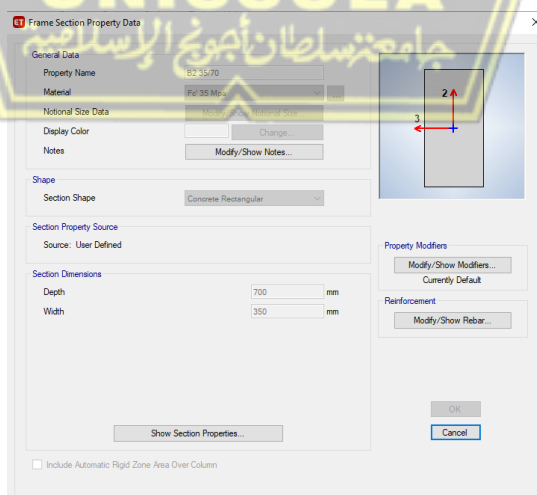
Langkah-langkah input dimensi balok pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*. Detail data dimensi balok dapat dilihat pada Gambar 4.3 – Gambar 4.8.

- G1 40 x 80



Gambar 4. 3 input dimensi balok G1 40 x 80
(Sumber : Dokumen Penulis)

- G2 35 x 70



Gambar 4. 4 Input dimensi balok G2 35 x 70
(Sumber : Dokumen Penulis)

- G3 30 x 60

Gambar 4. 5 *Input* dimensi balok G3 30 x 60

(Sumber : Dokumen Penulis)

- G4 25 x 45

Gambar 4. 6 *Input* dimensi balok G4 25 x 45

(Sumber : Dokumen Penulis, 2022)

- Ba1 35 x 50

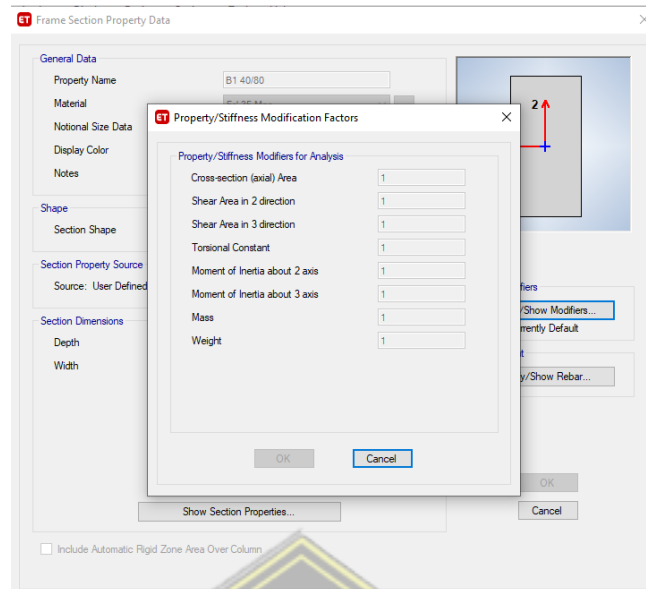
Gambar 4. 7 *Input dimensi balok Ba1 35 x 50*

(Sumber : Dokumen Penulis)

- Ba2 15 x 30

Gambar 4. 8 *Input dimensi balok Ba2 15 x 30*

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 9 *Input Stiffness Modifications Factors* pada Balok

(Sumber : Dokumen Penulis)

- Data Kolom

Langkah-langkah input dimensi kolom pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*. Detail data dimensi kolom dapat dilihat pada Gambar 4.9 – Gambar 4.13.

- K1 90 x 90



Gambar 4. 10 *Input dimensi kolom K1 90 x 90*

(Sumber : Dokumen Penulis)

- K2 85 x 85

Gambar 4. 11 Input dimensi kolom K2 85 x 85

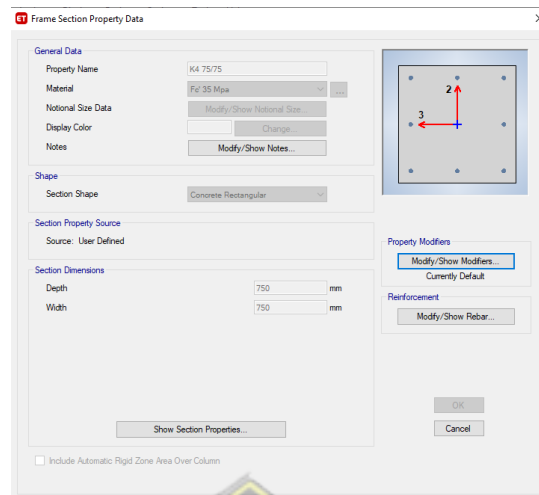
(Sumber : Dokumen Penulis)

- K3 80 x 80

Gambar 4. 12 Input dimensi kolom K3 80 x 80

(Sumber : Dokumen Penulis)

- K4 75 x 75



Gambar 4. 13 Input dimensi kolom K4 75 x 75

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 14 Input Stiffness Modifications Factors pada Kolom

(Sumber : Dokumen Penulis)

- Data Pelat

Langkah-langkah input dimensi pelat pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*. Detail data dimensi pelat dapat dilihat pada Gambar 4.15 – Gambar 4.17.

- Pelat S1 tebal 150 mm

Slab Property Data

General Data

Property Name: plat 1

Slab Material: F'c' 35 Mpa

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: [Yellow] Change

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 150 mm

OK Cancel

Gambar 4. 15 Input pelat S1 150 mm

(Sumber : Dokumen Penulis)

- Pelat S2 tebal 125 mm

Slab Property Data

General Data

Property Name: p3

Slab Material: F'c' 35 Mpa

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: [Grey] Change

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

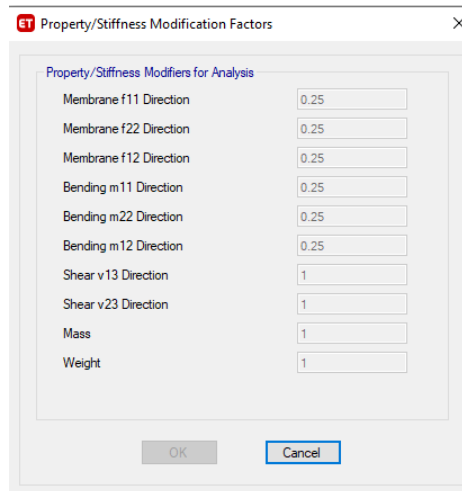
Type: Slab

Thickness: 125 mm

OK Cancel

Gambar 4. 16 Input pelat S2 125 mm

(Sumber : Dokumen Penulis)



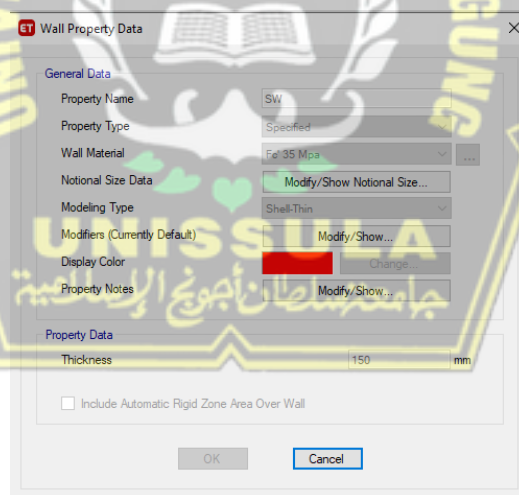
Gambar 4. 17 Input Stiffness Modifications Factors Pada Pelat

(Sumber : Dokumen Penulis)

- Data *Shear Wall*

Langkah-langkah input dimensi pelat pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Section Properties – Wall Section – Add New Property*. Detail data dimensi *shear wall* dapat dilihat pada Gambar 4.18.

- *Sher Wall* tebal 150 mm



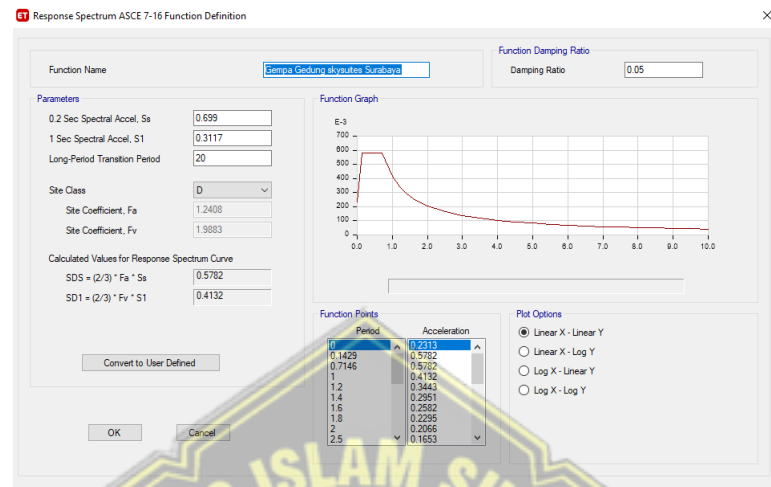
Gambar 4. 18 Input pelat S1 125 mm

(Sumber : Dokumen Penulis)

4.5.3 *Input Beban Gempa*

Sesuai SNI 1726:2019, tahap tahap untuk penentuan beban gempa pada bangunan gedung adalah:

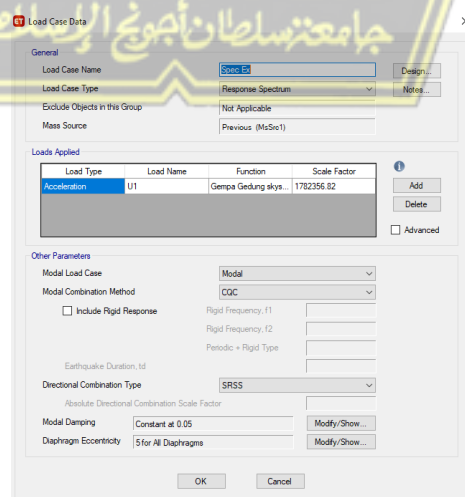
1. Nilai S_s dan S_1 ditentukan dari desain peta spectra gempa bumi Indonesia dari website Kementerian PUPR <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>. Langkah-langkah *input* data respon spektrum pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Function – Respons Spectrum*. Detail data dapat dilihat pada Gambar 4.19.



Gambar 4. 19 Input data Respons Spektrum

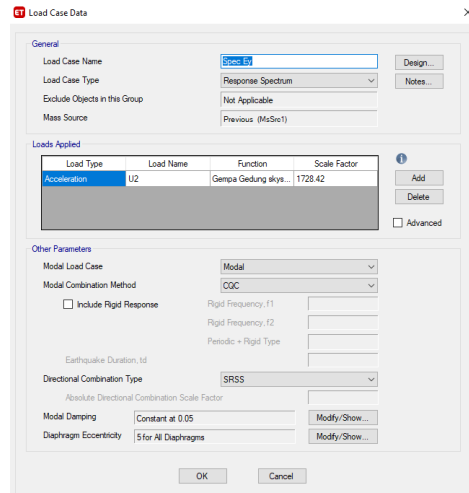
(Sumber : Dokumen Penulis)

2. Hasil beban gempa di *input* ke dalam *Load Case* untuk masing-masing arah x dan y. *Load name* arah X menggunakan U1 dan *Load name* arah Y menggunakan U2. Langkah-langkah *input* data hasil beban pada aplikasi ETABS V18 yaitu : *Define – Load case – Add New Case – Load Case Type – Respons Spectrum – input sesuai data yang telah direncanakan*. Detail hasil *input* data dapat dilihat pada Gambar 4.20 dan Gambar 4.21.



Gambar 4. 20 Input Load Case Respons Spektrum Arah X

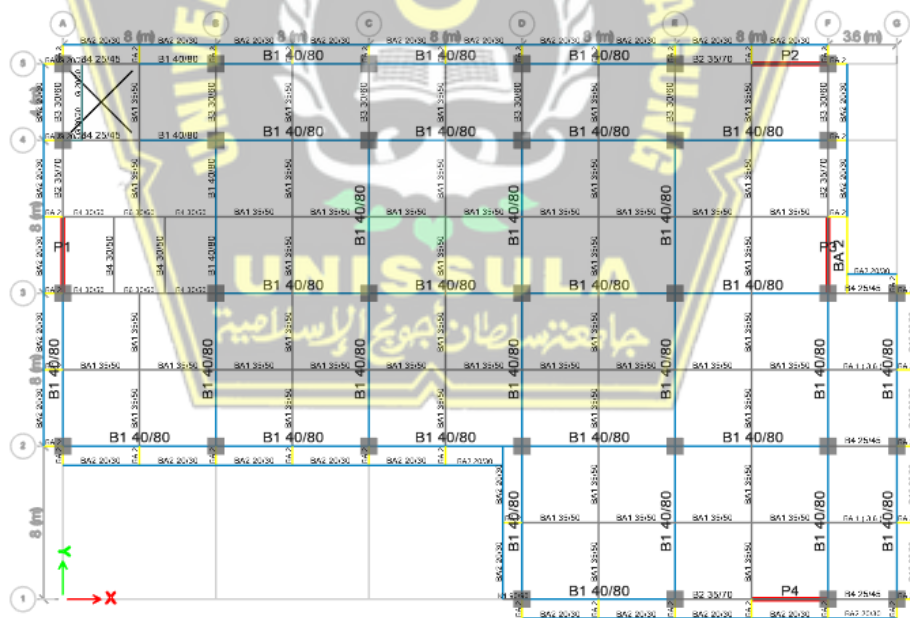
(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 21 Input Load Case Respons Spektrum Arah Y
(Sumber : Dokumen Penulis)

4.6 Permodelan Struktur

Permodelan tiap lantai pada Gedung *SkySuites* ini bisa di lihat pada beberapa gambar tiap lantai di bawah ini.



Gambar 4. 22 Permodelan Struktur Lantai 1
(Sumber : Dokumen Penulis)

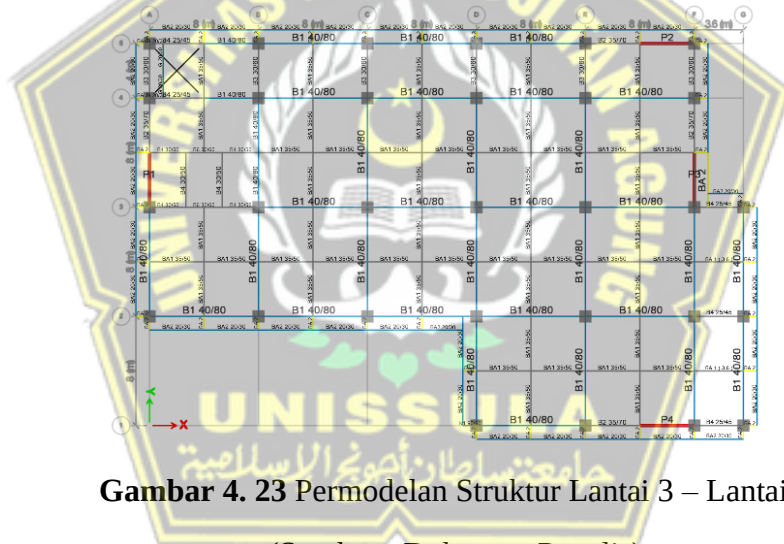
Frame section yang digunakan pada lantai 1 -Lantai 2 bisa dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4. 7 *Frame section* Lantai 1 – Lantai 2.

Tipe Kolom	Dimensi (mm)
K1	900x900
Tipe Balok	Dimensi (mm)
G1	40x80
G2	35x70
G3	30x 60
G4	2 x45
Ba1	35x50
Ba2	15x30

Sumber : hasil analisis

Frame section yang digunakan pada lantai 3 - lantai 4 bisa dilihat pada Tabel .4.9



Gambar 4. 23 Permodelan Struktur Lantai 3 – Lantai 4

(Sumber : Dokumen Penulis)

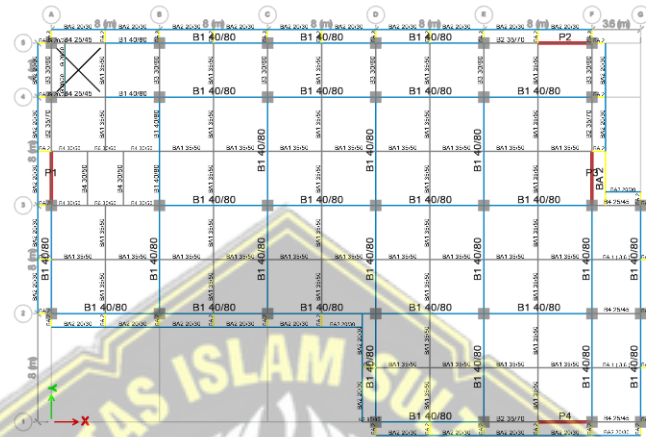
Tabel 4. 8 *Frame section* .Lantai 3 – Lantai 4

Tipe Kolom	Dimensi (mm)
K2	850x850
Tipe Balok	Dimensi (mm)
G1	40x80
G2	35x70
G3	30x 60

G4	2 x45
Ba1	35x50
Ba2	15x30

Sumber : hasil analisis

Frame section yang digunakan pada lantai 5 - lantai 7 bisa dilihat pada Tabel .4.10



Gambar 4. 24 Permodelan Struktur Lantai 5 – Lantai 7

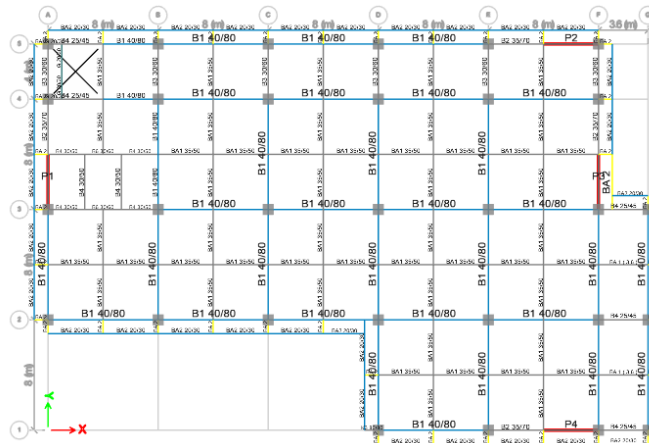
(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 9 *Frame section* Lantai 5 – Lantai 7

Tipe Kolom	Dimensi (mm)
K3	800x800
Tipe Balok	Dimensi (mm)
G1	40x80
G2	35x70
G3	30x 60
G4	2 x45
Ba1	35x50
Ba2	15x30

Sumber : hasil analisis

Frame section yang digunakan pada lantai 8 - lantai 11 bisa dilihat pada Tabel .4.11



Gambar 4. 25 Permodelan Struktur Lantai 8-Lantai 11

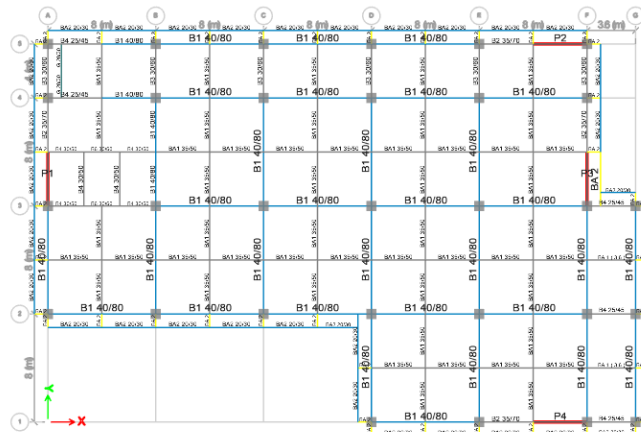
(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 10 *Frame section* Lantai 8 – Lantai 11

Type Kolom	Dimensi (mm)
K4	750x750
Type Balok	Dimensi (mm)
G1	40x80
G2	35x70
G3	30x 60
G4	2 x45
Ba1	35x50
Ba2	15x30

Sumber : hasil analisis

Frame section yang digunakan pada lantai 12 bisa dilihat pada Tabel .4.12



Gambar 4. 26 Permodelan struktur Lantai 12 (atap)

(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 11 *Frame section* Lantai 12

Tipe Kolom	Dimensi (mm)
K4	750x750
Tipe Balok	Dimensi (mm)
G1	40x80
G2	35x70
G3	30x 60
G4	2 x45
Ba1	35x50
Ba2	15x30

Sumber : hasil analisis

4.7 Perhitungan Berat Struktur

Pada sistem rangka pemikul momen, satu-satunya komponen yang dapat menopang beban gravitasi struktur adalah rangka. Baik beban mati maupun beban hidup terdapat pada struktur ini.

- Pembebanan gravitasi lantai 1-12

Beban Mati Tambahan Unuk Lantai (D_L)

- Pasir 1 cm = 16 = 0,16 kN/m²
- Spesi 2 cm = 22 = 0,66 kN/m²

- keramik 1 cm	= 22	= 0,22 kN/m ²
- Plafond + penggantung	=	= 0,2 kN/m ²
- Dinding Rebah	=	= 1,8 kN/m ²
- ME	=	= 0,25 kN/m ²
		$D_L = 3,29 \text{ kN/m}^2$

Beban Mati Untuk Atap (D_L)

- Plafond + penggantung	=	= 0,2 kN/m ²
- ME	=	= 0,25 kN/m ²
		$D_L = 0,45 \text{ kN/m}^2$

• Beban Hidup (L_L)

Berdasarkan persyaratan Tabel 4.3.1 SNI 1727:2020 digunakan untuk menentukan beban hidup. Setiap lantai memiliki ruang dengan tujuan yang berbeda. Tujuan ruangan mempengaruhi beban hidup. Beban hidup merata yang dipakai untuk menganalisis struktur Gedung ini adalah sebagai berikut :

Lantai 1-12 : Hotel (Ruang Perkantoran) = 4,79 kN/m²

4.8 Kombinasi Pembebanan Struktur

Dalam konstruksi struktur ini kombinasi pembebanan yang dipakai didasarkan pada Pasal 2.3.1 SNI 1727:2020 dan kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban gempa sesuai Pasal 2.3.6 SNI 1727:2020 sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + 1,0L \pm 1,0 (\rho QE + 0,2SdsDL) \pm 0,3 (\rho QE + 0,2SdsDL)$
7. $1,2D + 1,0L \pm 0,3 (\rho QE + 0,2SdsDL) \pm 1,0 (\rho QE + 0,2SdsDL)$
8. $0,9D \pm 1,0 (\rho QE + 0,2SdsDL) \pm 0,3 (\rho QE + 0,2SdsDL)$
9. $0,9D \pm 1,0 (\rho QE + 0,2SdsDL) \pm 0,3 (\rho QE + 0,2SdsDL)$

Keterangan :

D = beban mati

W = beban angin

E = beban gempa

R = beban air hujan

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

4.9 Analisa Beban Seismik

4.9.1 Kontrol Hasil Analisis Dinamik Gempa

Hasil partisipasi massa dari analisis ETABS V18 yang ditunjukkan pada *Modal Participating Mass Ratios* dapat dilihat bahwa bangunan telah memiliki partisipasi massa yang ditetapkan dalam Pasal 7.9.1 SNI 1726:2019 yaitu terdapat di modal 24 dengan tinjauan 24 modal.

4.9.2 Kategori Risiko Bangunan

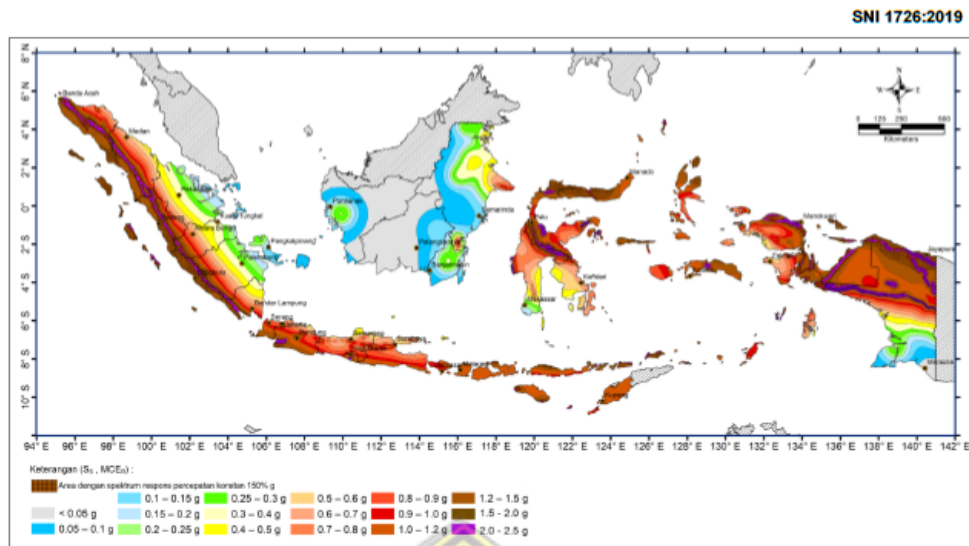
Bangunan ini diklasifikasikan dalam Kategori II berdasarkan ketentuan Tabel 2.3, yang berarti bahwa kategori II memiliki nilai keutamaan gempa (I_e) sebesar 1,0.

4.9.3 Klasifikasi Situs

Klasifikasi tanah diatur sesuai ketentuann Tabel 2.5, maka berdasarkan Tabel 2.5 didapatkan berupa Kelas Situs SD.

4.9.4 Parameter Gempa Rencana

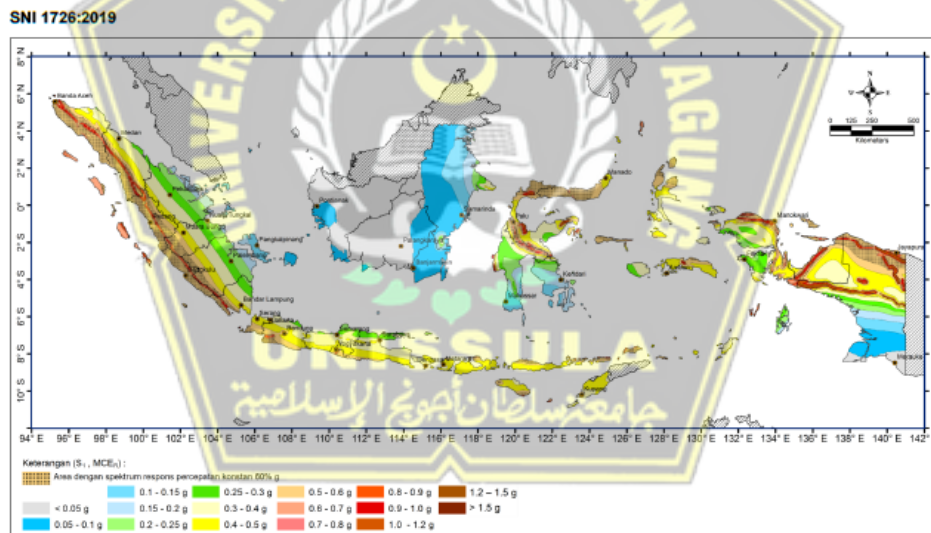
Untuk menentukan daerah gempa dapat dilihat pada Gambar 15 dan Gambar 16 SNI 1726:2019.



Gambar 4. 27 Wilayah Indonesia untuk menentukan nilai S_s

(Sumber : Gambar 15 SNI 1726:2019)

Untuk daerah Surabaya diperoleh nilai $S_s = 0,6990$ g.



Gambar 4. 28 Wilayah Indonesia untuk menentukan nilai S_1

(Sumber : SNI 1726:2019)

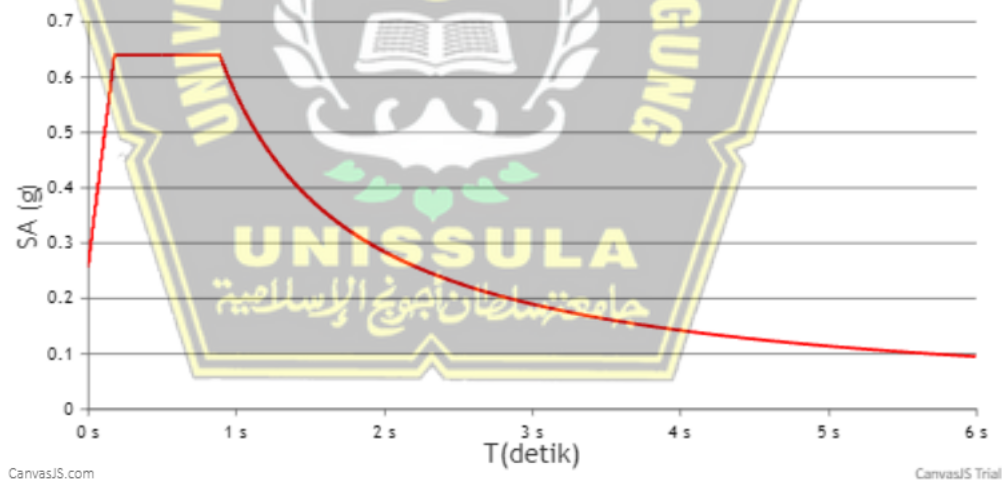
Untuk wilayah Surabaya $S_1 = 0,3117$ g.

Dari hasil diatas didapatkan data-data berikut ini :

Tabel 4. 12 Hasil Spektrum Respon Desain

S_s	0,6990
S_1	0,3117
F_a	1,2446
F_v	1,9730
S_{MS}	0,87
S_{M1}	0,615
T_L	20
P_{ga}	20,3231
S_{DS}	0,5782
S_{D1}	0,4132
T_o	0,14
T_s	0,71

Sumber : Desain Spektra Indonesia



Gambar 4. 29 Spektrum Respons Gedung *SkySuites*

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.9.5 Kategori Desain Seismik

Nilai $S_{DS} = 0,5782$ dan nilai $S_{D1} = 0,4132$. Oleh karena itu, kategori kota Surabaya dengan kategori II termasuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D.

Sesuai Tabel 9 SNI 1726:2019 menciptakan standar desain yang didasarkan pada kategori desain seismik yang ada, terutama apabila sistem rangka pemikul momen tertentu yang dapat menopang semua gaya gempa yang diakui.

4.9.6 R , Ω_0 , dan C_d Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Struktur ini akan dirancang dengan dinding geser dan sistem rangka bangunan. Sesuai ketentuan Tabel 12 SNI 1726:2019 didapatkan nilai sebagai berikut :

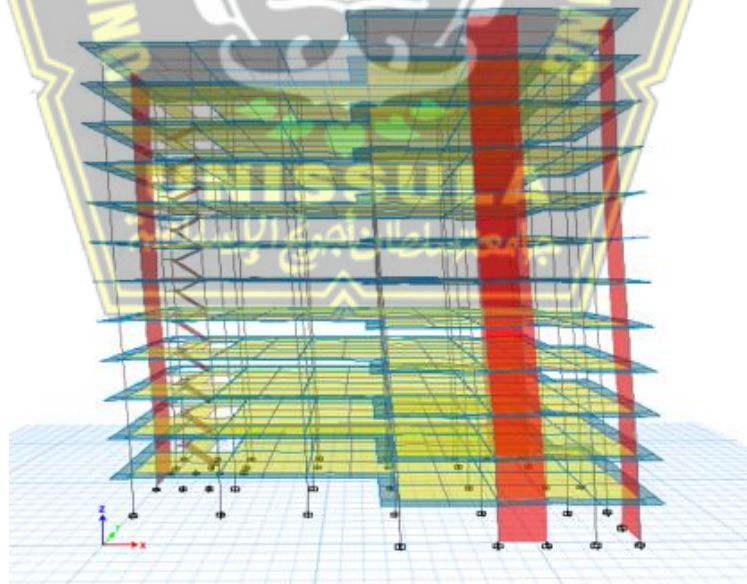
- Koefisien modifikasi respons, $R = 7$
- Faktor kuat lebih system $\Omega_0 = 2,5$
- Factor pembesaran defleksi, $C_d = 5,5$

4.9.7 Analisis Mode Ragam

Analisis *mode* ragam akibat gempa dilakukan dengan program ETABS V18. Hasil pola gerak ragam dapat dilihat pada Tabel

Mode 1

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak translasi sejajar sumbu x dengan nilai periode T_x sebesar 1,781s.

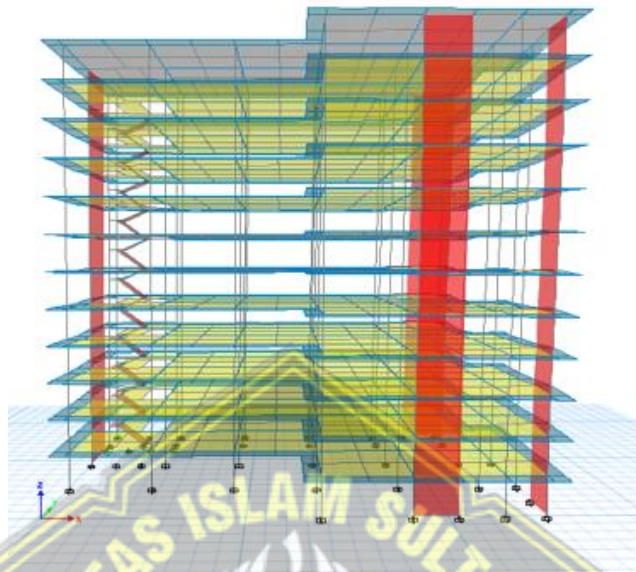


Gambar 4. 30 Bentuk ragam *mode 1*

(Sumber : Dokumen Penulis)

Mode 2

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak translasi sejajar sumbu y dengan nilai periode T_y sebesar 1,61s.

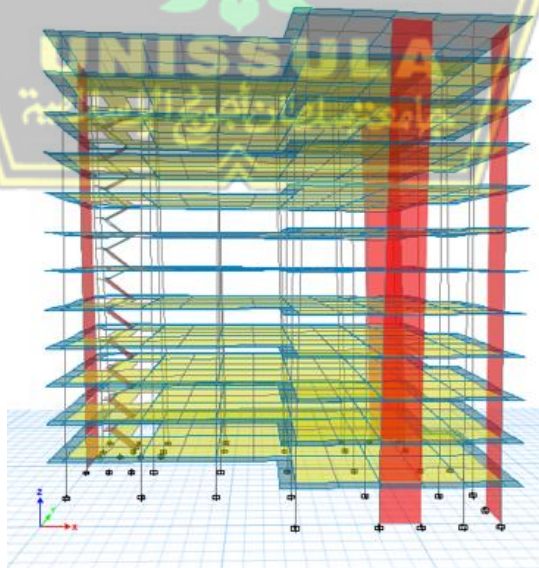


Gambar 4. 31 Bentuk ragam *mode 2*

(sumber: Dokumen Penulis)

Mode 3

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak rotasi dan mengalami puntir terhadap sumbu Z.



Gambar 4. 32 Bentuk ragam *mode 3*

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.9.8 Periode Fundamental

Sesuai ketentuan SNI 1726:2019, periode fundamental struktur dapat dicari dengan rumus :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$\begin{aligned} - T_a &= C_t \times h_n^x & h_n &= 48 \text{ m} \\ &= 0,0488 \times 48^{(0,75)} \\ &= 0,890 \text{ s (batas bawah)} \end{aligned}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,41$ sehingga diperoleh koefisien $C_u = 1,4$

$$\begin{aligned} - T_{\max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,890 \\ &= 1,246 \text{ s (batas atas)} \end{aligned}$$

Nilai periode berdasarkan mode untuk setiap arah sesuai dengan *output* dari program ETABS V18 adalah sebagai berikut,:

- $T_{cx} = 1,781 \text{ s (mode 2)}$
- $T_{cy} = 1,61 \text{ s (mode 1)}$

Karena $T_a < T_c \leq T_{\max}$, maka didapatkan hasil sebagai berikut:

- $T_x = 1,246 \text{ s}$
- $T_y = 1,246 \text{ s}$

Tabel 4. 13 Modal Period Desain

Case	Mode	Period (sec)
Modal	1	1,781
Modal	2	1,61
Modal	3	1,243
Modal	4	0,543
Modal	5	0,457
Modal	6	0,346
Modal	7	0,28
Modal	8	0,22
Modal	9	0,173
Modal	10	0,162
Modal	11	0,134
Modal	12	0,119
Modal	13	0,098
Modal	14	0,094
Modal	15	0,088
Modal	16	0,071
Modal	17	0,069
Modal	18	0,068
Modal	19	0,057
Modal	20	0,057

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.9.9 Koefisien Respons Seismik

Koefisien Respon Seismik ditentukan pada Pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2019 dengan persamaan seperti dibawah ini:

- Pada persamaan 2.17 $C_s = \frac{SDS}{R/I_e} = \frac{0,57998}{7/1} = 0,082 \text{ g}$
- Pada persamaan 2.18, koefisien respons seismic maksimum dihitung seperti dibawah ini :

$$\text{Untuk } T_x, C_{smaks} = \frac{SD1}{T(\frac{R}{I_e})} = \frac{0,40999}{1,246(\frac{7}{1})} = 0,0468 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } T_y, C_{smaks} = \frac{SD1}{T(\frac{R}{I_e})} = \frac{0,40999}{1,246(\frac{7}{1})} = 0,0468 \text{ g}$$

$$C_{smin} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,57998 \times 1 = 0,0025 \text{ g}$$

$$\text{jadi } C_{sx} = C_{sy} = 0,0468 \text{ g.}$$

4.9.10 Berat Seismik Tiap Lantai

Berat gempa efektif dihitung dengan menggunakan Pasal 7.7.2 SNI 1726:2019 sebagai berikut : $W_t = D_L + L_L$. Setidaknya 25% dari beban hidup dikurangi untuk ruang penyimpanan, menghasilkan beban gabungan 100% beban mati ditambah 25% beban hidup.

$$W_t = 100\% D_L + 25\% L_L$$

Keterangan :

D_L = Beban mati (berat sendiri) struktur tiap lantai

L_L = Beban hidup (berat berguna) struktur tiap lantai

Penentuan nilai pusat massa tiap lantai didapatkan dari perhitungan volume struktur beton di tiap lantai dan nantinya akan digunakan sebagai beban sendiri. *Output* perhitungan beban tiap lantai yang dihasilkan oleh ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4. 14 Beban Tiap Lantai

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
	kg	kg	m	m	kg	kg
Lantai 12	1131187.54	1131187.54	22.8732	15.58	1131187.54	1131187.54
Lantai 11	1288549.65	1288549.65	23.5224	15.4508	2419737.19	2419737.19
Lantai 10	1290148.22	1290148.22	23.4979	15.4627	3709885.41	3709885.41
Lantai 9	1290148.22	1290148.22	23.4979	15.4627	5000033.63	5000033.63
Lantai 8	1290148.22	1290148.22	23.4979	15.4627	6290181.85	6290181.85

Lantai 7	1299619.82	1299619.82	23.4993	15.4667	7589801.67	7589801.67
Lantai 6	1310779.82	1310779.82	23.4998	15.4712	8900581.49	8900581.49
Lantai 5	1310779.82	1310779.82	23.4998	15.4712	10211361.31	10211361.31
Lantai 4	1320971.42	1320971.42	23.5012	15.4754	11532332.73	11532332.73
Lantai 3	1332851.42	1332851.42	23.5017	15.48	12865184.15	12865184.15
Lantai 2	1343763.02	1343763.02	23.5031	15.4843	14208947.17	14208947.17
Lantai 1	1360282.22	1360282.22	23.4474	15.4906	15569229.39	15569229.39

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.9.11 Gaya Geser Statik

Output dari perhitungan gaya geser seismic static yang dihasilkan ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4. 15 Gaya Geser Statik

Story	V _x	V _y
	kN	kN
Story 12	1159.42	1159.42
Story 11	2331.41	2331.41
Story 10	3364.88	3364.88
Story 9	4259.20	4259.20
Story 8	5020.04	5020.04
Story 7	5658.11	5658.11
Story 6	6178.95	6178.95
Story 5	6584.51	6584.51
Story 4	6885.43	6885.43
Story 3	7090.05	7090.05
Story 2	7208.38	7208.38
Story 1	7254.74	7254.74

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.9.12 Gaya Geser Dinamik

Output gaya geser dinamik yang didapatkan oleh ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4. 16 Gaya Geser Dinamik

Story	Vx	Vy
	kN	kN
Story 12	798.95	887.97
Story 11	1437.58	1597.42
Story 10	1912.24	2102.95
Story 9	2282.47	2486.47
Story 8	2583.23	2801.17
Story 7	2847.55	3084.32
Story 6	3100.90	3360.92
Story 5	3350.40	3636.26
Story 4	3592.08	3902.66
Story 3	3810.41	4143.15
Story 2	3979.16	4327.82
Story 1	4062.71	4418.36

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.9.13 Relasi Beban Gempa

Berdasarkan Pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726:20219 hasil gaya geser dinamik struktur pada beban gempa nominal yang disebabkan oleh pengaruh gemparencana pada arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 100% dari nilai respons ragam yang pertama.

$$V_{\text{dinamik}} \leq 100\% V_{\text{statik}}$$

Karena nilai gaya geser static lebih besar dari gaya geser dinamik, maka perlu perhitungan faktor skala gempa.

$$\text{Factor pembesaran gempa arah x} = \frac{7254,8949}{4062,8596} = 1,7857x$$

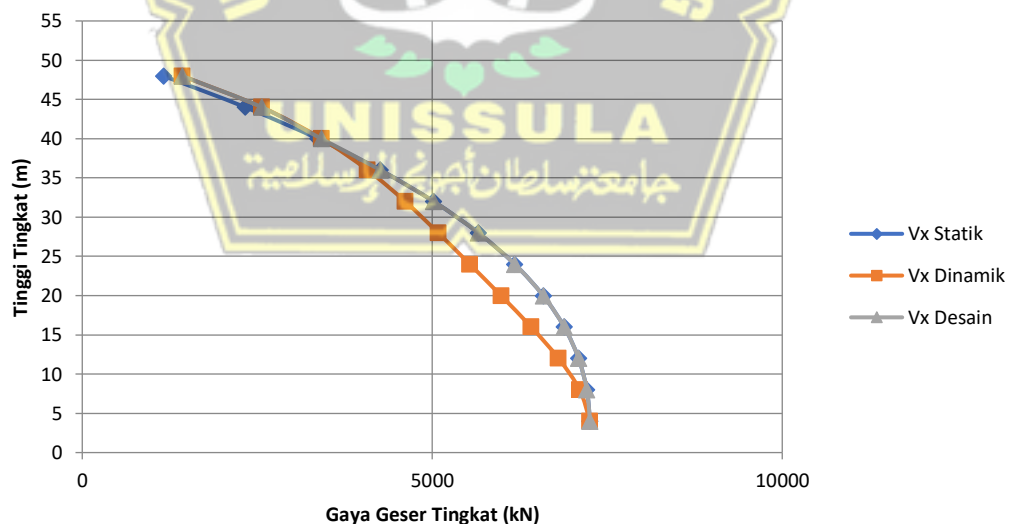
$$\text{Faktor pembesaran gempa arah y} = \frac{7254,895}{4418,5257} = 1,6419x$$

Hasil perbandingan gaya geser gempa dapat dilihat pada Tabel 4.17. Hasil perbandingan distribusi gaya geser gempa dapat dilihat pada Gambar 4.33 dan Gambar 4.34.

Tabel 4. 17 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Gaya Geser Dinamik Setelah Gaya Diperbesar

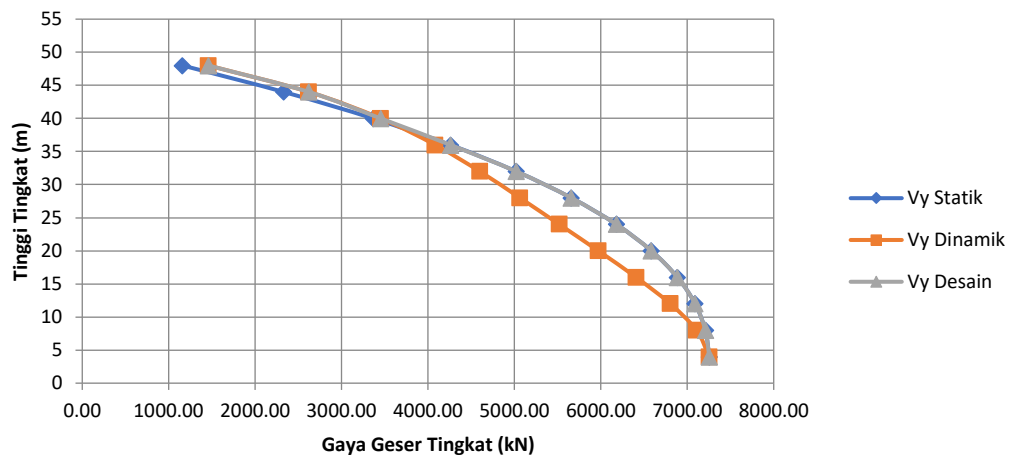
Story	Statik		Dinamik		Dinamik Terkoreksi	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Story 12	1159.42	1159.42	798.95	887.97	1426.69	1457.97
Story 11	2331.41	2331.41	1437.58	1597.42	2567.10	2622.82
Story 10	3364.88	3364.88	1912.24	2102.95	3414.68	3452.85
Story 9	4259.20	4259.20	2282.47	2486.47	4075.81	4082.54
Story 8	5020.04	5020.04	2583.23	2801.17	4612.88	4599.26
Story 7	5658.11	5658.11	2847.55	3084.32	5084.88	5064.16
Story 6	6178.95	6178.95	3100.90	3360.92	5537.29	5518.30
Story 5	6584.51	6584.51	3350.40	3636.26	5982.81	5970.39
Story 4	6885.43	6885.43	3592.08	3902.66	6414.38	6407.80
Story 3	7090.05	7090.05	3810.41	4143.15	6804.25	6802.65
Story 2	7208.38	7208.38	3979.16	4327.82	7105.59	7105.86
Story 1	7254.74	7254.74	4062.71	4418.36	7254.78	7254.53

Sumber : Hasil analisis ETABS V18



Gambar 4. 33 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 34 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.9.14 Gaya Gempa Desain

Selisih antara gaya geser antar lantai yang merupakan gaya gempa rencana suatu lantai ditunjukkan pada Tabel 4.18.

Contoh perhitungan gempa desain :

$$\begin{aligned}
 \text{Story 11 : } F_x &= V_{x11} - V_{x12} \\
 &= 2567,10 - 1426,69 \\
 &= 1140,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 18 Gaya Gempa Desain

Story	Gaya Geser Desain		Gempa Desain	
	Vx	Vy	Fx	Fy
	kN	kN	kN	kN
Story 12	1426.69	1457.96	1426.69	1457.96
Story 11	2567.10	2622.82	1140.41	1164.85
Story 10	3414.68	3452.84	847.59	830.02
Story 9	4259.21	4259.20	844.53	806.36
Story 8	5020.05	5020.04	760.84	760.83
Story 7	5658.12	5658.11	638.07	638.07
Story 6	6178.95	6178.95	520.83	520.83

Story 5	6584.51	6584.51	405.56	405.55
Story 4	6885.43	6885.43	300.92	300.92
Story 3	7090.06	7090.05	204.63	204.62
Story 2	7208.38	7208.38	118.32	118.32
Story 1	7254.78	7254.75	46.40	46.36

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.10 Kontrol Desain

Kontrol desain dilakukan untuk memastikan efek P-Delta stabil dan batas deviasi antar lantai sesuai dengan Pasal 7.12.1 dan 7.8.7 SNI 1726:2019.

4.10.1 Kontrol Simpangan

Mengacu pada Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2019 faktor-faktor control simpangan sebagai berikut :

1. Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk struktur SRPMK adalah 5,5
2. Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1
3. Factor redundansi untuk Gedung dengan Kategori Desain Seismik D adalah (ρ) = 1,3
4. Simpangan antar lantai yang diizinkan tidak lebih dari pergerakan simpangan antar lantai

Tabel 20 SNI 1726:2019 mencantumkan variasi berikut antara lantai tingkat izin dengan Kategori II sesuai dengan ketentuan Pasal 7.12.1. $\Delta_a = 0,020 \times H_{sx}$
Dimana H_{sx} adalah tinggi tingkat

Berdasarkan Pasal 7.8.6 SNI 1726:2019 agar tercapai syarat simpangan antar lantai dipakai perhitungan seperti dibawah ini:

Δ_e dihasilkan dari hasil ETABS V18

Perhitungan simpangan antar lantai lantai 1:

$$\begin{aligned}\Delta_i &= \frac{C_d \times \delta_e}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 2,55}{1} \\ &= 9,35 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 3:

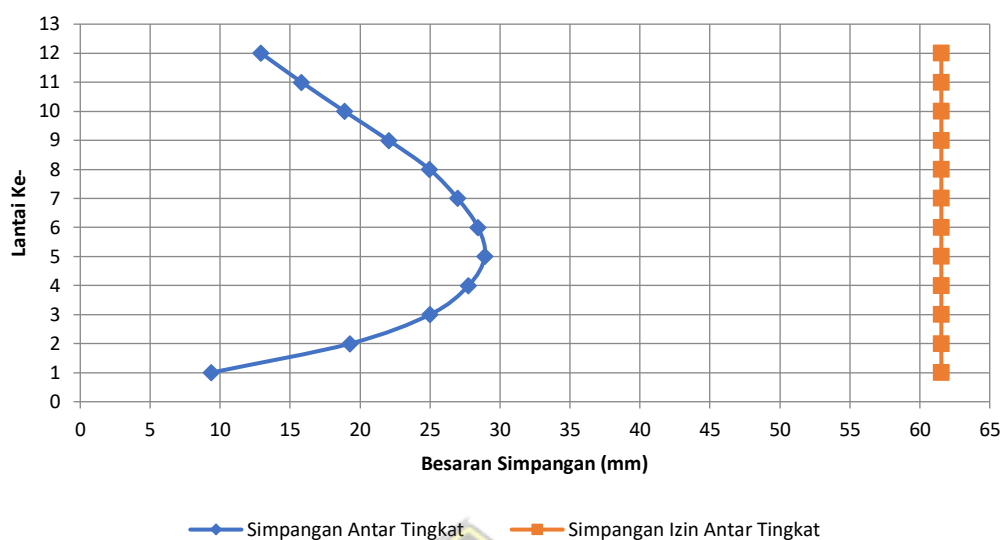
$$\begin{aligned}
\Delta_{i3} &= \Delta_3 - \Delta_2 \\
&= 53,62 - 28,63 \\
&= 24,99 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Tabel 4.19 dibawah ini menunjukkan nilai simpangan sebagai hasil studi yang dilakukan dengan program ETABS V18 untuk memperhitungkan beban lateral (beban seismik).

Tabel 4. 19 Kontrol Simpangan Arah X

Story	h_{sx}	Δ_e	Δ	Δ_i	Δ_{izin}	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Story 12	4000	70.99	260.31	12.92	61.54	OK
Story 11	4000	67.47	247.39	15.82	61.54	OK
Story 10	4000	63.16	231.57	18.88	61.54	OK
Story 9	4000	58.01	212.69	22.04	61.54	OK
Story 8	4000	52.00	190.65	24.97	61.54	OK
Story 7	4000	45.19	165.68	26.96	61.54	OK
Story 6	4000	37.83	138.72	28.43	61.54	OK
Story 5	4000	30.08	110.29	28.91	61.54	OK
Story 4	4000	22.19	81.37	27.75	61.54	OK
Story 3	4000	14.62	53.62	24.99	61.54	OK
Story 2	4000	7.81	28.63	19.28	61.54	OK
Story 1	4000	2.55	9.35	9.35	61.54	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



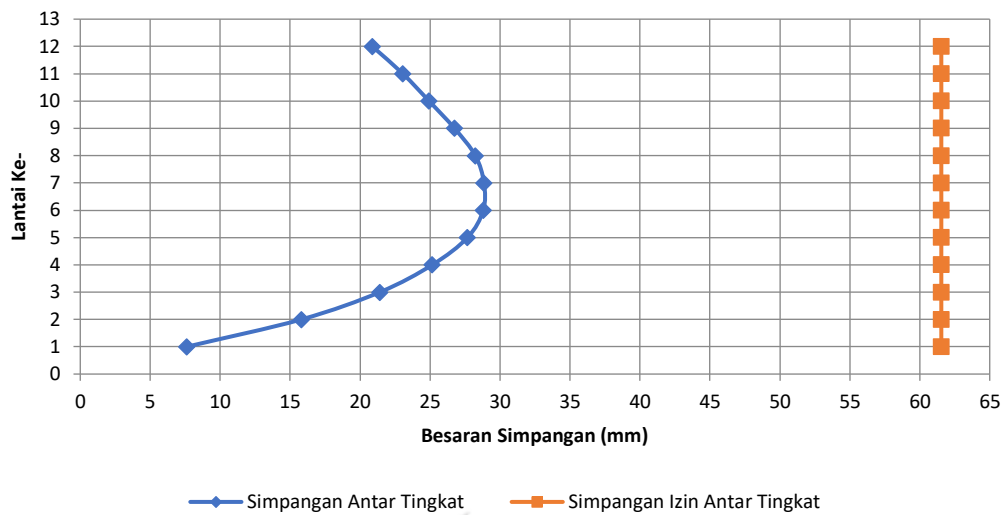
Gambar 4. 35 Simpangan arah X

(Sumber: Dokumen Penulis)

Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan Arah Y

Story	h_{sx} (mm)	δ_e (mm)	Δ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_{izin} (mm)	Keterangan
Story 12	4000	76.13	279.15	20.87	61.54	OK
Story 11	4000	70.44	258.28	23.06	61.54	OK
Story 10	4000	64.15	235.22	24.93	61.54	OK
Story 9	4000	57.35	210.29	26.75	61.54	OK
Story 8	4000	50.06	183.54	28.24	61.54	OK
Story 7	4000	42.36	155.30	28.85	61.54	OK
Story 6	4000	34.49	126.45	28.80	61.54	OK
Story 5	4000	26.63	97.65	27.68	61.54	OK
Story 4	4000	19.08	69.97	25.16	61.54	OK
Story 3	4000	12.22	44.81	21.41	61.54	OK
Story 2	4000	6.38	23.40	15.80	61.54	OK
Story 1	4000	2.07	7.60	7.60	61.54	OK

Sumber : Hasil analisis ETABS V18



Gambar 4.36 Simpangan arah Y

(Sumber: Dokumen Penulis)

Analisis struktur telah terpenuhi sesuai Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2019

4.10.2 Kontrol P-Delta

Mengacu pada Pasal 7.8.7 SNI 1726:2019 Pengecekan P-Delta untuk nilai θ adalah ketentuan untuk menentukan kestabilan bangunan terhadap P-Delta.

Untuk memenuhi persyaratan simpangan antar lantai digunakan perhitungan seperti dibawah ini:

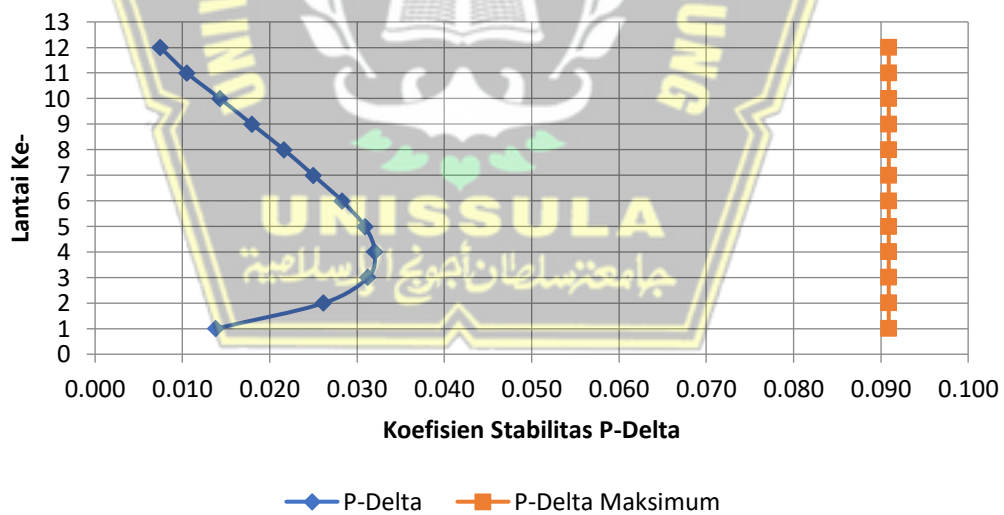
$$\begin{aligned}
 \theta &= \frac{P \times \Delta \times I_e}{V \times H \times C_d} \\
 &= \frac{12100,89 \times 12,92 \times 1}{1426,69 \times 4000 \times 5,5} \\
 &= 0,0075 \\
 \theta_{maks} &= \frac{0,5}{\beta C_d} \\
 &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \\
 &= 0,0909
 \end{aligned}$$

Kontrol P-Delta di kedua arah dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan Tabel 4.22.

Tabel 4. 21 Kontrol P-Delta Arah X

Story	h_{sx}	Δ_i	P	Vx	θ	θ_{max}	Keterangan
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
Story 12	4000	12.92	12100.89	1426.69	0.0075	0,0909	STABIL
Story 11	4000	15.82	25030.85	2567.10	0.0105	0,0909	STABIL
Story 10	4000	18.88	37960.82	3414.68	0.0143	0,0909	STABIL
Story 9	4000	22.04	50890.78	4259.21	0.0180	0,0909	STABIL
Story 8	4000	24.97	63820.75	5020.05	0.0216	0,0909	STABIL
Story 7	4000	26.96	76953.04	5658.12	0.0250	0,0909	STABIL
Story 6	4000	28.43	90085.33	6178.95	0.0283	0,0909	STABIL
Story 5	4000	28.91	103217.62	6584.51	0.0309	0,0909	STABIL
Story 4	4000	27.75	116566.36	6885.43	0.0320	0,0909	STABIL
Story 3	4000	24.99	129915.10	7090.06	0.0312	0,0909	STABIL
Story 2	4000	19.28	143494.41	7208.38	0.0262	0,0909	STABIL
Story 1	4000	9.35	157112.16	7254.78	0.0138	0,0909	STABIL

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



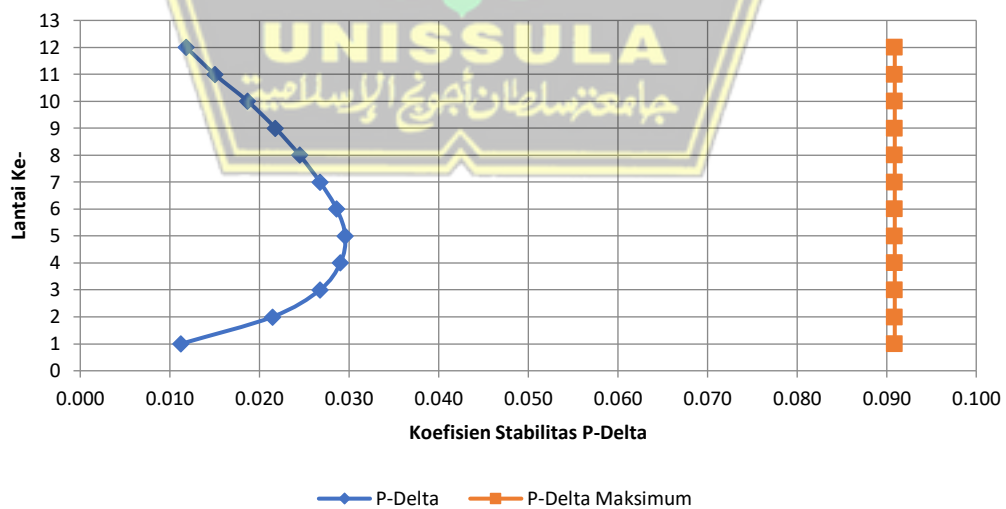
Gambar 4. 37 Kontrol P-Delta arah X

(Sumber: Dokumen Penulis)

Tabel 4. 22 Kontrol P-Delta Arah Y

Story	h_{sx}	Δ_i	P	V_x	θ	θ_{max}	Keterangan
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
Story 12	4000	20.87	12100.89	1457.97	0.0118	0,0909	STABIL
Story 11	4000	23.06	25030.85	2622.82	0.0150	0,0909	STABIL
Story 10	4000	24.93	37960.82	3452.85	0.0187	0,0909	STABIL
Story 9	4000	26.75	50890.78	4259.21	0.0218	0,0909	STABIL
Story 8	4000	28.24	63820.75	5020.05	0.0245	0,0909	STABIL
Story 7	4000	28.85	76953.04	5658.12	0.0268	0,0909	STABIL
Story 6	4000	28.80	90085.33	6178.95	0.0286	0,0909	STABIL
Story 5	4000	27.68	103217.62	6584.51	0.0296	0,0909	STABIL
Story 4	4000	25.16	116566.36	6885.43	0.0290	0,0909	STABIL
Story 3	4000	21.41	129915.10	7090.06	0.0268	0,0909	STABIL
Story 2	4000	15.80	143494.41	7208.38	0.0214	0,0909	STABIL
Story 1	4000	7.60	157112.16	7254.75	0.0112	0,0909	STABIL

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



Gambar 4. 38 Kontrol P-Delta arah Y

Karena nilai $\theta < 0,1$ maka tidak perlu mempertimbangkan dampak P-Delta karena nilainya 0,1. Struktur masih dalam keadaan stabil karena nilai max.

4.11 Pengecekan Keridakberaturan

4.11.1 Ketidakberaturan Horizontal

- Ketidakberaturan Torsi

Nilai $\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ dari hasil ETABS V18.

$\delta_{\max} < \delta_{\text{avg}}$ = tanpa ketidakberaturan torsi

$1,2 \delta_{\text{avg}} < \delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{avg}}$ = ketidakberaturan torsi 1a

$\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$ = ketidakberaturan torsi 1b

Tabel 4. 23 Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X			Arah Y		
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek		$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	
		1a	1b		1a	1b
Lantai 12	1.016	OK	OK	1.313	NOT OK	OK
Lantai 11	1.016	OK	OK	1.295	NOT OK	OK
Lantai 10	1.018	OK	OK	1.279	NOT OK	OK
Lantai 9	1.02	OK	OK	1.262	NOT OK	OK
Lantai 8	1.021	OK	OK	1.247	NOT OK	OK
Lantai 7	1.023	OK	OK	1.234	NOT OK	OK
Lantai 6	1.023	OK	OK	1.221	NOT OK	OK
Lantai 5	1.023	OK	OK	1.207	NOT OK	OK
Lantai 4	1.022	OK	OK	1.194	OK	OK
Lantai 3	1.019	OK	OK	1.179	OK	OK
Lantai 2	1.014	OK	OK	1.163	OK	OK
Lantai 1	1.002	OK	OK	1.136	OK	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Dari hasil tabel diatas, maka bangunan ini menunjukkan ketidakberaturan torsi di arah Y.

Arah X : Tidak terdapat rasio yang lebih dari 1,4 ataupun 1,2

Arah Y : Terdapat rasio yang lebih dari 1,4 ataupun 1,2

4.11.2 Ketidakberaturan Vertikal

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Suatu tingkat memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak jika kekuatan lateralnya kurang dari 80% kekakuan rata-rata dari tiga tingkat di atasnya atau kurang dari 70% dari tingkat di atasnya.

$K_x < 0,7 K(x+1)$ atau $K_x < 0,8 [K(x+1) + K(x+2) + K(x+3)]/3$ = ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a)

$K_x < 0,6 K(x+1)$ atau $K_x < 0,7 [K(x+1) + K(x+2) + K(x+3)]/3$ = ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1b)

K = kekakuan

X = nomor tingkat lantai

Tabel 4. 24 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Lantai 12	411625.42	OK	1457.96	OK
Lantai 11	588852.64	OK	2622.82	OK
Lantai 10	664058.17	OK	3452.84	OK
Lantai 9	714637.71	OK	4259.21	OK
Lantai 8	753133.86	OK	5020.04	OK
Lantai 7	786986.59	OK	5658.11	OK
Lantai 6	815165.51	OK	6178.95	OK
Lantai 5	856090.61	OK	6584.51	OK
Lantai 4	940583.68	OK	6885.43	OK
Lantai 3	1097807.81	OK	7090.05	OK
Lantai 2	1501599.66	OK	7208.38	OK
Lantai 1	2850984.40	OK	7254.74	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Tidak ada ketidakberaturan vertikal pada bangunan ini karena, seperti yang ditunjukkan oleh hasil tabel di atas, tidak ada penyimpangan kekakuan tingkat lunak. 1a dan 1b

- Ketidakberaturan Berat (massa)

Ketidakberaturan Berat yaitu jika massa efektif gabungan dari semua tingkatan melebihi 150.

$M_x > 1,5 M_{(x+1)}$ atau $M_x > 1,5 M_{(x-1)}$ = ketidakberaturan massa

M = Massa

X = nomor tingkat lantai

Tabel 4. 25 Ketidakberaturan Berat (massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Lantai 12	1131187.54	OK
Lantai 11	1292897.19	OK
Lantai 10	1294495.76	OK
Lantai 9	1294495.76	OK
Lantai 8	1294495.76	OK
Lantai 7	1303967.36	OK
Lantai 6	1315127.36	OK
Lantai 5	1315127.36	OK
Lantai 4	1325318.96	OK
Lantai 3	1337198.96	OK
Lantai 2	1348110.56	OK
Lantai 1	1364629.76	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Karena bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan (massa) yang substansial, maka tidak ada ketidakberaturan vertikal 2 sesuai dengan temuan tabel di atas.

- Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Jika kekuatan lateral narasi kurang dari 80 dalam cerita di atasnya, ada diskontinuitas substansial dalam ketidakberaturan.

$V_x < 0,8 V_{(x+1)}$ = ketidakberaturan vertikal 5a

$V_x < 0,65 V_{(x+1)}$ = ketidakberaturan vertikal 5b

Tabel 4. 26 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Lantai 12	1426.69	OK	1457.96	OK
Lantai 11	2567.10	OK	2622.82	OK
Lantai 10	3414.69	OK	3452.84	OK
Lantai 9	4259.22	OK	4259.21	OK
Lantai 8	5020.06	OK	5020.04	OK
Lantai 7	5658.13	OK	5658.11	OK
Lantai 6	6178.96	OK	6178.95	OK
Lantai 5	6584.52	OK	6584.51	OK
Lantai 4	6885.44	OK	6885.43	OK
Lantai 3	7090.07	OK	7090.05	OK
Lantai 2	7208.39	OK	7208.38	OK
Lantai 1	7254.79	OK	7254.74	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Dari Tabel 4.26 di atas, gedung ini tidak memiliki diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat, maka tidak terdapat ketidakberaturan vertikal 5a dan 5b.

4.12 Perkuatan Struktur Dengan dinding Geser

Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan untuk meredesain Gedung *Sky Suites* Surabaya dengan menambah lantai menjadi 12 lantai, tidak cukup hanya dengan jenis Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus saja.

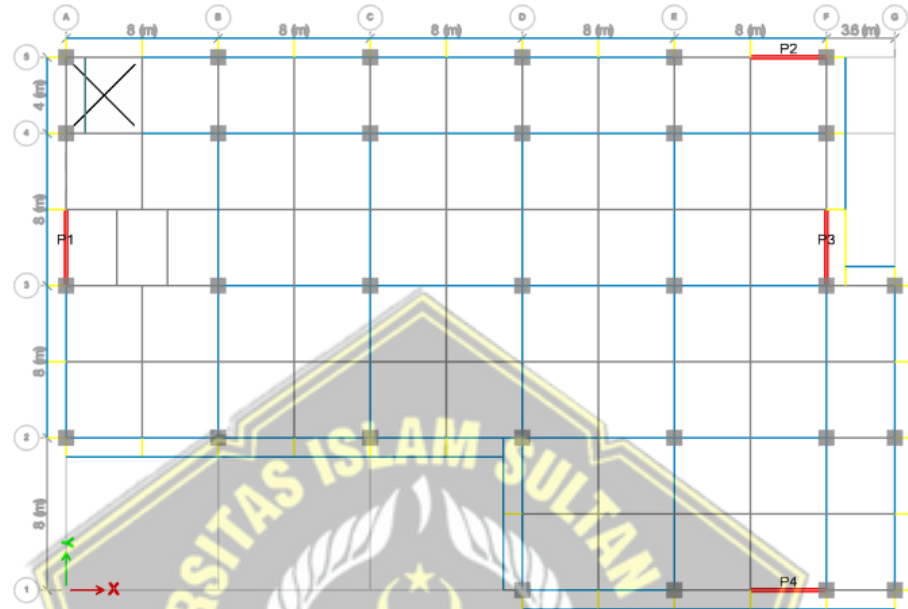
Pada percobaan ini direncanakan dengan penambahan elemen struktur yaitu Dinding Geser yang bertujuan untuk memperkaku bangunan sehingga diharapkan pada saat kontrol simpangan antar lantai dapat memenuhi syarat.

4.12.1 Dimensi Dinding Geser

Pada perencanaan dinding geser ini dibuat dengan dimensi memiliki ketebalan setebal 150 mm.

4.12.2 Permodelan Dinding Geser

Dinding Geser yang berfungsi untuk memperkuat struktur diletakan di beberapa lokasi yang berpotensi mengalami deformasi yang besar. Detail perletakan dinding geser dapat dilihat pada gambar 4.39.



Gambar 4. 39 Denah Perletakan Dinding Geser

(Sumber : program ETABS V18)

4.13 Kontrol Dual System

25% dari gaya gempa yang dinyatakan dalam desain harus mampu menahan kerangka tahan momen untuk berbagai sistem bangunan. Semua tahanan gaya gempa harus disediakan oleh campuran rangka pemikul momen, dinding geser, atau rangka breising, dengan distribusi yang sebanding dengan kekakuannya.

Tabel 4. 27 Persentase Kontrol *Dual System*

Sumbu	V desain	V shear wall	V Kolom	%V sw	%V kolom	Status
Arah X	7254.78	3473,38	3781,40	47,87	52,12	OK
Arah Y	7254.74	4612,08	2642,65	63,57	36,42	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Kontrol sistem rangka bangunan sesuai dengan hasil perhitungan pada tabel di atas sudah terpenuhi.

4.13.1 R , Ω_0 , dan C_d Sistem Ganda

Struktur ini akan dirancang dengan dinding geser dan sistem rangka bangunan.

Sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Tabel 12 didapatkan nilai sebagai berikut :

Koefisien modifikasi respons, $R = 7$

- Faktor kuat lebih system $\Omega_0 = 2,5$

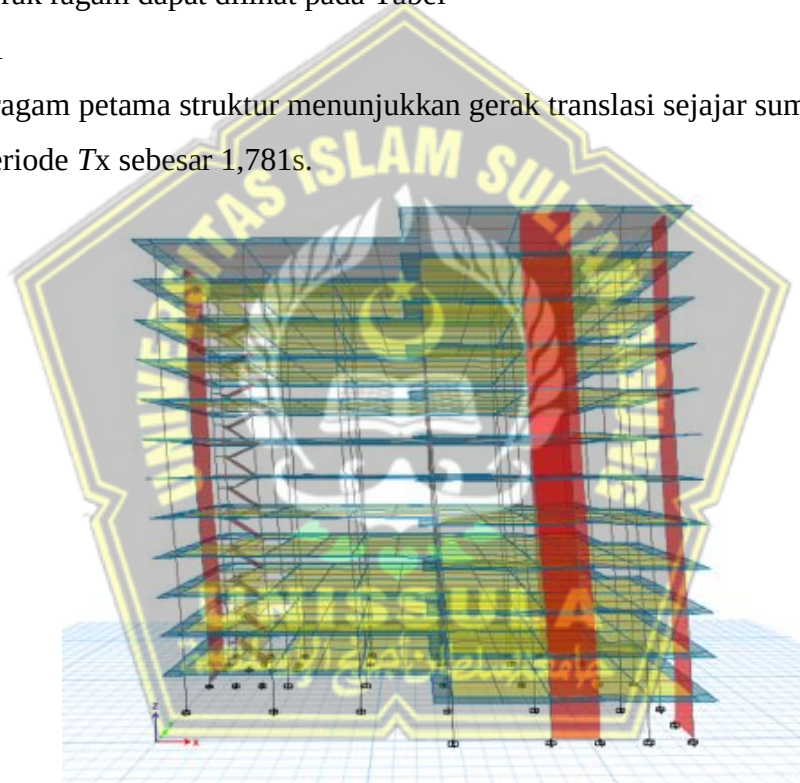
- Factor pembesaran defleksi, $C_d = 5,5$

4.13.2 Analisis Mode Ragam

Analisis *mode* ragam akibat gempa dilakukan dengan program ETABS V18. Hasil pola gerak ragam dapat dilihat pada Tabel

Mode 1

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak translasi sejajar sumbu x dengan nilai periode T_x sebesar 1,781s.

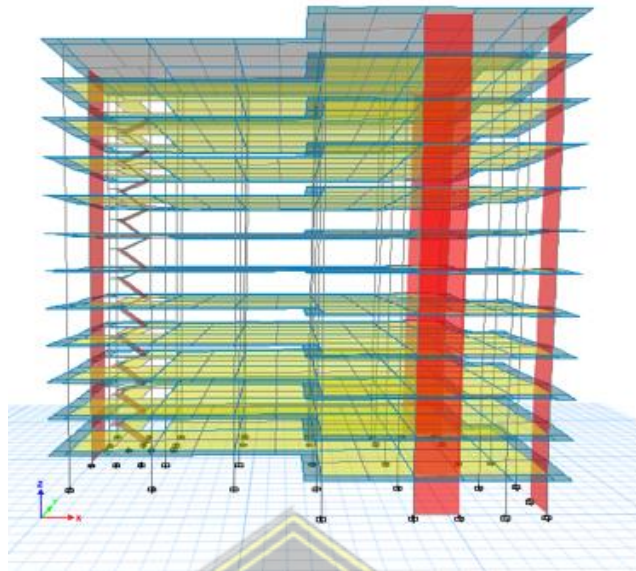


Gambar 4. 40 Bentuk ragam *mode* 1

(Sumber : Dokumen Penulis)

Mode 2

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak translasi sejajar sumbu y dengan nilai periode T_y sebesar 1,61s.

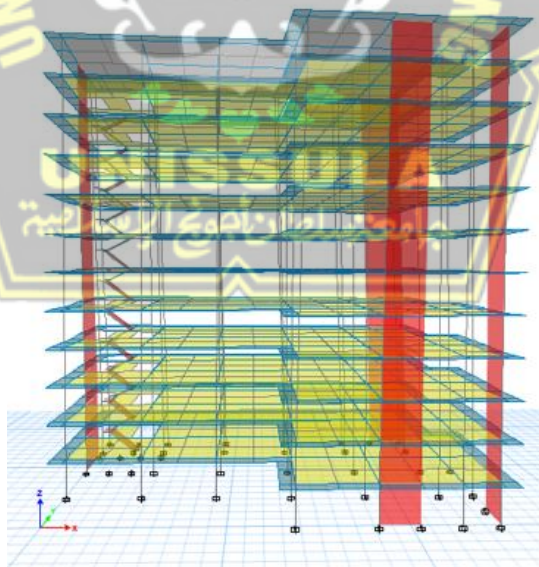


Gambar 4. 41 Bentuk ragam *mode 2*

(sumber: Dokumen Penulis)

Mode 3

Mode ragam pertama struktur menunjukkan gerak rotasi dan mengalami punter terhadap sumbu Z.



Gambar 4. 42 Bentuk ragam *mode 3*

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.13.3 Periode Fundamental

Sesuai ketentuan SNI 1726:2019, periode fundamental struktur dapat dicari dengan rumus :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$\begin{aligned} - T_a &= C_t \times h_n^x & h_n &= 48 \text{ m} \\ &= 0,0488 \times 48^{(0,75)} \\ &= 0,890 \text{ s (batas bawah)} \end{aligned}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,41$ sehingga diperoleh koefisien $C_u = 1,4$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,890 \\ &= 1,246 \text{ s (batas atas)} \end{aligned}$$

Nilai periode berdasarkan mode untuk setiap arah sesuai dengan *output* dari program ETABS V18 adalah sebagai berikut,:

- $T_{cx} = 1,785 \text{ s (mode 2)}$
- $T_{cy} = 1,93 \text{ s (mode 1)}$

Karena $T_a < T_c \leq T_{\max}$, maka didapatkan hasil sebagai berikut:

- $T_x = 1,246 \text{ s}$
- $T_y = 1,246 \text{ s}$

Tabel 4. 28 Modal Period Desain

Case	Mode	Detik
Modal	1	1,930
Modal	2	1,785
Modal	3	1,530
Modal	4	0,580
Modal	5	0,544
Modal	6	0,450
Modal	7	0,294
Modal	8	0,281
Modal	9	0,219
Modal	10	0,180
Modal	11	0,173
Modal	12	0,131
Modal	13	0,123
Modal	14	0,119
Modal	15	0,090
Modal	16	0,088
Modal	17	0,088
Modal	18	0,07
Modal	19	0,069
Modal	20	0,065

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.13.4 Koefisien Respons Seismik

Koefisien Respon Seismik ditentukan pada Pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2019 dengan persamaan seperti dibawah ini:

$$\text{Pada persamaan 2.17 } C_s = \frac{SDS}{R/I_e} = \frac{0,57998}{7/1,5} = 0,1242 \text{ g}$$

- Pada persamaan 2.18, koefisien respons seismic maksimum dihitung seperti dibawah ini :

$$\text{Untuk } T_x, C_{smaks} = \frac{SD1}{T(\frac{R}{I_e})} = \frac{0,40999}{1,246(\frac{7}{1})} = 0,0705 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } T_y, C_{smaks} = \frac{SD1}{T(\frac{R}{I_e})} = \frac{0,40999}{1,246(\frac{7}{1})} = 0,0705 \text{ g}$$

$$C_{smin} = 0,1242 \times SDS \times I_e = 0,1242 \times 0,57998 \times 1 = 0,0705 \text{ g}$$

Karena $C_s > C_{smaks}$ maka digunakan nilai C_{smaks} yang dipakai yaitu = 0,0705 g.

4.13.5 Berat Seismik Tiap Lantai

Berat gempa efektif dihitung dengan menggunakan Pasal 7.7.2 SNI 1726:2019 sebagai berikut : $W_t = D_L + L_L$. Setidaknya 25% dari beban hidup dikurangi untuk ruang penyimpanan, menghasilkan beban gabungan 100% beban mati ditambah 25% beban hidup.

$$W_t = 100\% D_L + 25\% L_L$$

Keterangan :

D_L = Beban mati (berat sendiri) struktur tiap lantai

L_L = Beban hidup (berat berguna) struktur tiap lantai

Penentuan nilai pusat massa tiap lantai didapatkan dari perhitungan volume struktur beton di tiap lantai dan nantinya akan digunakan sebagai beban sendiri. *Output* perhitungan beban tiap lantai yang dihasilkan oleh ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4. 29 Beban Tiap Lantai

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
	kg	kg	m	m	kg	kg
Lantai 12	1124632.54	1124632.54	22.9383	15.5117	1124632.54	1124632.54
Lantai 11	1277674.65	1277674.65	23.5733	15.3961	2402307.19	2402307.19
Lantai 10	1279273.22	1279273.22	23.5485	15.4081	3681580.41	3681580.41
Lantai 9	1279273.22	1279273.22	23.5485	15.4081	4960853.63	4960853.63

Lantai 8	1279273.22	1279273.22	23.5485	15.4081	6240126.85	6240126.85
Lantai 7	1288752.62	1288752.62	23.5488	15.4129	7528879.47	7528879.47
Lantai 6	1299912.62	1299912.62	23.5489	15.418	8828792.09	8828792.09
Lantai 5	1299912.62	1299912.62	23.5489	15.418	10128704.71	10128704.71
Lantai 4	1310112.02	1310112.02	23.5493	15.4229	11438816.73	11438816.73
Lantai 3	1321992.02	1321992.02	23.5494	15.4281	12760808.75	12760808.75
Lantai 2	1332911.42	1332911.42	23.5497	15.4332	14093720.17	14093720.17
Lantai 1	1349430.62	1349430.62	23.493	15.4401	15443150.79	15443150.79

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.13.6 Gaya Geser Statik

Output dari perhitungan gaya geser seismic static yang dihasilkan ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4. 30 Gaya Geser Statik

Story	V _x	V _y
	kN	kN
Story 12	1152,55	1152,55
Story 11	2314,49	2314,49
Story 10	3339,14	3339,14
Story 9	4225,84	4225,84
Story 8	4980,18	4980,18
Story 7	5612,85	5612,85
Story 6	6129,32	6129,32
Story 5	6531,47	6531,47
Story 4	6829,89	6829,89
Story 3	7032,83	7032,83
Story 2	7150,19	7150,19
Story 1	7196,18	7196,18

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.13.7 Gaya Geser Dinamik

Output gaya geser dinamik yang didapatkan oleh ETABS V18 dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4. 31 Gaya Geser Dinamik

Story	Vx	Vy
	kN	kN
Story 12	798,19	801,399
Story 11	1428,89	1423,13
Story 10	1893,57	1866,94
Story 9	2252,30	2198,23
Story 8	2543,78	2459,27
Story 7	2799,43	2689,10
Story 6	3045,31	2916,89
Story 5	3290,37	3153,51
Story 4	3529,98	3392,78
Story 3	3748,70	3615,13
Story 2	3919,13	3789,90
Story 1	4003,45	3876,30

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

4.13.8 Relasi Beban Gempa

Berdasarkan Pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726:20219 hasil gaya geser dinamik struktur pada beban gempa nominal yang disebabkan oleh pengaruh gemparencana pada arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 100% dari nilai respons ragam yang pertama.

$$V_{\text{dinamik}} \geq 100\% V_{\text{statik}}$$

Karena nilai gaya geser static lebih besar dari gaya geser dinamik, maka perlu perhitungan faktor skala gempa.

$$\text{Factor pembesaran gempa arah x} = \frac{7196,3251}{4003,588} = 1,7975x$$

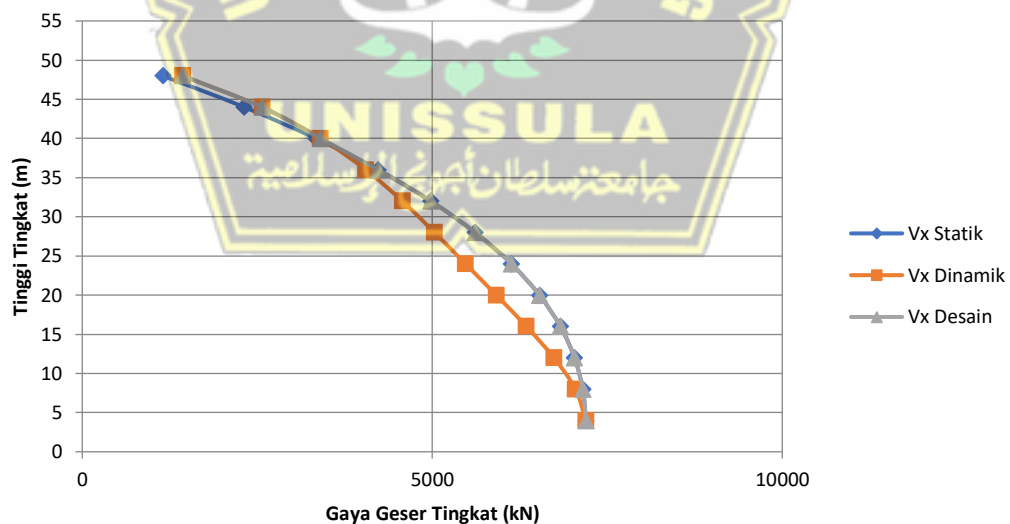
$$\text{Faktor pembesaran gempa arah y} = \frac{7196,325}{3876,4463} = 1,8564x$$

Hasil perbandingan gaya geser gempa dapat dilihat pada Tabel 4.32. Hasil perbandingan distribusi gaya geser gempa dapat dilihat pada Gambar 4.43 an Gambar 4.44.

Tabel 4. 32 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Gaya Geser Dinamik Setelah Gaya Diperbesar

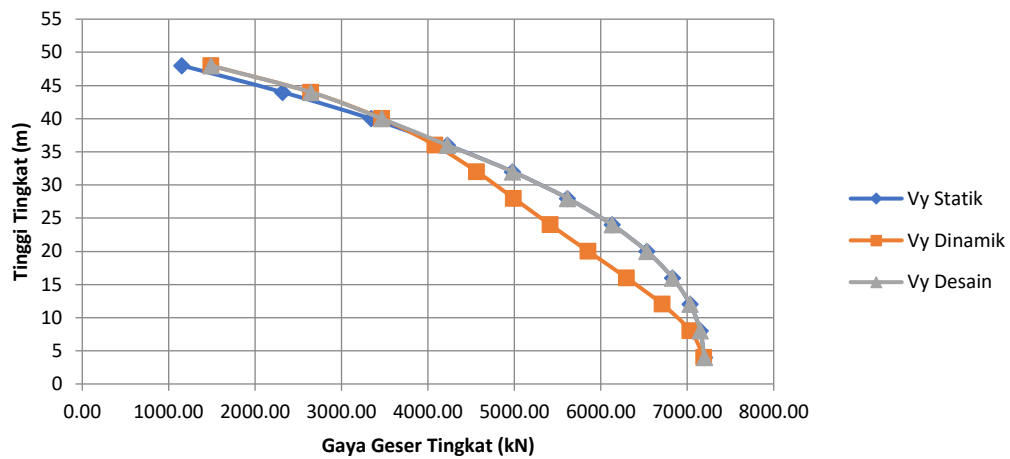
Story	Statik		Dinamik		Dinamik Terkoreksi	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Story 12	1152,55	1152,55	798,19	801,40	1434,75	1487,71
Story 11	2314,49	2314,49	1428,89	1423,13	2568,41	2641,89
Story 10	3339,14	3339,14	1893,57	1866,94	3403,69	3645,78
Story 9	4225,84	4225,84	2252,29	2198,23	4049,66	4080,78
Story 8	4980,18	4980,18	2543,78	2459,27	4572,45	4565,39
Story 7	5612,85	5612,85	2799,43	2689,10	5031,99	4992,04
Story 6	6129,32	6129,32	3045,32	2916,89	5473,96	5414,90
Story 5	6531,47	6531,47	3290,38	3153,51	5914,45	5854,17
Story 4	6829,89	6829,89	3529,98	3392,78	6345,14	6298,34
Story 3	7032,83	7032,83	3748,70	3615,13	6738,28	6711,11
Story 2	7150,19	7150,19	3919,13	3789,90	7044,65	7035,56
Story 1	7196,18	7196,18	4003,45	3876,30	7196,19	7195,96

Sumber : Hasil analisis ETABS V18



Gambar 4. 43 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 44 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.13.9 Gaya Gempa Desain

Selisih antara gaya geser antar lantai yang merupakan gaya gempa rencana suatu lantai ditunjukkan pada Tabel 4.33.

Contoh perhitungan gempa desain :

$$\begin{aligned}
 \text{Story 11 : } F_x &= V_{x11} - V_{x12} \\
 &= 2568,41 - 1434,75 \\
 &= 1133,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 33 Gaya Gempa Desain

Story	Gaya Geser Desain		Gempa Desain	
	Vx	Vy	Fx	Fy
	kN	kN	kN	kN
Story 12	1434,75	1487,712	1434,75	1487,71
Story 11	2568,41	2641,89	1133,67	1154,17
Story 10	3403,69	3465,78	835,28	823,89
Story 9	4225,84	4225,83	822,14	760,05
Story 8	4980,18	4980,18	754,35	754,34
Story 7	5612,85	5612,85	632,67	632,67
Story 6	6129,32	6129,31	516,46	516,46

Story 5	6531,47	6531,47	402,16	402,16
Story 4	6829,89	6829,89	298,42	298,41
Story 3	7032,83	7032,82	202,94	202,93
Story 2	7150,19	7150,18	117,36	117,36
Story 1	7196,19	7196,18	46,01	45,99

Sumber : Hasil analisis ETABS V18

4.14 Kontrol Desain

Kontrol desain dilakukan untuk memastikan efek P-Delta stabil dan batas deviasi antar lantai sesuai dengan Pasal 7.12.1 dan 7.8.7 SNI 1726:2019.

4.14.1 Kontrol Simpangan

Mengacu pada Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2019 faktor-faktor control simpangan sebagai berikut :

Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk struktur SRPMK adalah 5,5

1. Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1
2. Factor redundansi untuk Gedung dengan Kategori Desain Seismik D adalah (ρ) = 1,3
3. Simpangan antar lantai yang diizinkan tidak boleh melebihi pergerakan simpangan antar lantai

Tabel 20 SNI 1726:2019 mencantumkan variasi berikut antara lantai tingkat izin dengan Kategori II sesuai dengan ketentuan Pasal 7.12.1. $\Delta_a = 0,020 \times H_{sx}$
Dimana H_{sx} adalah tinggi tingkat

Berdasarkan Pasal 7.8.6 SNI 1726:2019 agar tercapai syarat simpangan antar lantai dipakai perhitungan seperti dibawah ini:

Δ_e dihasilkan dari hasil ETABS V18

Perhitungan simpangan antar lantai lantai 1:

$$\begin{aligned}
 \Delta_i &= \frac{C_d \times \delta_e}{I_e} \\
 &= \frac{5,5 \times 2,65}{1} \\
 &= 9,73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 3:

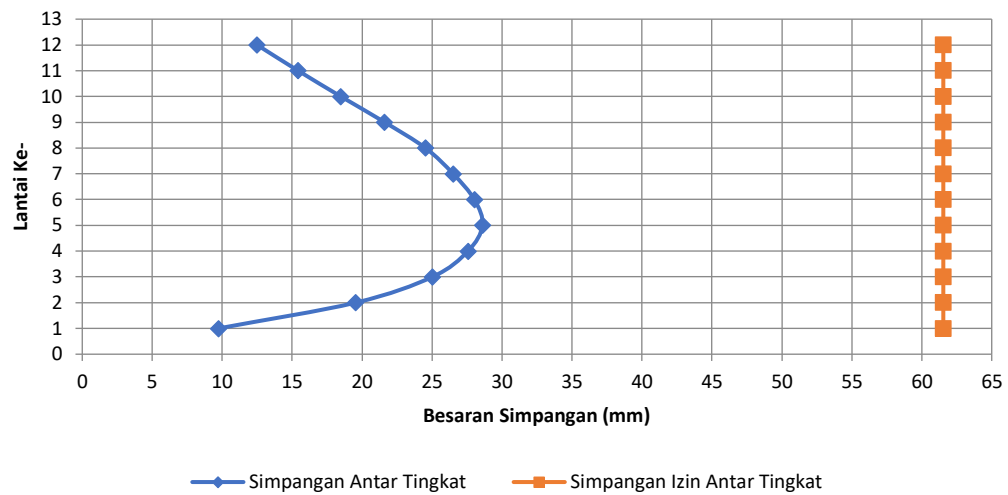
$$\begin{aligned}
 \Delta_{i3} &= \Delta_3 - \Delta_2 \\
 &= 54,30 - 29,27 \\
 &= 25,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.34 dibawah ini menunjukkan nilai simpangan sebagai hasil studi yang dilakukan dengan program ETABS V18 untuk memperhitungkan beban lateral (beban seismik).

Tabel 4. 34 Kontrol Simpangan Arah X

Story	h_{sx} (mm)	Δe (mm)	Δ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_{izin} (mm)	Keterangan
Story 12	4000	70,24	257,55	12,49	61,54	OK
Story 11	4000	66,83	245,05	15,43	61,54	OK
Story 10	4000	62,63	229,63	18,48	61,54	OK
Story 9	4000	57,59	211,15	21,62	61,54	OK
Story 8	4000	51,69	189,53	24,53	61,54	OK
Story 7	4000	45,00	165,00	26,51	61,54	OK
Story 6	4000	37,77	138,50	28,02	61,54	OK
Story 5	4000	30,13	110,47	28,60	61,54	OK
Story 4	4000	22,33	81,87	27,57	61,54	OK
Story 3	4000	14,81	54,30	25,03	61,54	OK
Story 2	4000	7,98	29,27	19,54	61,54	OK
Story 1	4000	2,65	9,73	9,73	61,54	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



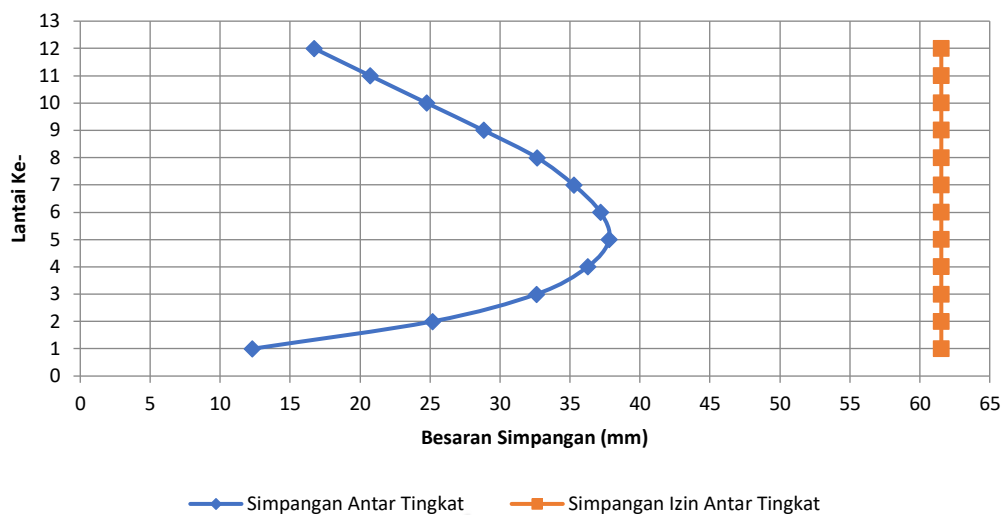
Gambar 4. 45 Simpangan antar tingkat arah X

(Sumber: Dokumen Penulis)

Tabel 4. 35 Kontrol Simpangan Arah Y

Story	h_{sx} (mm)	Δe (mm)	Δ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_{izin} (mm)	Keterangan
Story 12	4000	92,80	340,25	16,72	61,54	OK
Story 11	4000	88,24	323,53	20,72	61,54	OK
Story 10	4000	82,58	302,81	24,76	61,54	OK
Story 9	4000	75,83	278,04	28,82	61,54	OK
Story 8	4000	67,97	249,22	32,64	61,54	OK
Story 7	4000	59,07	216,58	35,27	61,54	OK
Story 6	4000	49,45	181,31	37,18	61,54	OK
Story 5	4000	39,31	144,13	37,80	61,54	OK
Story 4	4000	29,00	106,33	36,26	61,54	OK
Story 3	4000	19,11	70,07	32,60	61,54	OK
Story 2	4000	10,22	37,47	25,17	61,54	OK
Story 1	4000	3,36	12,31	12,31	61,54	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



Gambar 4. 46 Simpangan antar tingkat arah Y

(Sumber : Dokumen Penulis)

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur telah terpenuhi sesuai dengan Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2019.

4.14.2 Kontrol P-Delta

Mengacu pada Pasal 7.8.7 SNI 1726:2019 Pengecekan P-Delta untuk nilai θ adalah ketentuan untuk menentukan kestabilan bangunan terhadap P-Delta.

Untuk memenuhi persyaratan simpangan antar lantai digunakan perhitungan seperti dibawah ini:

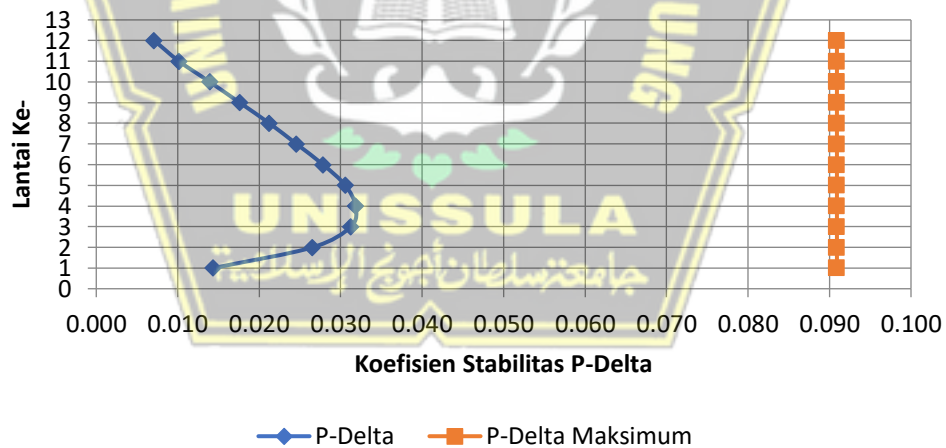
$$\begin{aligned}
 \theta &= \frac{P \times \Delta \times I_e}{V \times H \times C_d} \\
 &= \frac{11994,24 \times 12,49 \times 1}{1434,75 \times 4000 \times 5,5} \\
 &= 0,0071 \\
 \theta_{maks} &= \frac{0,5}{\beta C_d} \\
 &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \\
 &= 0,0909
 \end{aligned}$$

Kontrol P-Delta di kedua arah dapat dilihat pada Tabel 4.36 dan Tabel 4.37.

Tabel 4. 36 Kontrol P-Delta Arah X

Story	h_{sx}	Δ_i	P	Vx	θ	θ_{max}	Keterangan
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
Story 12	4000	12,49	11994,24	1434,75	0,0071	0,0909	STABIL
Story 11	4000	15,43	24817,56	2568,41	0,0102	0,0909	STABIL
Story 10	4000	18,48	37640,88	3403,69	0,0139	0,0909	STABIL
Story 9	4000	21,62	50464,19	4225,84	0,0176	0,0909	STABIL
Story 8	4000	24,53	63287,51	4980,18	0,0213	0,0909	STABIL
Story 7	4000	26,51	76313,23	5612,85	0,0246	0,0909	STABIL
Story 6	4000	28,02	89338,95	6129,32	0,0279	0,0909	STABIL
Story 5	4000	28,60	102364,67	6531,47	0,0306	0,0909	STABIL
Story 4	4000	27,57	115606,92	6829,89	0,0318	0,0909	STABIL
Story 3	4000	25,03	128849,16	7032,83	0,0313	0,0909	STABIL
Story 2	4000	19,54	14322,06	7150,19	0,0265	0,0909	STABIL
Story 1	4000	9,73	155833,38	7196,19	0,0144	0,0909	STABIL

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



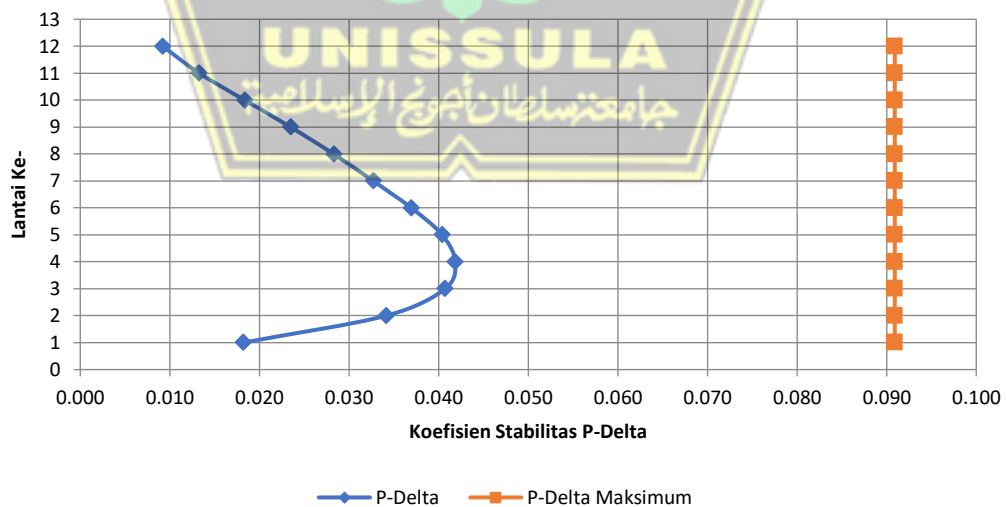
Gambar 4. 47 Kontrol P-Delta arah X

(Sumber: Dokumen Penulis)

Tabel 4. 37 Kontrol P-Delta Arah Y

Story	h_{sx}	Δ_i	P	V_x	θ	θ_{max}	Keterangan
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)			
Story 12	4000	16,72	11994,24	1434,75	0,0092	0,0909	STABIL
Story 11	4000	20,72	24817,56	2568,41	0,0133	0,0909	STABIL
Story 10	4000	24,76	37640,88	3403,69	0,0183	0,0909	STABIL
Story 9	4000	28,82	50464,19	4225,84	0,0235	0,0909	STABIL
Story 8	4000	32,64	63287,51	4980,18	0,0283	0,0909	STABIL
Story 7	4000	35,27	76313,23	5612,85	0,0327	0,0909	STABIL
Story 6	4000	37,18	89338,95	6129,32	0,0369	0,0909	STABIL
Story 5	4000	37,80	102364,67	6531,47	0,0404	0,0909	STABIL
Story 4	4000	36,26	115606,92	6829,89	0,0418	0,0909	STABIL
Story 3	4000	32,60	128849,16	7032,83	0,0407	0,0909	STABIL
Story 2	4000	25,17	14322,06	7150,19	0,0342	0,0909	STABIL
Story 1	4000	12,31	155833,38	7196,19	0,0182	0,0909	STABIL

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18



Gambar 4. 48 Kontrol P-Delta arah Y

(Sumber : Dokumen Penulis)

Karena nilai $\theta < 0,1$ maka tidak perlu mempertimbangkan dampak P-Delta karena nilainya 0,1. Struktur masih dalam keadaan stabil karena nilai max.

4.15 Pengecekan Keridakberaturan

4.15.1 Ketidakberaturan Horizontal

- Ketidakberaturan Torsi

Nilai $\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ dari hasil ETABS V18.

$\delta_{\max} < \delta_{\text{avg}}$ = tanpa ketidakberaturan torsi

$1,2 \delta_{\text{avg}} < \delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{avg}}$ = ketidakberaturan torsi 1a

$\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$ = ketidakberaturan torsi 1b

Tabel 4. 38 Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X			Arah Y		
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek		$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	
		1a	1b		1a	1b
Lantai 12	1,022	OK	OK	1,001	OK	OK
Lantai 11	1,013	OK	OK	1,037	OK	OK
Lantai 10	1,007	OK	OK	1,062	OK	OK
Lantai 9	1,003	OK	OK	1,082	OK	OK
Lantai 8	1,001	OK	OK	1,097	OK	OK
Lantai 7	1,004	OK	OK	1,108	OK	OK
Lantai 6	1,007	OK	OK	1,118	OK	OK
Lantai 5	1,010	OK	OK	1,128	OK	OK
Lantai 4	1,014	OK	OK	1,136	OK	OK
Lantai 3	1,019	OK	OK	1,146	OK	OK
Lantai 2	1,026	OK	OK	1,155	OK	OK
Lantai 1	1,031	OK	OK	1,157	OK	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Dari hasil tabel diatas, maka bangunan ini tidak menunjukkan ketidakberaturan torsi di kedua arah.

Arah X : Tidak terdapat rasio yang lebih dari 1,4 ataupun 1,2

Arah Y : Tidak terdapat rasio yang lebih dari 1,4 ataupun 1,2

4.15.2 Ketidakberaturan Vertikal

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Suatu tingkat memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak jika kekuatan lateralnya kurang dari 80% kekakuan rata-rata dari tiga tingkat di atasnya atau kurang dari 70% dari tingkat di atasnya.

$K_x < 0,7 K(x+1)$ atau $K_x < 0,8 [K(x+1) + K(x+2) + K(x+3)]/3$ = ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a)

$K_x < 0,6 K(x+1)$ atau $K_x < 0,7 [K(x+1) + K(x+2) + K(x+3)]/3$ = ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1b)

K = kekakuan

X = nomor tingkat lantai

Tabel 4. 39 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Lantai 12	412046,022	OK	326704,2	OK
Lantai 11	584520,812	OK	4846545,9	OK
Lantai 10	652617,823	OK	545134,8	OK
Lantai 9	696163,542	OK	581439,3	OK
Lantai 8	731968,294	OK	613800,2	OK
Lantai 7	770064,537	OK	646391,5	OK
Lantai 6	802063,857	OK	675736,7	OK
Lantai 5	845735,272	OK	716145	OK
Lantai 4	922760,845	OK	792565,4	OK
Lantai 3	1074262,42	OK	933296,5	OK
Lantai 2	1459135,81	OK	1280144	OK
Lantai 1	2803613,86	OK	2503147	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Tidak ada ketidakberaturan vertikal pada bangunan ini karena, seperti yang ditunjukkan oleh hasil tabel di atas, tidak ada penyimpangan kekakuan tingkat lunak. 1a dan 1b

- Ketidakberaturan Berat (massa)

Ketidakberaturan Berat yaitu jika massa efektif gabungan dari semua tingkatan melebihi 150.

$M_x > 1,5 M_{(x+1)}$ atau $M_x > 1,5 M_{(x-1)}$ = ketidakberaturan massa

M = Massa

X = nomor tingkat lantai

Tabel 4. 40 Ketidakberaturan Berat (massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Lantai 12	1124632,54	OK
Lantai 11	1282022,19	OK
Lantai 10	1283620,76	OK
Lantai 9	1283620,76	OK
Lantai 8	1283620,76	OK
Lantai 7	1293100,16	OK
Lantai 6	1304260,16	OK
Lantai 5	1304260,16	OK
Lantai 4	1314459,56	OK
Lantai 3	1326339,56	OK
Lantai 2	1337258,96	OK
Lantai 1	1353778,16	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Karena bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan (massa) yang substansial, maka tidak ada ketidakberaturan vertikal 2 sesuai dengan temuan tabel di atas.

- Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Jika kekuatan lateral narasi kurang dari 80 dalam cerita di atasnya, ada diskontinuitas substansial dalam ketidakberaturan.

$V_x < 0,8 V_{(x+1)}$ = ketidakberaturan vertikal 5a

$V_x < 0,65 V_{(x+1)}$ = ketidakberaturan vertikal 5b

Tabel 4. 41 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Lantai 12	1434,75	OK	1487,712	OK
Lantai 11	2568,42	OK	2641,887	OK
Lantai 10	3403,7	OK	3465,781	OK
Lantai 9	4225,84	OK	4225,835	OK
Lantai 8	4980,19	OK	4980,181	OK
Lantai 7	5612,86	OK	5612,852	OK
Lantai 6	6129,32	OK	6129,316	OK
Lantai 5	6531,48	OK	26531,472	OK
Lantai 4	6829,9	OK	6829,889	OK
Lantai 3	7032,84	OK	7032,827	OK
Lantai 2	7150,2	OK	7150,185	OK
Lantai 1	7196,21	OK	7196,178	OK

Sumber : Hasil analisis program ETABS V18

Dari Tabel di atas, gedung ini tidak memiliki diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat, maka tidak terdapat ketidakberaturan vertikal 5a dan 5b.

4.16 Kontrol *Dual System*

25% dari gaya gempa yang dinyatakan dalam desain harus mampu menahan kerangka tahan momen untuk berbagai sistem bangunan. Semua tahanan gaya gempa harus disediakan oleh campuran rangka pemikul momen, dinding geser, atau rangka breising, dengan distribusi yang sebanding dengan kekakuannya.

Tabel 4. 42 Persentase Kontrol *Dual System*

Sumbu	V desain	V shear wall	V Kolom	%V sw	%V kolom	Status
Arah X	7196,19	3225,8789	3970,32	44,82757	55,17243	OK
Arah Y	7196,178	3443,5032	3752,675	47,85183	52,14817	OK

Sumber : Hasil analisis ETABS V18

Kontrol sistem rangka bangunan sesuai dengan hasil perhitungan pada tabel di atas sudah terpenuhi.

4.17 Rekap Hasil Permodelan

Penggunaan struktur sistem rangka pemikul momen unik yang diperkuat dinding geser memberikan hasil yang paling efektif dari berbagai uji coba yang telah dilakukan. Sistem struktur ini dapat disebut dengan struktur system ganda. Hasil rekapan terdpat pada Tabel 4.43.

Tabel 4. 43 Rekap Hasil Permodelan

No.	Jenis Struktur	Keterangan
1.	SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	• Simpangan antar lantai percobaan pertama telah terpenuhi.
2.	SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) dan Dinding Geser	• Simpangan antar lantai pada percobaan ini telah terpenuhi. • Pengecekan P-Delta didapatkan struktur stabil. • Pengecekan Ketidakberaturan untuk ketidakberaturan horizontal (lantai 5 – lantai 12) tidak aman sedangkan ketidakberaturan vertikal sudah aman. • Syarat Sistem Ganda : Rangka pemikul momen hanya menerima gaya lateral sebesar 12.5643% arah x dan arah y menerima gaya lateral sebesar 5.4850%, sehingga dari hasil tersebut sebagian besar gaya lateral ditahan oleh dinding geser maka struktur dapat dikatakan boros.

3.	Dinding Geser	• Simpangan antar lantai memenuhi syarat. • Pengecekan P-Delta didapatkan struktur stabil. • Pengecekan Ketidakberaturan untuk ketidakberaturan horizontal maupun vertikal kedua pengecekan ini masih aman. • Syarat Sistem Ganda : pada percobaan ini Rangka pemikul momen dapat menerima gaya lateral arah x sebesar 55,17243% dan arah y sebesar 52,14817%
----	---------------	--

Dari tiga percobaan di atas, bisa disimpulkan bahwa yang dapat digunakan dalam perancangan ini yaitu menggunakan pilihan atau percobaan ketiga.

4.18 Perancangan Pelat Lantai

Data perancangan yang digunakan dalam merancang desain pelat lantai yaitu:

- Mutu beton, f_c' = 35 MPa
- Mutu baja tulangan, f_y = 420 MPa
- Tebal pelat, h = 150 cm
- Tebal selimut, p = 25 mm
- Tulangan Sengkang, d_s = D10
- Tulangan yang digunakan, d_b = D22
- Tinggi efektif X, d_x

$$= 150 - p - d_s/2$$

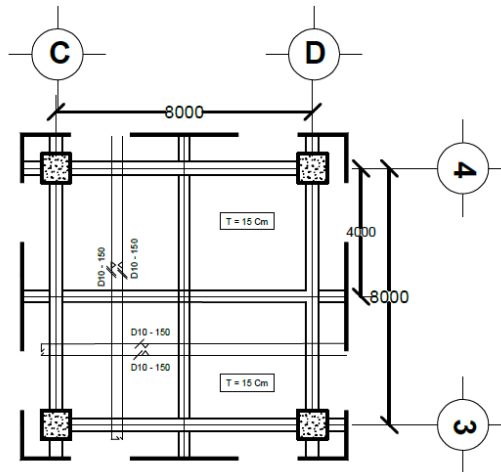
$$= 150 - 25 - 10/2$$

$$= 120$$
- Tinggi efektif Y, d

$$= h - p - d_b - d_s/2$$

$$= 150 - 25 - 22 - 10/2$$

$$= 98$$



Gambar 4.49 Detail Pelat Lantai

(Sumber: Dokumen Penulis)

4.18.1 Mengidentifikasi Pelat Lantai

Pelat ini diidentifikasi untuk mengetahui apakah pelat yang didesain merupakan pelat satu arah atau merupakan pelat dua arah.

$$\frac{L_{ny}}{L_{nx}} \leq 2$$

$$\frac{4}{4} \leq 2$$

$1 \leq 2$ (termasuk pelat lantai dua arah)

4.18.2 Analisa Pembebanan

Beban Mati :

Berat pelat lantai = $0,125 \times 24 = 3 \text{ KN/m}^2$

Berat Pasir setebal 1 cm = $0,01 \times 16 = 0,16 \text{ KN/m}^2$

Berat spesi setebal 3 cm = $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/m}^2$

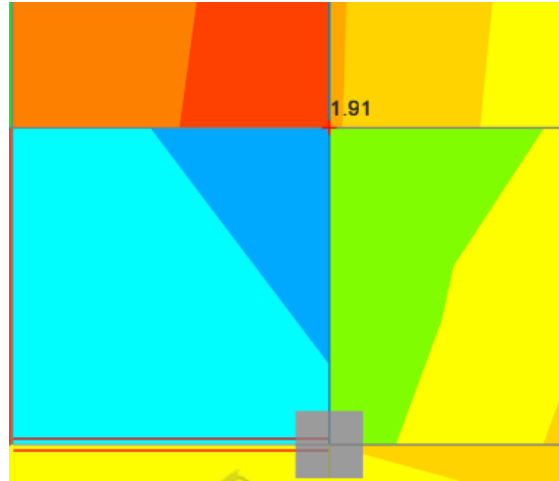
Berat keramik tebal 1 cm = $0,01 \times 22 = 0,22 \text{ KN/m}^2$

Berat plafond penggantung = $0,2 \text{ KN/m}^2$

Berat instalasi ME = $0,25 \text{ KN/m}^2$

Total = $4,49 \text{ KN/m}^2$

4.18.3 Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor



Gambar 4. 50 Gaya dalam Pelat Lantai

(Sumber : program ETABS V18)

Momen rencana maksimum pelat = 1,91 KN/m

Beban Hidup :

Pada gedung hotel = 4,79 KN/m²

Beban Ultimate Rencana

$$\begin{aligned} 1,2 \text{ qd} + 1,6 \text{ ql} &= 1,2 \times 4,49 + 1,6 \times 4,79 \\ &= 13,028 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

4.18.4 Penulangan Pelat

- Untuk $f_c' > 30$ Mpa, maka:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 35}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 35}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan saat kondisi seimbang

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{420} \times \frac{600}{(600 + 420)} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen tahanan maksimal

$$\begin{aligned}
 R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[\left(\frac{1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{(0,85 \times f_c')} \right) \right] \\
 &= 0,75 \times 0,03 \times 420 \times \left[\left(\frac{1 - 0,5 \times 0,75 \times 0,03 \times 420}{(0,85 \times 35)} \right) \right] \\
 &= 8,7678
 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi kekuatan lentur

$$\Phi = 0,80$$

- Jarak tulangan pada sisi luar beton

$$\begin{aligned}
 d_s &= t_s + \frac{D}{2} \\
 &= 25 + \frac{10}{2} \\
 &= 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal efektif pelat lantai

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 150 - 30 \\
 &= 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Meninjau pelat lantai selebar 1 m

$$b = 100 \text{ cm}$$

- Momen nominal rencana

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\Phi} \\
 &= \frac{1,918}{0,80} \\
 &= 2,398 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n \times 10^{-6}}{(b \times d^2)} \\
 &= \frac{2,398 \times 10^{-6}}{(1000 \times 120^2)} \\
 &= 0,166
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max}$$

$$0,166 < 8,7678 \quad (\text{OK})$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{(0,85 \times f_c')}} \right]$$

$$= 0,85 \times \frac{35}{420} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,166}{(0,85 \times 35)}} \right]$$

$$= 0,0004$$

- Rasio tulangan minimal

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

Rasio tulangan yang diambil rasio yang terbesar antara rasio ρ dan $\rho_{\min}$ Maka dapat nilai rasio diambil sebesar 0,0025

- Luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0025 \times 1000 \times 120$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan yang dipakai

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 261,7 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimal

$$s_{\max} = 2 \times h$$

$$= 2 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimal

$$s_{\max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak Sengkang yang dipakai

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Dipakai jarak sengkang

$$s = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang digunakan D10 – 150

- Luas tulangan terpakai

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{150}$$

$$= 523 \text{ mm}^2$$

4.18.5 Kontrol Lendutan Pelat

- Modulus elastisitas Beton

$$\begin{aligned}E_c &= 4700 \times \sqrt{f'c'} \\&= 4700 \times \sqrt{35} \\&= 27806 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Modulus elastis baja tulangan

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

- Beban merata pada pelat

$$\begin{aligned}Q &= Q_D + Q_L \\&= 4,49 + 4,79 \\&= 9,280 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

- Panjang pelat

$$L_x = 400 \text{ cm}$$

- Batas lendutan maksimal yang disyaratkan

$$\begin{aligned}\frac{Lx}{240} &= \frac{4000}{240} \\&= 16,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Momen Inersia brutto penampang pelat

$$\begin{aligned}I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\&= \frac{1}{12} \times 1000 \times 150^3 \\&= 281250000 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

- Modulus keruntuhan lentur beton

$$\begin{aligned}F_r &= 0,7 \times \sqrt{f'c'} \\&= 0,7 \times \sqrt{35} \\&= 4,141 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Nilai perbandingan modulus elastis

$$\begin{aligned}n &= \frac{E_s}{E_c} \\&= \frac{200000}{27806} \\&= 7,193\end{aligned}$$

- Jarak garis normal pada sisi atas beton

$$\begin{aligned} c &= n \times A_s / b \\ &= 7,193 \times 523 / 1000 \\ &= 3,764 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Inersia penampang retak yang diubah menjadi beton

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ &= \frac{1}{3} \times 1000 \times 3,764^3 + 7,193 \times 523 \times (120 - 3,764)^2 \\ &= 50875405 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- $Y_t = \frac{h}{2}$
 $= \frac{150}{2}$
 $= 75 \text{ mm}$

- Momen retak

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times \frac{I_g}{y_t} \\ &= 4,141 \times \frac{50875405}{70} \\ &= 15529709 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Momen maksimum akibat beban

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 9,280 \times 4000^2 \\ &= 18560000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Inersia efektif untuk lendutan

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\ &= \left(\frac{15529709}{18560000} \right)^3 \times 281250000 + \left[1 - \left(\frac{15529709}{18560000} \right)^3 \right] \times 50875405 \\ &= 185830927 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Lendutan elastis sesaat diakibatkan beban hidup dan beban mati

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{5}{384} \times Q \times \frac{L^4}{E_c \times I_e} \\ &= \frac{5}{384} \times 9,280 \times \frac{4000^4}{27806 \times 185830927} \\ &= 5,987 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan slab lantai

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{523}{1000 \times 120} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

- Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun)
nilai:

$$\begin{aligned}s &= 2 \\ \lambda &= \frac{s}{1+50+\rho} \\ &= \frac{2}{1+50+0,0044} \\ &= 1,6420\end{aligned}$$

- Lendutan jangka Panjang akibat rangkai dan susut

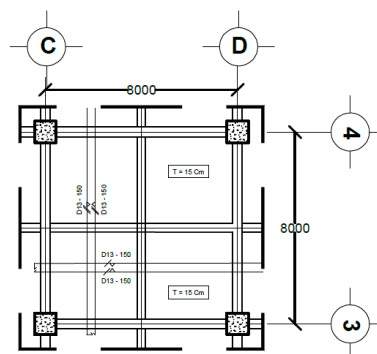
$$\begin{aligned}\delta_g &= \lambda \times 5 / 384 \times Q \times Lx^4 / (Ec \times Ie) \\ &= 1,6420 \times 5 / 384 \times 9,280 \times 4000^4 / (27806 \times 185830927) \\ &= 9,830 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Lendutan total

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_e + \delta_g \\ &= 5,987 + 9,830 \\ &= 15,816 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Syarat

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &\leq \frac{Lx}{240} \\ 15,816 &\leq \frac{4000}{240} \\ 15,816 &\leq 16,67 \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 51 Detail Pelat Lantai

(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 44 Detail Penulangan Pelat Lantai

Kesimpulan		
Type plat	S1	S2
Cek Momen Tahanan	OK	OK
Cek Kapasitas	OK	OK
Tulangan Pelat	D10-150	D8-150

Sumber : hasil analisis data

4.19 Perancangan Balok

Pada perancangan balok ini menggunakan satu contoh perhitungan yang diambil dari hasil program ETABS V18 yaitu Balok G1 40/80 cm dengan panjang balok 8 meter.

Data balok yang direncanakan :

- Panjang balok, L = 8000 mm
- Tinggi balok, h = 800 mm
- Lebar balok, b = 400 mm
- Mutu Tulangan, f_y = 420 mm
- Mutu beton, f_c' = 35 mm
- Tebal selimut, c_c = 30 mm
- Tulangan longitudinal, d_b = D-22
- Tulangan transversal, d_s = D-10
- β_1 = $0,65 \leq 0,85 - 0,05 \times (f_c' - 28) / 7 \leq 0,85$
= 0,8357
- Tinggi efektif balok, d = $h - c_c - d_s - d_b/2$
= $800 - 30 - 10 - 22/2$
= 749 mm

4.19.1 Syarat Gaya dan Geometri Balok

- Syarat Gaya Aksial (Pasal 18.6.4.7 SNI 2847:2019)

$$P_u \leq 0,1 \times A_g \times f_c'$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 4 \times 8$$

$$= 36 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq 0,1 A_g x f_c'$$

$$0 \leq 0,1 \times 36 \times 35$$

$$0 \leq 126 \quad (\text{OK})$$

- Syarat Tinggi Efektif (Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019)

$$L_n \geq 4d$$

$$L_n = L - \text{Panjang kolom}$$

$$= 8000 - 900$$

$$= 7100 \text{ mm}$$

$$L_n \geq 4d$$

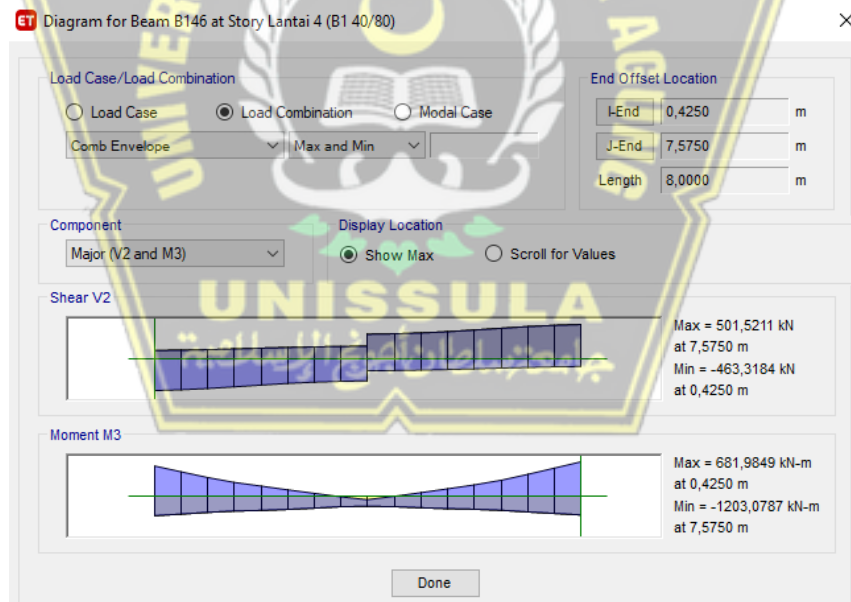
$$7100 \geq 2596 \quad (\text{OK})$$

- Syarat Lebar (Pasal 18.6.2.1 SNI 2847:2019)

$$b \geq \min(0,3h ; 250 \text{ mm})$$

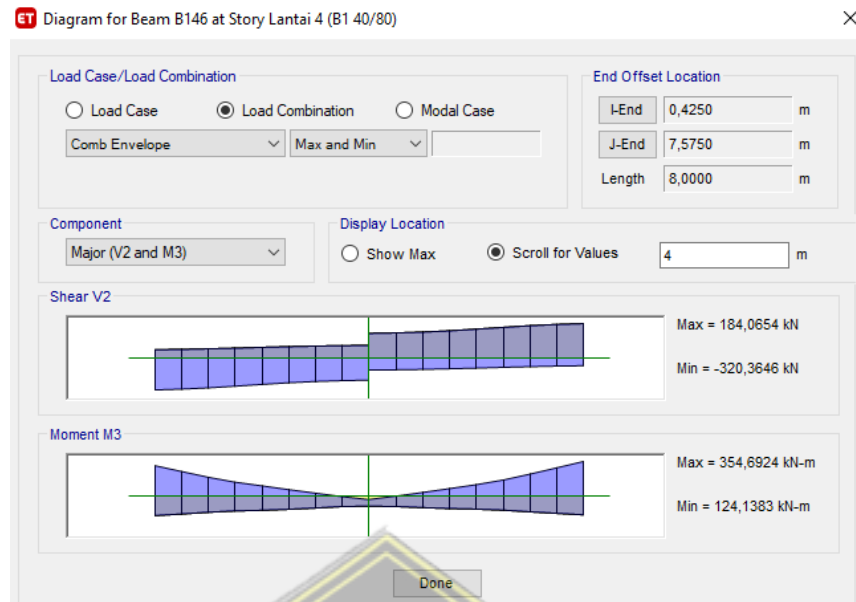
$$400 \geq \min(210 ; 250 \text{ mm})$$

4.19.2 Perhitungan Tulangan Lentur



Gambar 4. 52 Output Mu Tumpuan Balok G1 40x80

(Sumber : Permodelan program ETABS)



Gambar 4. 53 Output Mu Lapangan Balok G1 40x80

(Sumber : Permodelan program ETABS)

Gambar 4.52 dan Gambar 4.53 merupakan output gaya gaya dalam balok G1 40x80, untuk detailnya dapat dilihat pada Tabel 4.45.

Tabel 4. 45 Gaya Dalam Balok G1 40x80

Gaya Dalam Balok G1 40x80		
Mu Tumpuan (-)	1203,08	kNm
Mu Tumpuan (+)	681,9849	kNm
Mu Lapangan (-)	121,14383	kNm
Mu Lapangan (+)	354,6942	kNm

- Desain Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

$$M_u = 1203,08 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah perhitungan penulangan tumpuan lentur:

1. Menghitung tulangan awal

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \\
 &= \frac{120308000}{420 \times (749 - \frac{174,414}{2})} \\
 &= 4328,352 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan 2 lapis tulangan utama 13D22

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times \pi/4 d b^2$$

$$= 13 \times 3,14/4 \times 22^2$$

$$= 4941,725 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$$

$$4328,352 \text{ mm}^2 < 4941,725 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{4941,725 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400}$$

$$= 174,414 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{174,414}{749}$$

$$= 0,23$$

$$a_{tcl} = 0,375 \times \beta_1$$

$$= 0,375 \times 0,85$$

$$= 0,32$$

$$\frac{a}{d} < \frac{a_{tcl}}{d}$$

$$0,23 < 0,32 \text{ (OK) desain tulangan under-reinforced}$$

3. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$= 0,9 \times 4941,725 \times 420 \left[649 - \frac{174,414}{2} \right]$$

$$= 1236,211 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1236,211 \text{ kNm} > 1203,079 \text{ kNm (OK)}$$

4. Cek As minimum

Berdasarkan Pasal 9.6.1.2 SNI 2847:2019

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} 400 \times 749$$

$$= 1055,034 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min2}} = \frac{1,4}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{1,4}{4 \times 420} 400 \times 749$$

$$= 998,667 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ min } 1} > A_{s \text{ min } 2}$$

$$4941,725 \text{ mm}^2 > 1055,034 \text{ mm}^2 > 998,667 \text{ mm}^2$$

5. Cek rasio tulangan

Berdasarkan Pasal 18.6.3 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= \frac{4941,725}{400 \times 749} \\ &= 0,0165 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks } 1} &= \beta_1 \frac{0,75 f_{c'} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]}{f_{c'}} \\ &= 0,8 \frac{0,75 \times 35 \left[\frac{600}{600 + 420} \right]}{35} \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho < \rho_{\text{maks } 1} & \quad \rho < \rho_{\text{maks } 2} \\ 0,0165 < 0,025 & \quad 0,0165 < 0,025 \end{aligned}$$

6. Kontrol jarak tulangan

Berdasarkan Pasal 25.2.1 SNI 2847:2019, jarak bersih lebih dari diameter tulangan dan 25mm

Tulangan utama 13D22

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - (2x Cc) - (2x ds) - (n x db)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 30) - (2 \times 10) - (13 \times 22)}{13 - 1} \\ &= 2,833 \text{ mm} < 25 \text{ mm (TIDAK)} \end{aligned}$$

Karena $s < 25 \text{ mm}$, maka digunakan 2 lapis tulangan.

- Desain Penulangan Lentur Tumpuan Positif

$$M_u = 681,9849 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah perhitungan penulangan tumpuan lentur:

1. Menghitung tulangan awal

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{f_y \times (d - a/2)}$$

$$= \frac{681,9849000}{420 \times \left(749 - \frac{93,915}{2}\right)}$$

$$= 2312,928 \text{ mm}^2$$

Digunakan 1 lapis tulangan utama 7D22

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times \pi/4 d b^2$$

$$= 7 \times 3,14/4 \times 22^2$$

$$= 2660,929 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ pakai}}$$

$$2312,928 \text{ mm}^2 < 2660,929 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_{c'x} \times b}$$

$$= \frac{2660,929 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400}$$

$$= 93,915 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{93,915}{749}$$

$$= 0,12$$

$$a_{tcl} = 0,375 \times \beta_1$$

$$= 0,375 \times 0,85$$

$$= 0,32$$

$$\frac{a}{d} < \frac{a_{tcl}}{d}$$

$$0,12 < 0,32 \text{ (OK) desain tulangan under-reinforced}$$

3. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$= 0,9 \times 2660,929 \times 420 \left[749 - \frac{93,915}{2} \right]$$

$$= 706,136 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$706,136 \text{ kNm} > 681,985 \text{ kNm (OK)}$$

4. Cek As minimum

Berdasarkan Pasal 9.6.1.2 SNI 2847:2019

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_{c'}}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} 400 \times 749$$

$$= 1055,034 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}2} &= \frac{1,4}{4 f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{4 \times 420} 400 \times 749 \\ &= 998,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}3} &= 0,5 \times A_s \text{ tumpuan negatif} \\ &= 0,5 \times 4941,725 \\ &= 2470,863 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ min}1} > A_{s \text{ min}2} > A_{s \text{ min}3}$$

$$2660,929 \text{ mm}^2 > 1055,034 \text{ mm}^2 > 998,667 \text{ mm}^2 > 2470,863 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

5. Cek rasio tulangan

Berdasarkan Pasal 18.6.3 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b d} \\ &= \frac{2660,929}{400 \times 749} \\ &= 0,0089 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}1} &= \beta_1 \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,8 \frac{0,85 \times 35}{35} \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}2} = 0,025$$

Cek rasio tulangan

$$\rho < \rho_{\text{maks}1}$$

$$0,0089 < 0,025$$

$$\rho < \rho_{\text{maks}2}$$

$$0,0089 < 0,025$$

6. Jarak tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1, jarak bersih lebih dari diameter tulangan dan 25mm

Tulangan utama 7D22

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - (2x C_c) - (2x d_s) - (n x d_b)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 30) - (2 \times 10) - (7 \times 22)}{7 - 1} \\ &= 27,667 \text{ mm} > 25 \text{ mm (IYA)} \end{aligned}$$

Karena $s > 25$ mm, maka digunakan 1 lapis tulangan.

- Desain Penulangan Lentur Lapangan Negatif

$$M_u = 124,1383 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah perhitungan penulangan tumpuan lentur:

1. Menghitung tulangan awal

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \\ &= \frac{124.1383000}{420 \times (749 - \frac{53,666}{2})} \\ &= 409,278 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan 1 lapis tulangan utama 4D22

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= n \times \pi/4 d b^2 \\ &= 4 \times 3,14/4 \times 22^2 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ pakai}}$$

$$409,278 \text{ mm}^2 < 1520,531 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{1520,531 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} \\ &= 53,666 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{53,666}{749} \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{tcl} &= 0,375 \times \beta_1 \\ &= 0,375 \times 0,85 \\ &= 0,32 \end{aligned}$$

$$\frac{a}{d} < \frac{a_{tcl}}{d}$$

$0,7 < 0,32$ (OK) desain tulangan *under-reinforced*

3. Cek momen nominal actual

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \left[d - \frac{a}{2} \right] \\ &= 0,9 \times 1520,531 \times 420 \left[749 - \frac{53,666}{2} \right] \end{aligned}$$

$$= 415,073 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$415,703 \text{ kNm} > 124,138 \text{ kNm (OK)}$$

4. Cek As minimum

Berdasarkan Pasal 9.6.1.2 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b d \\ &= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} 400 \times 749 \\ &= 1055,034 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{4 f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{4 \times 420} 400 \times 749 \\ &= 998,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,25 \times A_s \text{ tumpuan negatif} \\ &= 0,25 \times 4941,725 \\ &= 1235,431 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ min } 1} > A_{s \text{ min } 2} > A_{s \text{ min } 3}$$

$$1520,531 \text{ mm}^2 > 1055,034 \text{ mm}^2 > 998,667 \text{ mm}^2 > 1235,431 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

5. Cek rasio tulangan

Berdasarkan Pasal 18.6.3 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b d} \\ &= \frac{1520,531}{400 \times 749} \\ &= 0,0051 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks } 1} &= \beta_1 \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,8 \frac{0,85 \times 35}{35} \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025$$

Cek rasio tulangan

$$\rho < \rho_{\text{maks } 1}$$

$$0,0051 < 0,0224$$

$$\rho < \rho_{\text{maks } 2}$$

$$0,0051 < 0,025$$

6. Jarak tulangan

Berdasarkan Pasal 25.2.1 SNI 2847:2019 jarak bersih lebih dari diameter tulangan dan 25mm

Tulangan utama 4D22

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - (2x Cc) - (2x ds) - (n x db)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2x 30) - (2x 10) - (4x 22)}{4 - 1} \\ &= 77,333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (IYA)} \end{aligned}$$

Karena $s > 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

- Desain Penulangan Lentur Lapangan Positif

$$M_u = 354,692 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah perhitungan penulangan tumpuan lentur:

1. Menghitung tulangan awal

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y x (d - \frac{a}{2})} \\ &= \frac{354692000}{420 x (749 - \frac{53,666}{2})} \\ &= 1169,405 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan 1 lapis tulangan utama 4D22

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= n x \pi / 4 d b^2 \\ &= 4 x 3,14 / 4 x 22^2 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$$

$$1169,405 \text{ mm}^2 < 1520,531 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c x b} \\ &= \frac{1520,531 x 420}{0,85 x 35 x 400} \\ &= 53,666 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{53,666}{749} \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

$$a_{tcl} = 0,375 x \beta_1$$

$$= 0,375 \times 0,85$$

$$= 0,32$$

$$\frac{a}{d} < \frac{atcl}{d}$$

0,07 < 0,32 (OK) desain tulangan *under-reinforced*

3. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$= 0,9 \times 1520,531 \times 420 \left[749 - \frac{53,666}{2} \right]$$

$$= 415,073 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$415,073 \text{ kNm} > 354,692 \text{ kNm (OK)}$$

4. Cek A_s minimum

Berdasarkan Pasal 9.6.1.2 SNI 2847:2019

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} 400 \times 749$$

$$= 1055,034 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min2}} = \frac{1,4}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{1,4}{4 \times 420} 400 \times 749$$

$$= 998,667 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min3}} = 0,25 \times A_s \text{ tumpuan negatif}$$

$$= 0,25 \times 4941,725$$

$$= 1235,431 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ min1}} > A_{s \text{ min2}} > A_{s \text{ min3}}$$

$$1520,531 \text{ mm}^2 > 1055,034 \text{ mm}^2 > 998,667 \text{ mm}^2 > 1235,431 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

5. Cek rasio tulangan

Berdasarkan Pasal 18.6.3 SNI 2847:2019

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$= \frac{1520,531}{400 \times 749}$$

$$= 0,0051$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{maks } 1} &= \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_c} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,8 \frac{0,85 \times 35}{35} \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025$$

Cek rasio tulangan

$$\rho < \rho_{\text{maks } 1}$$

$$0,0051 < 0,025$$

$$\rho < \rho_{\text{maks } 2}$$

$$0,0051 < 0,025$$

6. Jarak tulangan

Berdasarkan Pasal 25.2.1 SNI 2847:2019, jarak bersih lebih dari diameter tulangan dan 25mm

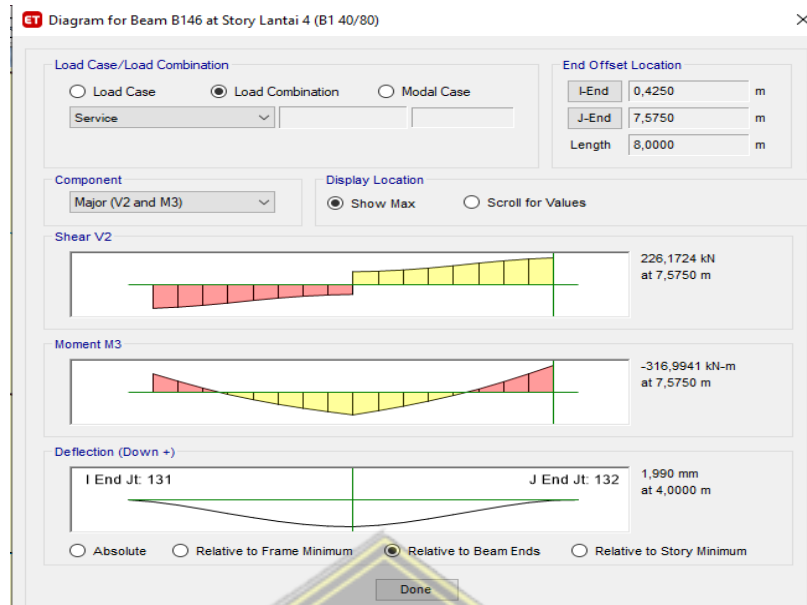
Tulangan utama 4D22

$$\begin{aligned}s &= \frac{b - (2x Cc) - (2x ds) - (n x db)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2x 30) - (2x 10) - (4x 22)}{4 - 1} \\ &= 77,333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (IYA)}\end{aligned}$$

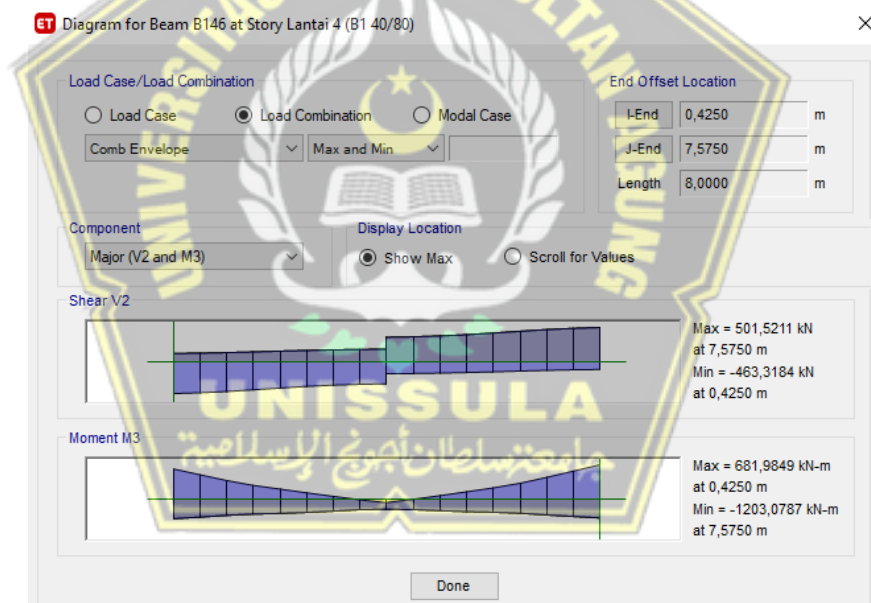
Karena $s > 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

4.19.3 Perhitungan Tulangan Geser

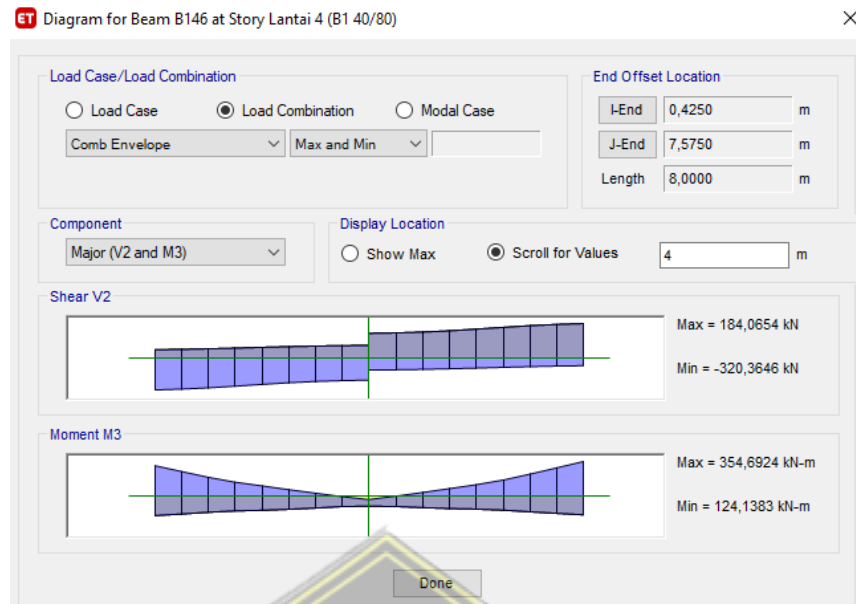
Tulangan geser didesain untuk menopang gaya horizontal agar suatu bangunan aman terhadap beban gempa.



Gambar 4. 54 Output V_g Tumpuan
(Sumber : Permodelan program ETABS)



Gambar 4. 55 Output V_u Tumpuan
(Sumber : Permodelan program ETABS)



Gambar 4. 56 Output V_u Lapangan

(Sumber : Permodelan program ETABS)

- Desain Penulangan Geser Tumpuan
Langkah – Langkah perhitungan tulangan geser tumpuan:

1. Kapasitas Momen

- Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned} Apr^- &= 1,25 \times a \\ &= 1,25 \times 714,414 \\ &= 218,017 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^- &= 1,25 \times A_s \times f_y \left[d - \frac{Apr^-}{2} \right] \\ &= 1,25 \times 4941,725 \times 420 \left[749 - \frac{218,017}{2} \right] \\ &= 1660397253 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Tumpuan Positif

$$\begin{aligned} Apr^+ &= 1,25 \times a \\ &= 1,25 \times 93,915 \\ &= 117,394 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^+ &= 1,25 \times A_s \times f_y \left[d - \frac{Apr^+}{2} \right] \\ &= 1,25 \times 2660,929 \times 420 \left[749 - \frac{93,915}{2} \right] \\ &= 964344861 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{sway}} (V_{pr}) &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{ln} \\
 &= \frac{1660397253 + 964344861}{7100} \\
 &= 369682 \text{ N} \\
 &= 369,682 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Diagram gaya geser

$$\begin{aligned}
 V_g &= \frac{W_u \times L}{2} \\
 &= 226,1724 \text{ kN} \\
 V_u &= V_{\text{sway}} + V_g \\
 &= 369,682 \text{ kN} + 226,1724 \text{ kN} \\
 &= 595,854 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{\text{sway}} > 0,5 V_u \text{ (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2)}$$

$$369,682 \text{ kN} > 0,5 \times 595,854$$

$$369,682 \text{ kN} > 297,927 \quad (\text{OK})$$

$$P_u < \frac{A_g \times f_{c'} }{20}$$

$$0 < \frac{(800 \times 400) \times 35}{20}$$

$$0 \text{ kN} < 560 \text{ kN}$$

$$\text{Maka } V_c = 0$$

3. Syarat jarak Sengkang

Sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4, sengkang tertutup pertama dipasang 50 mm dari muka kolom, dan sengkang tertutup berikut dipasang tidak lebih dari:

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \quad \frac{d}{4} &= \frac{749}{4} \\
 &= 187,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \quad 6d_b &= 6 \times 22 \\
 &= 132 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan Sengkang 4kaki D10-80mm dengan $A_v = 314,159 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 A_v &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\
 &= 4 \times 3,14/4 \times 10^2 \\
 &= 314,159 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{314,159 \times 420 \times 749}{80}$$

$$= 1235353 \text{ kN}$$

4. Cek Geser nominal actual

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66\sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0,66\sqrt{35} \times 400 \times 749 \\ &= 1169822 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 0 + 1169822 \\ &= 1169822 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1$$

$$\frac{0,75 \times 1169822}{595854} \geq 1$$

$$1,472 \geq 1 \quad (\text{OK})$$

- Desain Penulangan Geser Lapangan

Langkah – Langkah perhitungan tulangan geser lapangan:

1. Kapasitas Momen

2. Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned} Apr^- &= 1,25 \times a \\ &= 1,25 \times 714,414 \\ &= 218,017 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^- &= 1,25 \times A_s \times f_y \left[d - \frac{Apr^-}{2} \right] \\ &= 1,25 \times 4941,725 \times 420 \left[749 - \frac{218,017}{2} \right] \\ &= 1660397253 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

3. Tumpuan Positif

$$\begin{aligned} Apr^+ &= 1,25 \times a \\ &= 1,25 \times 93,915 \\ &= 117,394 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^+ &= 1,25 \times A_s \times f_y \left[d - \frac{Apr^+}{2} \right] \\ &= 1,25 \times 2660,929 \times 420 \left[749 - \frac{93,915}{2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 964344861 \text{ Nmm} \\
 V_{\text{sway}} (V_{\text{pr}}) &= \frac{M_{\text{pr}1} + M_{\text{pr}2}}{L_n} \\
 &= \frac{1660397253 + 964344861}{7100} \\
 &= 369682 \text{ N} \\
 &= 369,682 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Diagram gaya geser

$$\begin{aligned}
 V_g &= \frac{W_u \times L}{2} \\
 &= 226,1724 \text{ kN} \\
 V_e &= V_{\text{pr}} + V_g \\
 &= 369,682 \text{ kN} + 226,1724 \text{ kN} \\
 &= 595,854 \text{ kN} \\
 V_{\text{sway}} &> 0,5 V_e \text{ (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2)} \\
 369,682 \text{ kN} &> 297,927 \text{ (OK)} \\
 P_u &< \frac{A_g \times f_c'}{20} \\
 0 &< \frac{(800 \times 400) \times 35}{20} \\
 0 \text{ kN} &< 560 \text{ kN} \\
 \text{Maka } V_c &= 0
 \end{aligned}$$

5. Syarat jarak Sengkang

Sesuai dengan Pasal 18.6.4.4 SNI 2847:2019, sengkang tertutup pertama dipasang 50 mm dari muka kolom, dan sengkang tertutup berikut dipasang dibawah dari:

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \quad \frac{d}{2} &= \frac{749}{4} \\
 &= 374,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan Sengkang 3 kaki D10-D150 mm dengan $A_v = 235,619 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 A_v &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\
 &= 3 \times 3,14/4 \times 10^2 \\
 &= 235,619 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{235,619 \times 420 \times 749}{150}$$

$$= 494141 \text{ N}$$

6. Cek Geser nominal actual

$$\text{Batas } V_s = 0,66\sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,66\sqrt{35} \times 400 \times 749$$

$$= 1169822 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17\sqrt{35} \times 400 \times 749$$

$$= 301318 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 301318 + 494141$$

$$= 320364,6 \text{ N}$$

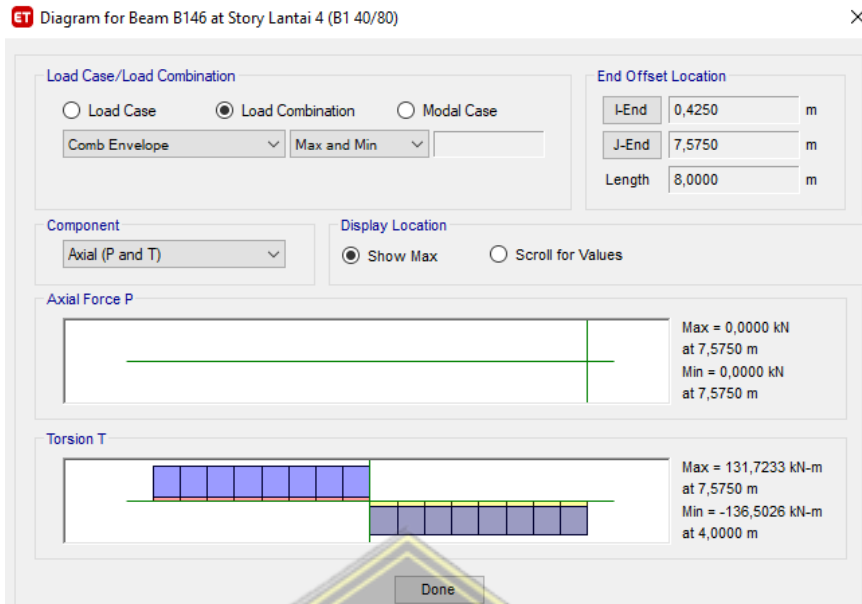
$$\frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1$$

$$\frac{0,75 \times 320364,6}{795459} \geq 1$$

$$1,862 \geq 1 \quad (\text{OK})$$

4.19.4 Perhitungan Tulangan Torsi

Momen torsi dihasilkan pada program ETABS V18 dengan nilai momen sebesar 136,5026 kNm.



Gambar 4. 57 Nilai Torsi

(Sumber: Permodelan program ETABS)

$$T_u = 136,5026 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{136,5026}{0,75} \\ &= 182 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Langkah-langkah menghitung analisis tulangan torsi pada balok menggunakan cara seperti dibawah ini :

1. Menghitung luas penampang dan keliling balok

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 400 \times 800 \\ &= 320000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2(400 + 800) \\ &= 2(1200) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Luas penampang dan keliling dibatasi Senggang

$$\begin{aligned} X_o &= b - 2c_c - d_s \\ &= 400 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 330 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_o &= h - 2c_c - d_s \\ &= 800 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 730 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= x_o \times y_o \\ &= 330 \times 730 \\ &= 240900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 240900 \\ &= 204765 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (x_o + y_o) \\ &= 2 \times (330 + 730) \\ &= 2120 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Pengecekan dimensi penampang

$$\sqrt{\left[\frac{V_u}{bxd}\right]^2 + \left[\frac{T_{ux}Ph}{1,7 \times A_{oh}^2}\right]^2} \leq \phi \left[\frac{V_u}{bxd} + 0,66\sqrt{f'c'}\right] \quad \text{SNI 2847:2019 Pasal 22.7.7.1}$$

$$\sqrt{\left[\frac{V_c}{bxd}\right]^2 + \left[\frac{T_{ux}Ph}{1,7 \times A_{oh}^2}\right]^2} = \sqrt{\left[\frac{595854}{400 \times 749}\right]^2 + \left[\frac{62473803 \times 2120}{1,7 \times 240900^2}\right]^2} = 2,400 \text{ MPa}$$

$$\phi \left[\frac{V_u}{bxd} + 0,66\sqrt{f'c'}\right] = 0,75 \left[\frac{301318}{400 \times 749} + 0,66\sqrt{35}\right] = 3,683 \text{ MPa}$$

$$2,400 \text{ MPa} \leq 3,683 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

4. Torsi minimum

$$T_{u \min} = 0,33\sqrt{f'c'} \times \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right] \quad \text{SNI 2847:2019 Pasal 22.7.4.1}$$

$$= 0,33 \times \sqrt{35} \times \left[\frac{320000^2}{2400}\right]$$

$$= 83298403$$

$$= 83,29 \text{ kNm}$$

$$T_u > T_{u \min}$$

$$136,5026 \text{ kNm} > 83,29 \text{ kNm} \quad (\text{butuh tulangan torsi})$$

5. Perhitungan kebutuhan tulangan transversal penopang torsi

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 240900 \\ &= 149940 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2 A_o \times A_t \times f_y}{s} \cot \theta \quad \text{Pasal 22.7.6.1 SNI 2847:2019}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{\phi \times 2 \times A_o \times f_y \times \cot \theta} \\ &= \frac{62473803}{0,75 \times 2 \times 204765 \times 420 \times \cot 1} \\ &= 0,484 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

6. Perhitungan tulangan longitudinal penahan lentur

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{A_t}{s} P_h \left[\frac{f_{yt}}{f_y} \right] \cot^2 \theta \quad \text{Pasal 22.7.6.1 SNI 2847:2019} \\ &= 0,484 \times 2120 \times \left[\frac{420}{420} \right] \cot^2 45 \\ &= 1026,686 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

7. Tulangan torsi yang dipasang dipinggang

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{A_1}{2} \\ &= \frac{1026,686}{2} \\ &= 513,343 \text{ mm}^2 \\ n \text{ butuh} &= \frac{A_{s \min}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{513,343}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} \\ &= 513,343 / 200,96 \\ &= 2,554 \text{ (disarankan kelipatan 2)} \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

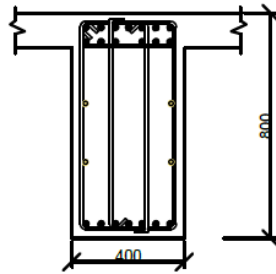
Tulangan yang dipakai adalah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ torsi}} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n \\ &= \frac{1}{4} 3,14 \times 16^2 \times 4 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ torsi}} > A_{s \min}$$

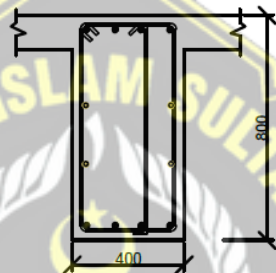
$$803,84 \text{ mm}^2 > 513,343 \text{ mm}^2$$

Detail penulangan balok G1 40x80 cm dapat dilihat pada Gambar 4.58 - Gambar 4.60 dan Tabel 4.46 serta detail penulangan balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 4.47.



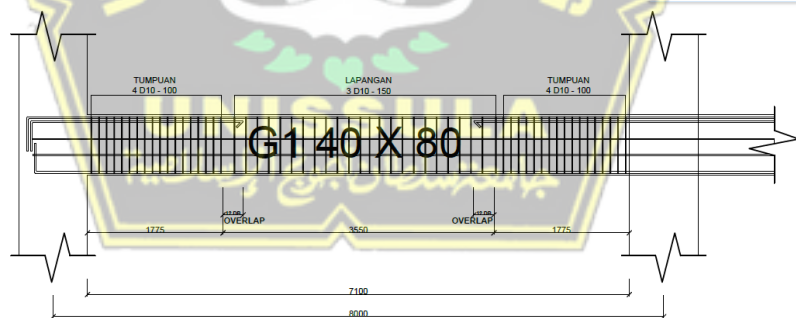
Gambar 4. 58 Detail Balok G1 40x80 (Tumpuan)

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 59 Detail Balok G1 40x80 (Lapangan)

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 60 Detail Penampang Balok G1 40x80

(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 46 Detail Penulangan Balok G1 40x80

Tulangan Balok G1 40x80	Tulangan Tumpuan	Tulangan Lapangan
Tulangan Atas	13D22	4D22
Tulangan Torsi	4D16	4D16
Tulangan Bawah	7D22	4D22
Tulangan Geser	4D10-100	3D10-150

Tabel 4. 47 Detail Penulangan Balok Gedung Sky Suites

Dimensi	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal		Tulangan Torsi
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
G1 (40x80)	Atas	13D22	4D22	4D10-100	3D10-150	4D16
	bawah	7D22	4D22			
G2 (25x45)	Atas	6D19	2D19	3D10-100	2D10-150	2D13
	bawah	5D19	2D19			
G3 (30x60)	Atas	7D22	2D22	4D10-100	2D10-150	4D16
	bawah	6D22	2D22			
G4 (30x50)	Atas	8D22	3D22	2D10-100	2D10-150	4D16
	bawah	7D22	3D22			
Ba1 (35x50)	Atas	9D19	3D19	2D10-150	2D10-200	2D16
	bawah	5D19	3D19			
Ba1 (15x30)	Atas	2D16	2D16	2D10-150	2D10-200	-
	bawah	5D16	2D16			

Sumber : Hasil analisis data

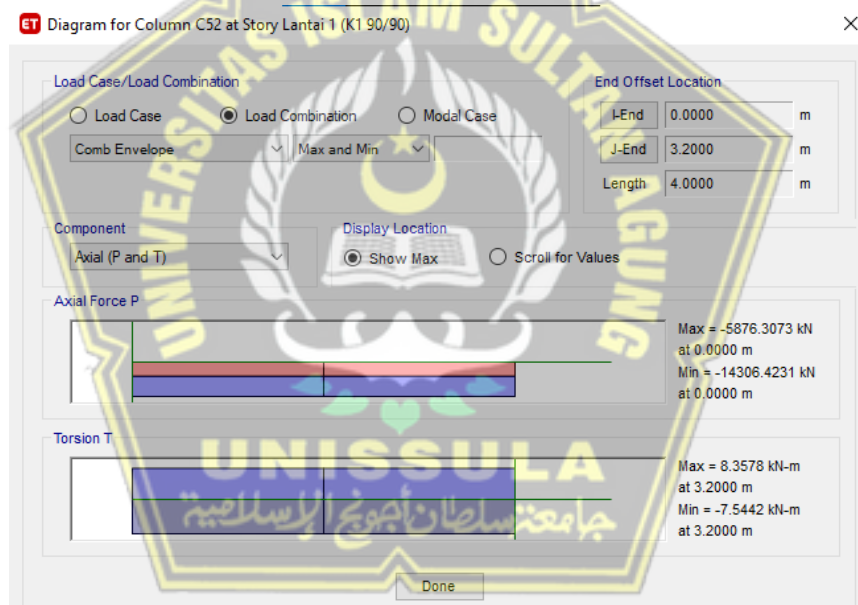
4.20 Perancangan Kolom

Dalam menganalisis kolom, diambil salah satu contoh perhitungan dalam mendesain kolom. Gaya aksial lentur diambil paling besar dari beban kombinas. Penulangan kolom di periksa berdasarkan diagram interaksi di mana $M_u < \theta M_n$ didasarkan pada kombinasi maksimum dan minimum. Pengecekan tulangan menggunakan program *SP Column*.

Data kolom K1 90x90 yang direncanakan:

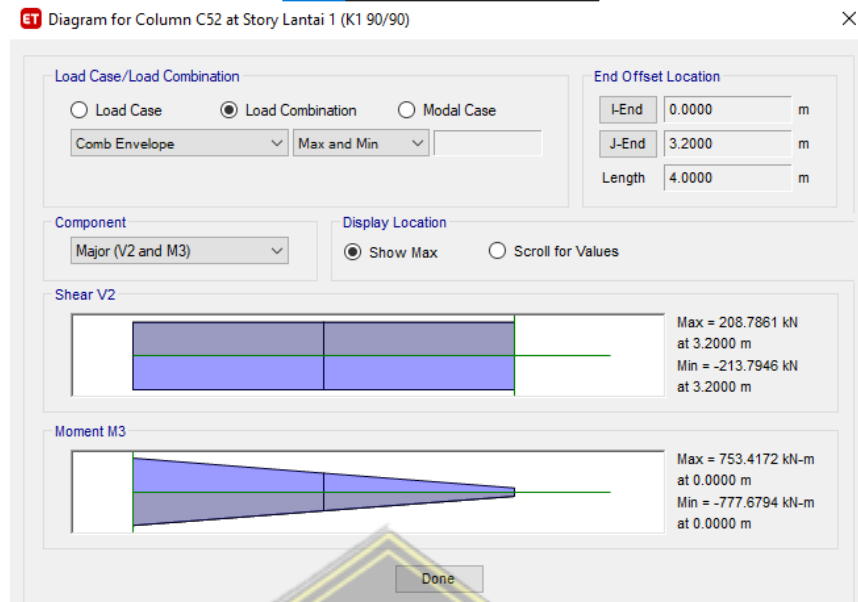
- Panjang/tinggi kolom, L = 4000 mm
- Sisi pendek kolom, b = 900 mm
- Sisi Panjang kolom, h = 900 mm
- Diameter tulangan longitudinal, d_b = D –25
- Diameter tulangan Sengkang, d_s = D –13
- Selimut, c_c = 40 mm
- Mutu beton, f_c' = 35 MPa
- Mutu tulangan, f_y = 420 MPa

Gaya aksial kolom didapat dari hasil *Output* ETABS menggunakan beban kombinasi *ENVELOPE* bisa dilihat pada Gambar 4.61 - gambar 4.63 Gaya aksial lentur dapat dilihat Pada Tabel 4.48.

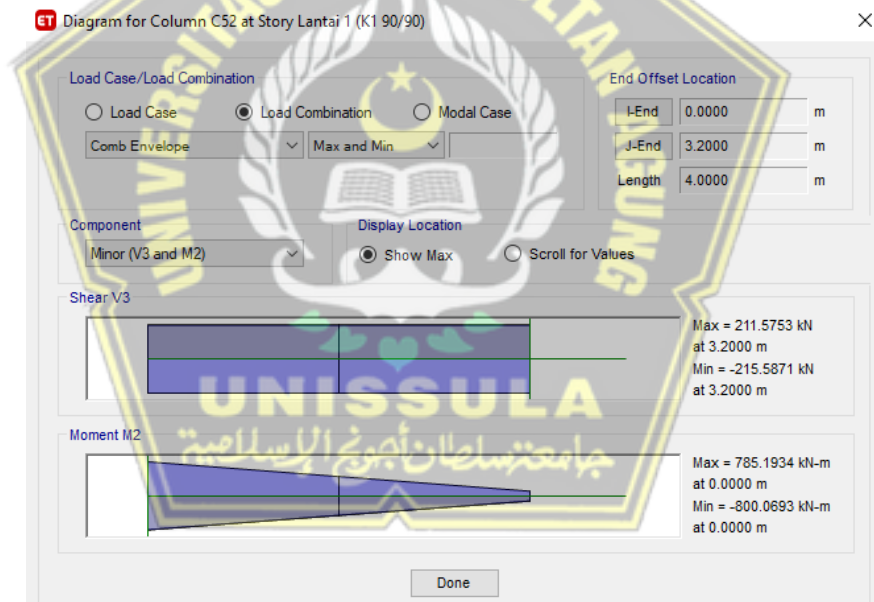


Gambar 4. 61 *Output* Gaya Aksial Pada ETABS

(Sumber: Permodelan program ETABS)



Gambar 4. 62 Output M3 dan V2
 (Sumber : Permodelan program ETABS)



Gambar 4. 63 Output M2 dan V3
 (Sumber : Permodelan program ETABS)

Tabel 4. 48 Gaya Aksial Lentur K1 90x90

Kolom	Gaya Aksial (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	V2 (kNm)	V3 (kNm)
Kolom lantai atas (Lantai 2)	13020,7346	599,455	570,1536	255,1468	253,8634
Kolom yang didesain (Lantai 1)	14306,4231	785,193	753,417	213,795	215,587
Kolom lantai bawah	-	-	-	-	-

4.20.1 Cek Syarat Gaya Aksial dan Gemoetri Kolom

- Syarat Gaya Aksial

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 900 \times 900 \\
 &= 810000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u &> 0,1 \times A_g \times f_c' \\
 14306,4231 &> 0,1 \times 810000 \times 35 \\
 14306,4231 &> 8505 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Syarat Sisi Terpendek Pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned}
 b &\geq 300 \text{ mm} \\
 900 \text{ mm} &\geq 300 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

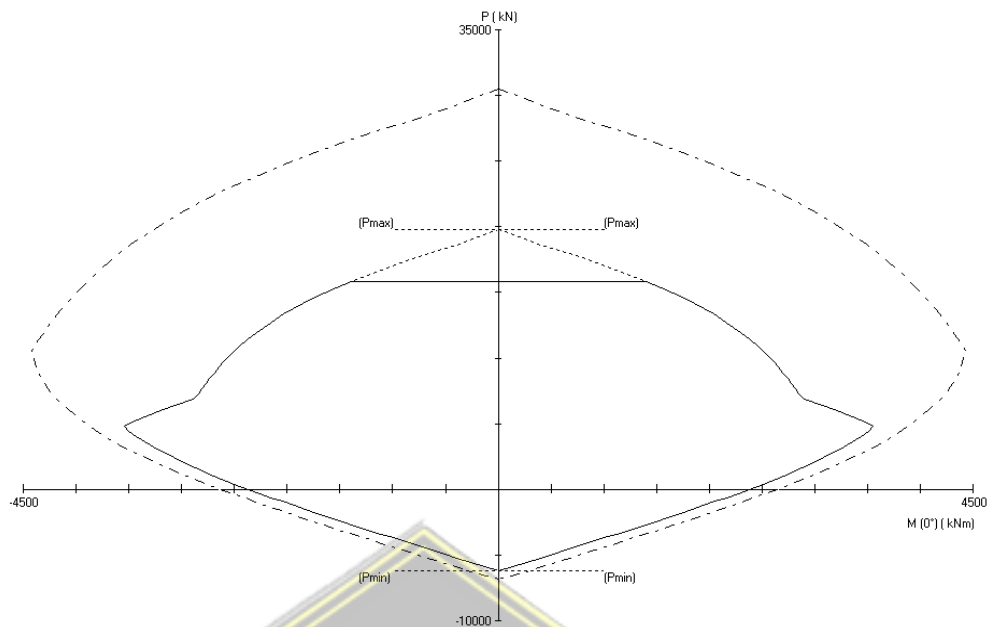
- Syarat Rasio Dimensi Penampang Pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned}
 b/h &\geq 0,4 \\
 900/900 &\geq 0,4 \\
 1 &\geq 0,4 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.20.2 Perhitungan Tulangan Longitudinal

- Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial Lentur

Untuk menentukan jumlah tulangan dilakukan percobaan *trial and error* menggunakan program SP *Column*. Kolom dimensi 90x90 direncanakan menggunakan tulangan 32D25. Pada Gambar 4. 64 dapat dilihat diagram interaksi kolom.



Gambar 4. 64 Diagram Interaksi Kolom K1 90x90

(Sumber : *Output SP Column*)

- Luas Tulangan Longitudinal, A_s

$$= n \times \pi/4 \times d_b^2$$

$$= 32 \times 3,14/4 \times 25^2$$

$$= 15700 \text{ mm}^2$$
- Rasio Tulangan, ρ

$$= A_s / (b \times h)$$

$$= 15700 / (900 \times 900)$$

$$= 1,938 \%$$
- Cek ρ_{min} dan ρ_{max} SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

$$1\% \leq 1,938 \% \leq 6\%$$

4.20.3 Cek Strong Column Weak Beam

- a. Menentukan nilai $\sum M_{nb}$

Arah X

$\sum M_{nb}$ merupakan momen desain (ϕM_n) pada kedua ujung balok G1 40x80 yang ditumpu oleh kolom.

$$M_{n-} \text{ Tumpuan balok G1 40x80} = 570,86 \text{ kNm}$$

$$M_{n+} \text{ Tumpuan Balok G1 40x80} = 384,94 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nb} &= 1,2 (M_{n-} + M_{n+}) \\
 &= 1,2 (570,86 + 384,94) \\
 &= 1103,748 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Arah Y

$\sum M_{nb}$ merupakan momen desain (ϕM_n) pada kedua ujung balok G1 40x80 yang ditumpu oleh kolom.

$$M_{n-} \text{ Tumpuan balok G1 40x80} = 570,86 \text{ kNm}$$

$$M_{n+} \text{ Tumpuan Balok G1 40x80} = 348,94 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nb} &= 1,2 (M_{n-} + M_{n+}) \\
 &= 1,2 (570,86 + 348,94) \\
 &= 1103,748 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Menentukan nilai $\sum M_{nc}$

Nilai $\sum M_{nc}$ diperoleh dari diagram interaksi kolom P-M dengan SP *Column*. Nilai $\sum M_{nc}$ diperoleh dari diagram kolom yang mencari momen yang dihasilkan dari beban aksial kolom bawah dan kolom atas.

Id	Pu	Mux	Muy	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n / M_u$	IA Depth	dt Depth	et	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	13020.76	599.46	570.15	1427.70	1357.92	2.382	986	1180	0.00059	0.650
2	14306.42	785.19	753.42	1254.09	1203.34	1.597	1059	1180	0.00034	0.650

Gambar 4. 65 Momen Nominal Kolom

(Sumber: *Output SP Column*)

Dari gambar diatas didapatkan $\sum M_{nc}$,

Cek *Strong Column Weak Beam* sesuai persamaan 2.54

Arah X

$$\begin{aligned}
 \sum M_{ncatas} &= \frac{P_u}{\phi M_{nx}} \\
 &= \frac{13021}{1427,70} \\
 &= 2196,46 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\sum M_{ncatas} > 1,2 M_{nb}$$

$$2196,46 \text{ kNm} > 1103,748 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Arah Y

$$\begin{aligned}\sum M_{ncatas} &= \frac{Pu}{\phi M_{ny}} \\ &= \frac{13021}{1284,63} \\ &= 1976,35 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\sum M_{ncatas} > 1,2 M_{nb}$$

$$1976,35 \text{ kNm} > 1103,748 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

4.20.4 Perhitungan Tulangan *Confinement*

Digunakan tulangan 7D13 Ash seperti perhitungan ini:

$$\begin{aligned}A_{shpakai} &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\ &= 7 \times 3,14/4 \times 13^2 \\ &= 928,65 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

1. Cek luas penampang

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{sbcfc'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh} = \frac{0,09 sbcfc'}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned}b_c &= b - 2C_c \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{ch} &= b_{c1} \times b_{c2} \\ &= 820 \times 820 \\ &= 672400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{sh1} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f_{c'}}{f_{yt}} \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right) \left(\frac{35}{420} \right) \\ &= 0,00512 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{sh2} &= \frac{0,09 f_{c'}}{f_{yt}} \\ &= \frac{0,09 \times 35}{420} \\ &= 0,00750 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{sh3} &= \frac{0,2 \times k_f \times k_n \times Pu}{f_{yt} \times A_{ch}} \\ &= \frac{0,2 \times 0,8 \times 1,07 \times 14306,4231 \times 10^3}{420 \times 672400} \\ &= 0,01081\end{aligned}$$

Diambil nilai A_{sh} paling besar yaitu $0,01081 \text{ mm}^2/\text{mm}$

2. Jarak spasi maksimum

Sesuai Pasal 18.7.5.3 SNI 2847:2019 spasi maksimal yaitu spasi yang paling kecil t dari :

a. $0,25$ dimensi penampang kolom terkecil $= \frac{900}{4} = 225 \text{ mm}$

b. $6d_b = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

c. $s_o < 100 + \frac{350 - h_s}{3} = 100 + \frac{350 - 256,33}{3} = 131,22 \text{ mm}$

Namun, karena S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak boleh kurang dari 100 mm , maka digunakan spasi 100 mm .

$$\begin{aligned} A_{sh} &= A_{sh} \times bc \\ &= 0,01081 \times 820 \\ &= 8,861 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ &= 886,189 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh \text{ min}} < A_{sh \text{ pakai}} = 886,189 \text{ mm}^2 < 928,65 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

jadi digunakan 7D13 – 100 mm dengan $A_{sh} = 928,65 \text{ mm}^2$

3. Panjang l_o

a. Sesuai dengan ketentuan Pasal 18.7.5.1 SNI 2847:2019 tulangan *hoops* diperlukan sepanjang l_o dari ujung kolom.

l_o dipilih yang terbesar dari :

- Tinggi elemen kolom $h = 900 \text{ mm}$
- $1/6$ tinggi bersih kolom $3200/6 = 533,33$
- 450 mm

Jadi digunakan l_o sepanjang 900 m .

b. Sesuai ketentuan Pasal 18.7.5.5 SNI 2847:2019 sepanjang sisi tiga kolom bersih dikasih tulangan *hoops* dengan jarak minimum 150 mm atau $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$.

Jadi tulangan *hoops* di luar l_o digunakan 7D16 – 200 mm

4.20.5 Desain Tulangan Geser

Pada Pasal 18.7.6.1.1 SNI 2847:2019 Gaya Geser V_e diperoleh dari gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis pada kedua ujung kolom. M_{pr} pada kolom

ditentukan dengan anggapan bahwa kekuatan tarik longitudinal minimal $1,25f_y$ dan $\phi = 1$.

1. Menghitung nilai V_e

Nilai V_u tidak boleh melebihi nilai V_{sway} balok yang diperoleh sesuai M_{pr} balok

$$\begin{aligned} V_{e1} &= \frac{M_{prcatas} + M_{prcbawah}}{L_n} \\ &= \frac{2708,71 + 2708,71}{3200/10^3} \\ &= 1692,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= \frac{M_{prbatas} \times 0,5 + M_{prbbawah} \times 0,5}{L_n} \\ &= \frac{2624,74 \times 0,5 + 2624,74 \times 0,5}{3200/10^3} \\ &= 820,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e3} &= \text{gaya geser terfaktor hasil output ETABS} \\ &= 785,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u > V_{e3} = (\text{output ETABS}). \text{ Jadi } V_e = 820,23 \text{ kN}$$

2. Menghitung nilai V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 0 \text{ jika } P_u > \frac{A_g f_c'}{20} \\ 14306,4231 \text{ kN} &> \frac{900 \times 900 \times 35}{20 \times 1000} \\ 14306,4231 \text{ kN} &> 1417,5 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

3. Kekuatan geser nominal

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{820,23}{0,75} \\ &= 1093,64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_{yt} \times d} \\ &= \frac{1093,64}{420 \times 537,5} \\ &= 4,84 \end{aligned}$$

Untuk $S=100$ mm, maka nilai A_v

$$A_v = \frac{A_v}{s} \times s$$

$$= 4,84 \times 100$$

$$= 484 \text{ kN}$$

$$A_v \leq A_{sh}$$

$$484 \text{ mm}^2 \leq 928,65 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Senggang tertutup dan ikat silang digunakan 7D10-100 dengan $A_v = 928,65 \text{ mm}^2$.

4. bentang di luar l_o

- a. Berdasarkan Pasal 22.5.6.1 SNI 2847:2019 nilai V_c bila ada gaya aksial yang terjadi.

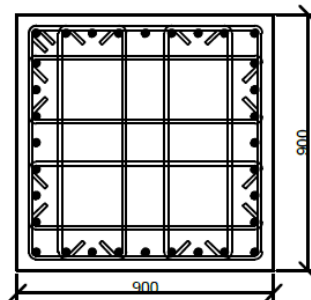
$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= \frac{V_u - \phi V_c}{0,75} \\ &= \frac{820,23 - 0,75 \times 785,19}{0,75} \\ &= 35,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_{s \text{ s}}}{f_{yd}} \\ &= \frac{1093,64}{420 \times 537,5} \\ &= 484 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- b. Berdasarkan Pasal 18.7.5.5 SNI 2847:2019 sepanjang sisi tinggi kolom bersih diberi *hoops* dengan spasi minimum 150 mm atau $6D = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$.

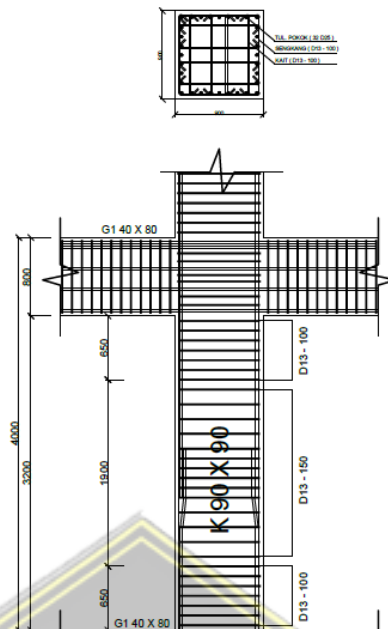
Jadi *hoops* di luar l_o digunakan 7D10-150 mm.

Detail penulangan Kolom K1 90x90 cm dapat dilihat pada Gambar 4.66 – Gambar 4.67 dan Tabel 4.49 serta detail penulangan balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 4.50.



Gambar 4. 66 Detail Kolom K1 90x90

(Sumber : Dokumen Penulis)



Gambar 4. 67 Detail Kolom Memanjang K1 90x90

(Sumber : Dokumen Penulis)

Tabel 4. 49 Detail Penulangan Kolom K1 900 x 900

Kolom 900x900	Tulangan Tumpuan	Tumpuan Lapangan
Tulangan Longitudinal	32D25	-
Tulangan Geser	7D13-100	7D10-150

Sumber : hasil analisis data

Tabel 4. 50 Detail Penulangan Kolom Gedung Sky Suites

Dimensi (cm)	Tulangan	Tulangan Geser	
	Pokok	Tumpuan	Lapangan
K1 (900 x 900)	32D25	7D13-100	7D13-150
K2 (850 x 850)	32D25	6D13-100	6D13-150
K3 (800 x 800)	24D25	5D13-100	5D13-150
K4 (700 x 700)	24D25	4D13-100	4D13-150

Sumber : hasil analisis data

4.21 Perancangan Hubungan Balok Kolom SRPMK

1. Pengecekan Syarat Panjang

Menurut Pasal 18.8.2.3 SNI 2847:2019, dimensi kolom paling sedikit 20 kali lebih besar dari diameter tulangan memanjang balok terbesar.

$$b = 900 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 25$$

$$= 500 \text{ mm} \quad (\text{MEMENUHI})$$

2. Penggunaan Tulangan Transversal Untuk *Confinement*

Sesuai Pasal 18.8.3.1 SNI 2847:2019 jumlah tulangan transversal *confinement* dibolehkan memakai detail tulangan transversal kolom, jadi dipakai 7D13-100.

3. Perhitungan Gaya Geser

Untuk *joint* kekakuan kolom bawah dan kolom atas sama, maka untuk setiap kolom $d_f = 0,5$.

$$\begin{aligned} M_u &= 0,5 (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) \\ &= 0,5 (964,34 + 1660,40) \\ &= 1312,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Perhitungan Gaya Geser Pada Kolom

$$\begin{aligned} L_n &= L - h \\ &= 4000 - 800 \\ &= 3200 \text{ mm} \\ &= 3,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{M_u}{L_n} \\ &= \frac{1312,37}{3,20} \\ &= 410,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Perhitungan Gaya Pada Tulangan Balok Longitudinal

$$A_s \text{ balok kanan 13D22} = 6381,36 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 6381,36 \times 420 / 1000 \\ &= 3350,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan di sisi kanan hubungan balok-kolom adalah :

$$C_1 = T_1 = 3350,21 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ balok kiri 7D22} = 3436,12 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 3436,12 \times 420 / 1000 \\ &= 1803,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan di sisi kiri hubungan balok kolom adalah:

$$C_2 = T_2 = 1803,96 \text{ kN}$$

6. Perhitungan Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 3350,21 + 1803,96 - 410,12 \\ &= 4744,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Pengecekan Kekuatan Geser

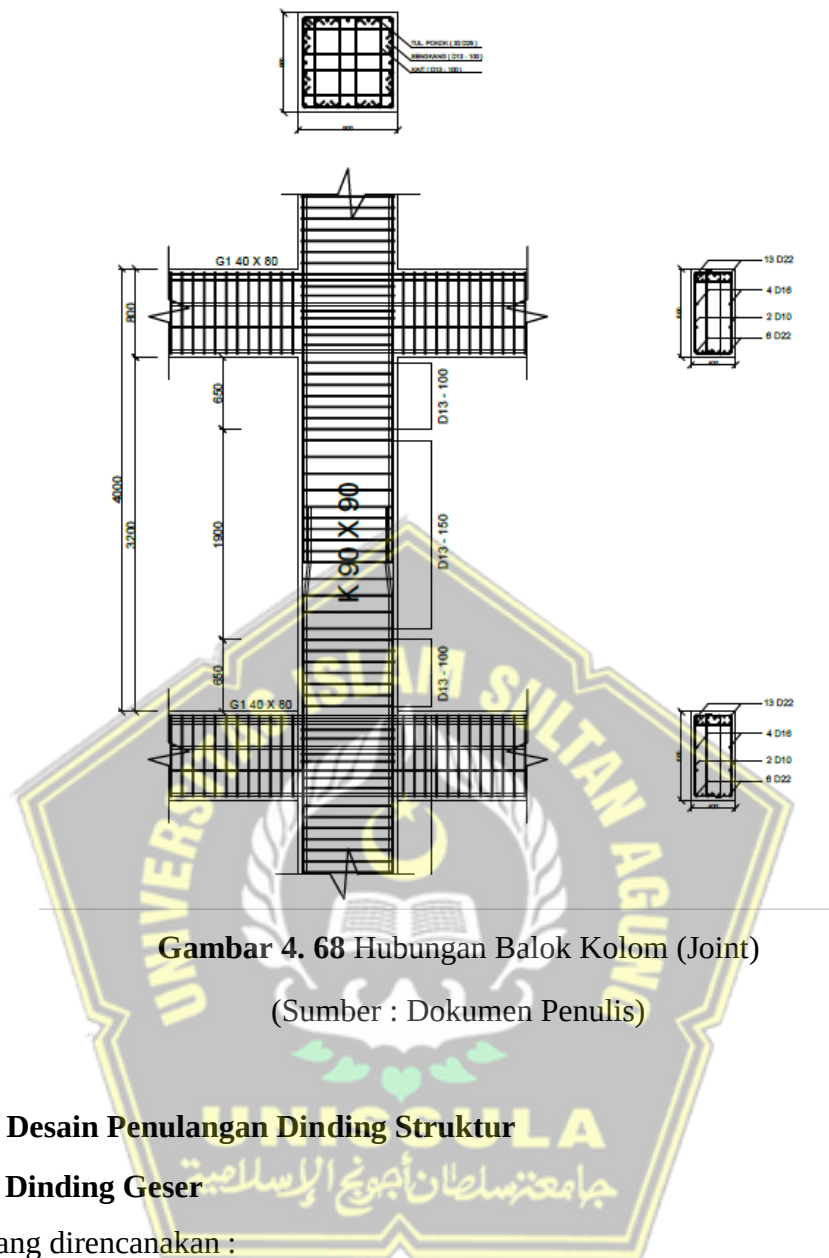
Untuk *joint* yang ditahan oleh balok-kolom pada keempat mukanya dihitung menurut Persamaan 2.22.

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times A_g \\ &= 1,7 \times 1 \times 35 \times 900^2 / 1000 \\ &= 8146,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Cek } \phi V_n > V_j$$

$$0,85 \times 8146,44 > 4744,06$$

$$6924,48 \text{ kN} > 4744,06 \text{ kN} \quad (\text{MEMENUHI})$$



Gambar 4. 68 Hubungan Balok Kolom (Joint)

(Sumber : Dokumen Penulis)

4.22 Desain Penulangan Dinding Struktur

4.22.1 Dinding Geser

Data yang direncanakan :

- Tinggi total dinding (h_u) = 48000 mm
- Tebal Dinding (t_w) = 150 mm
- Panjang, L = 4000 mm
- Panjang Kolom, h_k = 900 mm
- Lebar Kolom, b_k = 900 mm
- Diameter tulangan longitudinal badan, d_l = 22 mm
- Diameter tulangan trasversal badan, d_t = 22 mm
- Diameter tulangan kolom, d_b = 25 mm
- Mutu Beton (f'_c) = 35 MPa

- Mutu Tulangan (f_y) = 420 MPa
- $\emptyset$ = 0,75

Tabel 4.51 dan 4.52 menunjukkan bagaimana *ENVELOPE* analisis struktur ETABS digabungkan dengan nilai maksimum yang berada pada dinding geser untuk menentukan gaya dalam yang terjadi pada dinding geser.

Tabel 4. 51 Gaya Aksial – Lentur Dinding Geser

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	1877,912	0,572	1190,214
P min	-8985,053	-50,089	-9900,180
M2 Max	-154,474	114,085	2611,736
M2 Min	-4314,326	-112,314	-2386,515
M3 Max	1686,010	7,630	9910,698
M3 Min	-8985,053	-50,089	-9900,180

Sumber :

Tabel 4. 52 Gaya Geser Dinding Geser

Geser	
V2 (kN)	2217,942
V3 (kN)	56,561

4.22.2 Perencanaan Geometri

- Panjang total (L_u)

$$\begin{aligned}
 L_u &= L + h_k \\
 &= 4000 + 900 \\
 &= 4900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- Panjang bersih (L_n)

$$\begin{aligned}
 L_n &= L - h_k \\
 &= 4000 - 900 \\
 &= 3500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- Luas penampang melintang (A_{cv})

$$\begin{aligned}
 A_{cv} &= t_w \times L_u \\
 &= 150 \times 4900 \\
 &= 735000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$
- Luas total dinding geser (A_u)

$$A_u = t_w \times L_n + 2 (b_k \times h_k)$$

$$= 150 \times 4900 + 2 (900 \times 900)$$

$$= 2152500 \text{ mm}^2$$

4.22.3 Kebutuhan Tulangan Minimum

- Faktor reduksi kuat geser

$$\phi = 0,75$$

- Gaya Geser

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{2217,942}{0,75}$$

$$= 2957255 \text{ mm}^2$$

- Rasio tulangan minimum

Sesuai ketentuan Pasal 18.10.2.1 SNI 2847:2019 rasio tulangan minimal yaitu 0,0025 kecuali jika $V_u < 0,083 \times A_g \times \sqrt{f'c}$ maka rasio tulangan minimum diizinkan sesuai SNI 2847:2019 Tabel 11.6.1.

$$V_u < 0,083 \times A_g \times \sqrt{f'c}$$

$$2217942 < 0,083 \times 735000 \times \sqrt{35}$$

$$2217942 \text{ N} < 360910 \text{ N}$$

Karena $V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$ maka rasio tulangan longitudinal (p_l) dan rasio tulangan transversal (p_t) diambil nilai sebesar 0,0025.

- lapis tulangan pakai

Sesuai ketentuan Pasal 18.10.2.2 SNI 2847:2019 dibutuhkan minimal 2 lapis tulangan jika $V_u > 0,17 \times A_u \times \sqrt{f'c}$ atau $\frac{h_u}{l_u} > 2$

Cek Batasan 1

$$V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

$$2217942 > 0,17 \times 735000 \times \sqrt{35}$$

$$2217942 \text{ N} > 739214 \text{ N} \quad (\text{perlu tulangan dua lapis})$$

Cek Batasan 2

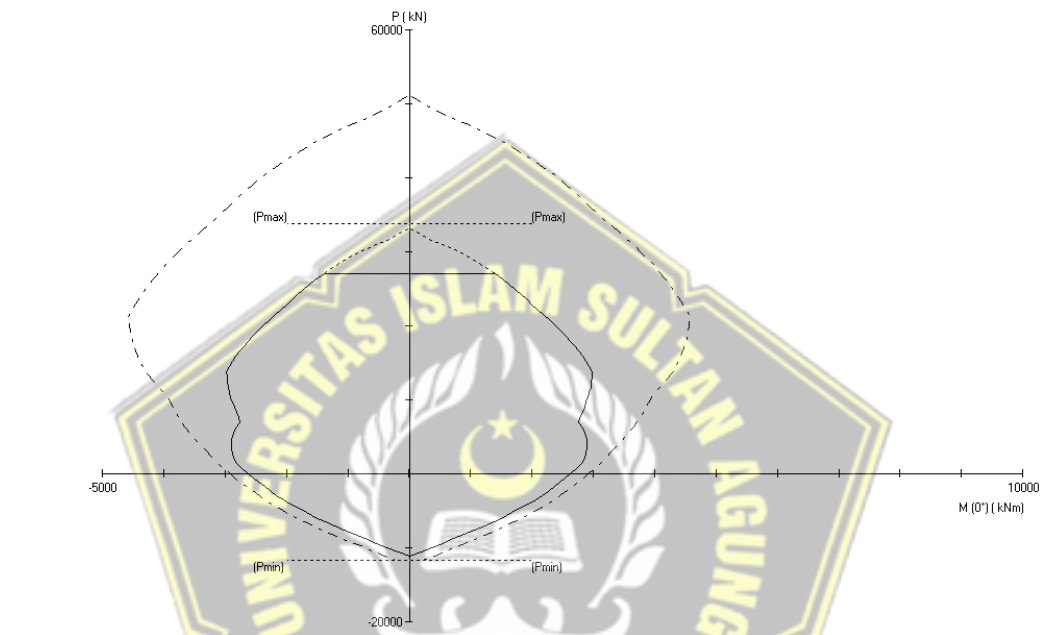
$$\frac{h_u}{l_u} > 2$$

$$\frac{48000}{4900} > 2$$

$$9,79 > 2 \quad (\text{perlu tulangan dua lapis})$$

4.22.4 Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial – Lentur (Menggunakan *SP Column*)

Diagram interaksi dinding yang memanfaatkan *SP Column* menghasilkan kuat tekan dan kuat lentur dinding struktur. Tulangan longitudinal di dinding geser dikonfigurasi sebagai D22-150, dan tulangan di kolom dikonfigurasi sebagai 32D25, sebagai hasil dari coba-coba. Gambar 4.69 dan 4.70 menunjukkan diagram interaksi aksial dan interaksi lentur *SP Column*.



Gambar 4. 69 Diagram interaksi *Sp Column* Dinding Geser

(Sumber : *output SP Column*)

Id	Pu	Mux	Muy	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/M_u$	IA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	1877.91	0.57	1190.21	8.58	17850.83	14.998	414	4399	0.02893	0.900
2	8985.05	50.09	9900.18	119.55	23629.23	2.387	673	4403	0.01667	0.900
3	154.47	114.08	2611.74	696.61	15947.50	6.106	464	4373	0.02547	0.900
4	4314.33	112.31	2386.51	924.09	19635.67	8.228	632	4319	0.01755	0.900
5	1686.01	7.63	9910.70	13.60	17664.62	1.782	407	4399	0.02943	0.900
6	8986.05	50.09	9900.18	119.55	23629.97	2.387	673	4403	0.01667	0.900

Gambar 4. 70 Hasil analisis interaksi *SP Column* Dinding Geser

(Sumber : *output SP Column*)

4.22.4.1 Bagian Badan

Spasi tulangan longitudinal (s) = 200 mm

- Cek spasi tulangan maksimum

Berdasarkan Pasal 18.10.2 SNI 2847:2019 spasi tulangan dinding struktur maksimum 450 mm

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

$$200 \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Rasio tulangan longitudinal (ρ_l)

$$\begin{aligned}\rho_l &= n_{\text{lapis}} \times \frac{\frac{\pi}{4} x d_l^2}{t_w \times s} \\ &= 2 \times \frac{\frac{3,14}{4} x 22^2}{150 \times 200} \\ &= 2,534 \%\end{aligned}$$

- Cek rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_l &\geq \rho_{l \text{ min}} \\ 2,534 \% &\geq 0,25 \% \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

4.22.4.2 Bagian Kolom

Jumlah tulangan per kolom (n) = 28 mm

- Rasio tulangan longitudinal (ρ)

$$\begin{aligned}\rho &= n \times \frac{\frac{\pi}{4} x d_b^2}{b_k \times h_k} \\ &= 28 \times \frac{\frac{3,14}{4} x 22^2}{900 \times 900} \\ &= 1,697 \%\end{aligned}$$

- Cek rasio tulangan kolom

$$1 \% \leq \rho \leq 6 \%$$

$$1 \% \leq 1,697 \leq 6 \%$$

4.22.5 Pengecekan Kapasitas Geser

Berdasarkan Pasal 18.10.4.1 SNI 2847:2019 untuk $h_u/L_u > 2$ maka :

$$\alpha_c = 0,17$$

kekuatan geser dinding

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_t x f_y)$$

$$= 735000 (0,17 \times \sqrt{35} + 2,354 \% \times 420)$$

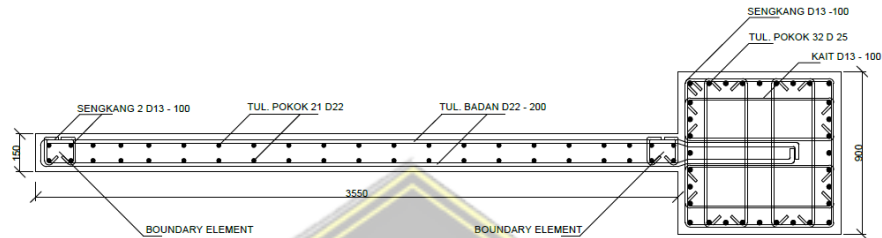
$$= 8562345 \text{ N}$$

Cek kapasitas geser

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi}$$

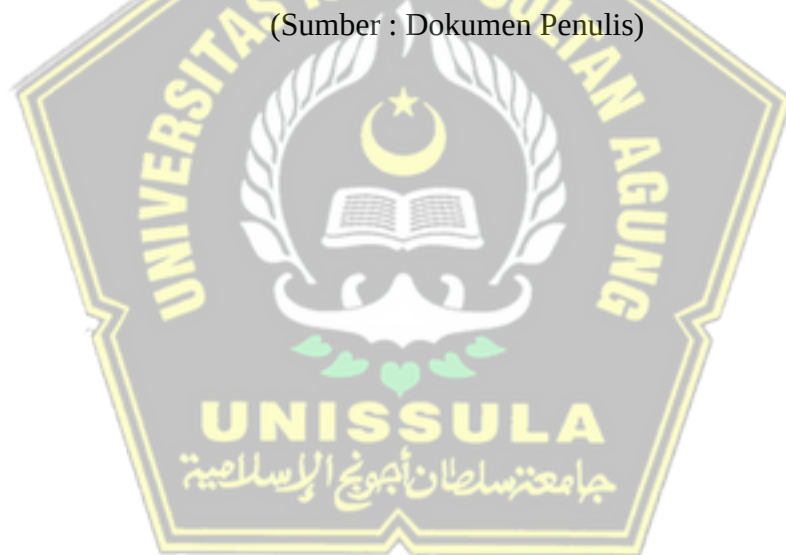
$$8562345 \text{ N} \geq 2957255 \text{ N}$$

Detail penulangan dinding geser dapat dilihat pada Gambar 4.43.



Gambar 4. 71 Detail Penulangan Dinding Geser

(Sumber : Dokumen Penulis)



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Laporan Tugas Akhir berjudul "Redesain Gedung Hotel 12 Lantai studi pada Gedung *SkySuites* Soho Kedung Baruk Surabaya" memiliki kesimpulan antara lain:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan Sistem Dinding Geser adalah dua sistem struktur yang dipakai pada perancangan gedung ini. Hasil penelitian menunjukkan bahwa sistem struktur, wilayah gempa, dan jenis tanah struktur ini menghasilkan nilai S_{DS} sebesar 0,579 dan S_{D1} sebesar 0,409 yang masing-masing masuk dalam Kategori II dan Kategori Desain Seismik (KDS) D.
2. Berdasarkan analisis sistem struktur KDS D didapatkan nilai periode getar mode 1 = 1,93 arah X dan mode 2 = 1,785 arah Y. Berdasarkan analisis ETABS diperoleh gaya geser tiap lantai akibat beban static arah x dan arah y sebesar 1152,55 kN dan beban gempa dinamik sebesar 7196,19 kN arah x dan sebesar 7195,96 kN arah y. Untuk perbandingan skala factor pembesaran gempa dinamik pada arah X diperoleh nilai 1,79 dan untuk arah Y diperoleh nilai 1,85. Dari hasil analisis simpangan antar lantai diperoleh dengan nilai terbesar dari arah X sebesar 28,60 mm dan arah Y sebesar 37,80 mm sehingga memenuhi persyaratan yang diijinkan yaitu $0,02h_{sx} = 61,5$ mm. Efektifitas system struktur pada dinding geser ini jumlah gaya geser yang ditahan oleh system rangka pemikul momen khusus sebesar 55,17243% untuk arah X dan 52,4817% untuk arah Y, hal ini memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 yang berisi rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25% gaya seismic desain
3. Hasil penulangan struktur bangunan pada perancangan Gedung ini yaitu :
 - a. Penulangan pelat lantai
 Pada perancangan Gedung ini pelat mempunyai ketebalan 150 mm dengan nilai momen rencana maksimum pelat = 1,91 KN/m
 - b. Perhitungan balok

Pada perancangan gedung ini diperoleh dimensi balok terbesar G1(400x800) dengan kapasitas momen desain lentur pada balok diperoleh 1236,211 kN/m kapasitas momen gaya geser diperoleh 595,854 kN/m.

c. Perhitungan kolom

Pada perencanaan Gedung ini perhitungan kolom dapat menjamin jika kolom K1 90 cm x 90 cm lebih kuat daripada balok dimensi 40cm x 80 cm. Kapasitas *Strong Column Weak Beam* dengan persyaratan $\sum M_{nc} > 1,2 M_{nb}$ diperoleh hasil 1976,35 kNm $> (1,2 \times 955,8) = 1103,748$ kNm. Sehingga Kapasitas *Strong Column Weak Beam* sudah terpenuhi

d. Dinding geser

Pada perencanaan gedung ini menggunakan dinding geser setebal 150 mm dengan nilai kapasitas geser sebesar 8562345 N

e. Pada hubungan balok-kolom

Kekuatan geser yang terkekang oleh balok di keempat sisinya sebesar 6924,48 kN lebih besar daripada gaya geser yang ditimbulkan yaitu sebesar 4744,06 kN, maka telah memenuhi persyaratan.

5.2 Saran

Penulisan Laporan Tugas Akhir ini jauh dari kata sempurna karena masih terdapat beberapa kesalahan, kesalahan istilah, dan lain sebagainya. Saran penulis untuk referensi Tugas Akhir mengenai redesain struktur Gedung selanjutnya adalah :

1. Harus lebih menguasai materi sebelum melakukan analisis
2. Lebih teliti lagi dalam menggunakan program Analisa struktur seperti ETABS dan *SP Column*.

DAFTAR PUSTAKA

- Suatmadji, G. P. (2017). Perancangan Ulang Gedung Skysuites SOHO Kedung Baruk Surabaya Menggunakan Metode Beton Pracetak Dengan Sistem Rangka Gedung (Doctoral dissertation, Institut Teknologi Sepuluh Nopember).
- Almufid, A., & Haq, S. (2016). PERENCANAAN DAN ANALISIS BANGUNAN GEDUNG ENAM LANTAI MENGGUNAKAN SHEAR WALL DENGAN ETABS V. 9.7. 4. Jurnal Teknik, 5(2).
- Setianingrum, T., Nurhuda, I., & Sukamta, S. (2018). Redesain Struktur Gedung Hotel Citihub Magelang. Jurnal Karya Teknik Sipil, 7(2), 67-76.
- Amrullah, W., Bagio, T. H., & Tistogondo, J. (2019). Desain Perencanaan Struktur Gedung 38 Lantai Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Jurnal Ilmiah MITSU (Media Informasi Teknik Sipil Universitas Wiraraja), 7(1), 18-23.
- Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 1726-2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung”, BSN, Jakarta, Indonesia
- Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 2847-2019 “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasannya”, BSN, Jakarta, Indonesia
- Standar Nasional Indonesia. 2020. SNI 1727-2020 “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”, BSN, Jakarta, Indonesia
- <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>
- <https://solusikonstruksi.com/mengenal-etabs-dan-keunggulan-versus-sap-2000/>