TUGAS AKHIR

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN KOLOM DAN DINDING GESER DENGAN SISTEM SRPMK

Diajukan Untuk Memenuhi Persyaratan Dalam Menyelesaikan Pendidikan Program Sarjana (S1) Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung

Disusun Oleh:

IKBAL DELFIERO PRIMADANA
NIM : 30201700083

KHOIRUL ANWAR
NIM : 30201700093

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
SEMARANG
2021

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp.(024)6583584Ext.507 Semarang 50112

HALAMAN PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN KOLOM DAN DINDING GESER DENGAN SISTEM SRPMK

Diajukan Oleh:

Ikbal Delfiero Primadana
30201700083

Khoirul Anwar
30201700093

Telah disetujui dan disahkan di Semarang Tanggal . . . . Juli 2021

Tim Penguji	Tanda Tangan
1. Dr. Ir. H. Sumirin. MS	.....
2. Dr. Abdul Rochim.,ST.MT	.....
3. Ir. M. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D	.....

Universitas Islam Sultan Agung
Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Ketua,

M. Rusli Ahyar.,ST.M Eng

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK
Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp.(024)6583584Ext.507 Semarang 50112

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR
No. 26 / A.2 / SA-T / VII / 2021

Pada hari ini, Kamis, tanggal 8 Juli 2021 berdasarkan Surat Keputusan Rektor Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

1. Nama : Dr. Ir. H. Sumirin, MS
   Jabatan Akademik : Lektor
   Jabatan : Dosen pembimbing I
2. Nama : Dr. Abdul Rochim, ST., MT
   Jabatan Akademik : Lektor Kepala
   Jabatan : Dosen Pembimbing II

Dengan ini menyatakan bahwa Mahasiswa yang tersebut dibawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir/Skripsi:

Nama : Ikbal Delfiero Primadana
Nim : 3.02.017.00083

Nama : Khoirul Anwar
Nim : 3.02.017.00093

Judul : Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom dan Dinding Geser Dengan Sistem SRPMK.

Dengan Tahapan Sebagai Berikut :

No.	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan Dosen Pembimbing	15 Maret 2021	-
2	Proposal	22 April 2021	ACC
3	Pengumpulan Data	4 Mei 2021	-
4	Analisis Data	10 Mei 2021	-
5	Penyusunan Laporan	22 mei 2021	-
6	Selesai laporan	29 Juli 2021	ACC

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

Dosen Pembimbing I

(Dr. Ir. H. Sumirin, MS.)

Dosen Pembimbing II

(Dr. Abdul Rochim, ST., MT)

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

(M. Rusli Ahyar, ST., M Eng)

iii

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Ikbal Delfiero Primadana

Nim : 3.02.017.00083

Nama : Khoirul Anwar

Nim : 3.02.017.00093

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom dan Dinding Geser Dengan Sistem SRPMK.

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, Juli 2021

Yang membuat pernyataan	Yang membuat pernyataan
Ikbal Delfiero Primadana	Khoirul Anwar

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda-tangan dibawah ini:

Nama : Ikbal Delfiero Primadana

Nim : 3.02.017.00083

Nama : Khoirul Anwar

Nim : 3.02.017.00093

Judul : Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom dan Dinding Geser Dengan Sistem SRPMK.

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 bahanyang 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, Juli 2021

Yang membuat pernyataan

Ikbal Delfiero Primadana

Yang membuat pernyataan

Khoirul Anwar

MOTTO

“Allah Tidak Membebani Seseorang Itu Melainkan sesuai dengan Kesanggupannya..”.

[QS Al Baqarah 286]

“dan jangan kamu berputus asa dari rahmat Allah. Sesungguhnya tiada Berputus Asa dari Allah Melainkan, Kaum Yang Kafir”.

[QS. Yusuf 87]

“Ibumu Ibumu Ibumu Ayahmu”.

[HR.Ibnu Majah]

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

PERSEMBAHAN

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

- ✓ Ayah dan Ibu saya, adik saya, serta keluarga besar yang telah memberikan dorongan material dan spiritual.
- ✓ Bapak dan Ibu dosen UNISSULA Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil yang telah membagikan ilmunya.
- ✓ Dosen Pembimbing DR. Ir. H Sumirin, MT dan Dr. Abdul Rochim,ST.,MT yang dengan sabar membimbing Tugas Akhir penulis
- ✓ Dosen Pembanding Ir. M. Faiqun Ni'am.,MT.Ph.D dengan sabar membimbing Tugas Akhir Penulis.
- ✓ Ibu Lisa Fitriyana,ST.M.Eng Terima Kasih banyak telah berkenan untuk membantu dalam Menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- ✓ Teman-teman Teknik Sipil UNISSULA angkatan 2016, 2017, 2018.
- ✓ Teman-teman seperjuangan 2017
- ✓ Sedulur SIPIL B 2017
- ✓ Khoirul Anwar selaku rekan yang telah bekerja keras, berjuang bersama- sama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- ✓ Untuk M.Yusuf Khanafi dan M. Farid Mahasih Terima Kaih Telah Menjadi Teman yang baik
- ✓ Lana Nalaya Muna Terima Kasih sudah mendampingi selama ini.
- ✓ Pembaca Tugas Akhir ini sehingga dapat menyalurkan ilmu pengetahuan yang lebih baik.

Nama: Ikbal Delfiero Primadana

Nim : 3.02.017.00083

PERSEMBAHAN

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

- ✓ Ayah dan Ibu saya, adik saya, serta keluarga besar yang telah memberikan dorongan material dan spiritual.
- ✓ Bapak dan Ibu dosen UNISSULA Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil yang telah membagikan ilmunya.
- ✓ Dosen Pembimbing DR. Ir. H Sumirin, MT dan Dr. Abdul Rochim,ST.,MT yang dengan sabar membimbing tugas akhir kami
- ✓ Dosen Pembanding Ir. M. Faiqun Ni'am.,MT.Ph.D dengan sabar membimbing Tugas Akhir Penulis.
- ✓ Ibu Lisa Fitriyana,ST.M.Eng Terima Kasih banyak telah berkenan untuk membantu dalam Menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- ✓ Teman-teman Teknik Sipil UNISSULA angkatan 2016, 2017, 2018.
- ✓ Teman-teman seperjuangan 2017
- ✓ Sedulur SIPIL B 2017
- ✓ Ikbal Delfiero Primadana selaku rekan yang telah bekerja keras, berjuang bersama- sama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
- ✓ Untuk M.Yusuf Khanafi dan M. Farid Mahasih Terima Kaih Telah Menjadi Teman yang baik
- ✓ Pembaca Tugas Akhir ini sehingga dapat menyalurkan ilmu pengetahuan yang lebih baik.

Nama : Khoirul Anwar

Nim : 3.02.017.00093

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT kami ucapkan, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul " **Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom dan Dinding Geser Dengan Sistem SRPMK**". Guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleg gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

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

1. Yth. Bapak M. Rusli Ahyar,ST.,M Eng. selaku selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik UNISSULA yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik
2. Yth. Bapak Dr. Ir. H. Sumirin, MS. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu dan tenaga untuk memberikan bimbingan dengan penuh kesabaran, pemikiran, kritik, saran, dan dorongan semangat.
3. Yth. Bapak Dr. Abdul Rochim,ST.,MT selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu dan tenaga untuk memberikan bimbingan dengan penuh kesabaran, pemikiran, kritik, saran, dan dorongan semangat.
4. Yth. Bapak Ir. M. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D. selaku Dosen Pembanding Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu dan tenaga untuk memberikan bimbingan dengan penuh kesabaran, pemikiran, kritik, saran, dan dorongan semangat.
5. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.
6. Orang tua dan seluruh keluarga dari kedua penulis yang selalu mendoakan dan memberi perhatiannya atas dukungan moral, spiritual, dan finansial selama ini.
7. Teman–teman di lingkungan Teknik Sipil berbagai angkatan, khususnya

mahasiswa angkatan 2017 yang telah banyak membantu kami.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhihr ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis jugabagi para pembaca.

Semarang, Juli 2021

Ikbal Delfiero P. : 30201700083
Khoirul Anwar : 30201700093

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....i

HALAMAN PENGESAHAN.....ii

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....iii

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....iv

PERNYATAAN KEASLIAN.....v

MOTTO.....iv

PERSEMBAHAN.....vii

KATA PENGANTAR.....ix

DAFTAR ISI.....xi

DAFTAR TABEL.....xv

DAFTAR GAMBAR.....xviii

DAFTAR NOTASI.....xxi

ABSTRAK.....xxv

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Maksud dan Tujuan 2
1.4 Batasan Masalah.....2
1.5 Sistematika Penulisan.....3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum.....5
2.2 Kapasitas Struktur 7
2.3 Konsep Perencanaan Elemen Struktur Tahan Gempa.....8
2.4 Sistem Struktur.....13
2.5 Desain Kapasitas 21
2.6 Pembebanan Pada Bangunan 26

2.6.1 Beban Mati 27
2.6.2 Beban Hidup 27
2.6.3 Beban Gampa 28
2.7 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan 30
2.7.1 Faktor Reduksi Kekuatan 30
2.8 Struktur Tahan Gempa 31
2.8.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan 31
2.9 Daktalitas Struktur 33
2.10 Arah Pembebanan Gempa 35
2.11 Koefisien Dasar Gempa (C) 39
2.11.1 Parameter Percepatan Gempa 40
2.11.2 Kelas Situs 41
2.11.3 Koefisien Situs dan Parameter Respon Spektral Berdasarkan (MCE_R) 42
2.11.4 Parameter Percepatan Spektral Desain 43
2.11.5 Desain Respons Spektrum 43
2.11.6 Penentuan Periode Getar (T) 45
2.12 Perencanaan Elemen Struktur 46
2.12.1 Perencanaan Pelat 46
2.13 Perencanaan Balok 48
2.14 Perencanaan Kolom 49
2.15 Dinding Geser *(Shear Wall)* 54
2.16 Ketidakberaturan Horizontal dan vertikal 57
2.17 Kajian Terdahulu yang sejenis 59

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Pendahuluan 65
3.2 Data Primer 65
3.3 Data Sekunder 66

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Deskripsi Umum Bangunan 70

4.2 Acuan Pembebanan 70

4.3 Acuan Perencanaan Dan Pendetailan Struktur 70

4.4 Permodelan Struktur 71

4.4.1 Data Bangunan 71

4.4.2 Pemodelan Struktur 71

4.4.3 Konfigurasi gedung 74

4.4.4 Pradesain Elemen Struktur 75

4.5 Pembebanan Struktur 78

4.5.1 Beban Grativasi 78

4.5.2 Beban Gempa Pada Struktur 79

a. Kombinasi Pembebanan 80

b. Klasifikasi Situs 81

c. Parameter Respon Spektrum Gempa 83

d. Parameter Respon Spektrum Gempa Tertarget 84

e. Parameter Respon Spektral Gempa Desain 85

f. Spektrum Response Desain 85

g. Kategori Desain Seismik Dan Sistem Penahan 86

h. Perhitungan Berat Seismik Efektif 87

4.5.3 Analisi Dinamis Getaran 88

4.5.4 Kontrol Hasil Analisis Gempa 88

a. Kontrol Bentuk Rgam dan Partisipasi 88

b. Kontrol periode Fundamental Struktur 90

c. Kontrol Gaya Geser 93

d. Kontrol simpangan 97

e. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga 99

4.6 Desain Komputer Struktur 101

4.6.1 Perencanaan plat 101

4.6.2 Perencanaan balok 107

4.6.3 Desain Kolom 122

4.7 Perencanaan Dinding Geser 135

4.7.1 Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal

Dinding Struktur 137

4.7.2 Kebutuhan Tulangan untuk kombinasi Aksial dan Lentur 138

4.7 3 Sistem Ganda 138

4.8 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal dan Vertikal 139

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan 149

5.2 Saran 150

DAFTAR PUSTAKA xxvii

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Ketentuan Pasal 18.2 SNI 2847-2019 16

Tabel 2.2 Butir-Butir Pasal 18.2 SNI 2847-2019 18

Tabel 2.3 Daftar Berat Bahan Bangunan dan Komponen Gedung 27

Tabel 2.4 Daftar Beban Hidup pada Lantai Ruangan Gedung 28

Tabel 2.5 Reduksi Kekuatan 31

Tabel 2.6 Kategori Resiko Banguanan 32

Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa 33

Tabel 2.8 Faktor *R*, C_d, dan Ω0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa 38

Tabel 2.9 Klasifikasi Situs..... 41

Tabel 2.10 Koefisien Situs Fa 42

Tabel 2.11 Koefisien Situs Fv 43

Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek 45

Tabel 2.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik 45

Tabel 2.14 Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur 46

Tabel 2.15 Ketidakberaturan Horizontal 57

Tabel 2.16 Ketidakberaturan Vertikal 58

Tabel 2.17 Kajian Jurnal Terdahulu I 59

Tabel 2.18 Kajian Jurnal Terdahulu II 60

Tabel 2.19 Kajian Jurnal Terdahulu III 60

Tabel 2.20 Kajian Jurnal Terdahulu IV 61

Tabel 2.21 Kajian Jurnal Terdahulun V 63

Tabel 4.1 Konfigurasi Gedung.....74

Tabel 4.2 Spesifikasi Material.....74

Tabel 4.3 Dimensi Kolom 77

Tabel 4.4 Dimensi Balok.....77

Tabel 4.5 Dimensi Kolom Dinding Geser.....78

Tabel 4.6 Faktor Keutamaan Gempa.....81

Tabel 4.7 Klasifikasi Tanah.....82

Tabel 4.8 Nilai N-SPT *Site* Proyek 82

Tabel 4.9 Data Parameter Respons Spektral Terpetakan 84

Tabel 4.10 Data Parameter Response Spektral Desain 85

Tabel 4.11 Nilai Spektrum Response Percepatan Desain.....86

Tabel 4.12 Rangkuman Berat Struktur Per Lantai 87

Tabel 4.13 Bentuk Ragam dan Waktu Getar Struktur.....88

Tabel 4.14 Nilai Hasil Parsitipasi Massa Bangunan 89

Tabel 4.15 Output Gaya Geser Dasar Statik 94

Tabel 4.16 Output Gaya Geser Dasar Dinamik.....95

Tabel 4.17 Perbandingan Gaya Geser Dsar Statik dan Dinamik.....96

Tabel 4.18 Output Gaya Geser Dinamik Setelah Pembesaran Gaya Gempa.....96

Tabel 4.19 Besaran Simpangan Struktur Arah X 98

Tabel 4.20 Besaramn Simpangan Struktur Arah Y 98

Tabel 4.21 Hasil Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai.....107

Tabel 4.22 Detail Penulangan Balok 122

Tabel 4.23 Properti Kolom K2 123

Tabel 4.24 Penulangan Kolom K2.....124

Tabel 4.25 Penulangan Confinement Kolom K2.....129

Tabel 4.26 Rekap Tulangan Kolom.....132

Tabel 4.27 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal 1b Sumbu X.....139

Tabel 4.28 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal 1b Sumbu Y.....139

Tabel 4.29 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b 146

Tabel 4.30 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Berat Massa 146

Tabel 4.31 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal 147

Tabel 4.32 Pengecekan Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat.....147

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Kerusakan Akibat Gempa.....8

Gambar 2.2 Beberapa Konfigurasi *Open Frame*.....15

Gambar 2.3 Konfigurasi Portal Dinding.....17

Gambar 2.4 konfigurasi Perletakan Dinding Geser.....18

Gambar 2.5 Respons SRPM.....19

Gambar 2.6 Portal Balok-Kolom Penahan Beban Lateral.....19

Gambar 2.7 Sistem Dinding Geser..... 20

Gambar 2.8 Denah Gedung dengan Sistem Dinding Berangkai 20

Gambar 2.9 Sistem Ganda Dinding Portal.....21

Gambar 2.10 Ilustrasi Hierarki Keruntuhan 22

Gambar 2.11 Beberapa Mekanisme Keruntuhan Rangka 24

Gambar 2.12 Mekanisme Keruntuhan Ideal.....24

Gambar 2.13 Perencanaan Geser Untuk Balok SRPMK.....25

Gambar 2.14 Perencanaan Geser Untuk Kolom SRPMK 25

Gambar 2.15 Gaya Geser Rencana SRPMM.....26

Gambar 2.16 Persyaratan Kolom Kuat Balok Lemah 26

Gambar 2.17 Beban Gempa pada Struktur Bangunana.....29

Gambar 2.18 Deformasi Elastis Pada Struktur.....34

Gambar 2.19 Deformasi Plastis (Inelastis) pada Struktur.....35

Gambar 2.21 Pemodelan Arah Beban Gempa pada Struktur 36

Gambar 2.21 Gempa Maksimum Yang dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCE$_R$, Kelas Situs SD (Tanah Sedang) 40

Gambar 2.22 Peta Parameter S_s 40

Gambar 2.23 Peta Parameter S_1 41

Gambar 2.24 Desain Respon Spektrum 44

Gambar 2.25 Koefisien Momen 2 Arah.....48

Gambar 2.26 Penulangan Tulangan Transversal 52

Gambar 2.27 Kapasitas Geser Kolom.....53

Gambar 2.28 Luas Joint Efektif 53

Gambar 2.29 Gaya Dinding Geser.....56

Gambar 3.1 Flowchart Perencanaan Struktur Gedung 68

Gambar 4.1 Tampak Atas Dinding Geser.....71

Gambar 4.2 Denah Lantai 2 72

Gambar 4.3 Denah lantai 3 72

Gambar 4.4 Denah Lantai 4 73

Gambar 4.5 Bntuk 3D Struktur Tampak Depan 73

Gambar 4.6 *Bentuk 3D Struktur Tampak Belakang* 72

Gambar 4.7 *Pelat Lantai Yang Ditinjau* 75

Gambar 4.8 Grafik Respon spektra Puskim Surakarta 84

Gambar 4.9 Grafik Respon spektra pada Etabs 85

Gambar 4.10 *load Pattern Gempa Seismik* 91

Gambar 4.11 *Load Pattern Gempa Arah X* 92

Gambar 4.12 *Load Pattern gempa Arah Y* 92

Gambar 4.13 *Load Case Pada Gempa Seismik*.....93

Gambar 4.14 Gaya Geser Dinamik.....97

Gambar 4.15 Gaya Geser Statik 97

Gambar 4.16 Faktor Perbesaran Torsi 99

Gambar 4.17 Tipe Pelat 101

Gambar 4.18 Tulangan Pelat.....106

Gambar 4.19 Balok Induk B1.....107

Gambar 4.20 Nilai Torsi pada Etabs Balok 350 x 600 109

Gambar 4.21 Nilai Momen Tumpuan pada Etabs Balok 350 x 600.....111

Gambar 4.22 Nilai Momen Lapangan Balok 350 x 600 114

Gambar 4.23 Penulangan Balok G1.....116

Gambar 4.24 Momen Probable Rangka Bergoyang Ke kanan Balok.....117

Gambar 4.25 Momen Probable Rangka Bergoyang ke Kiri Balok.....126

Gambar 4.26 Tulangan Geser Pada Kolom 127

Gambar 4.27 Diagram Interaksi Kolom 600 x 600.....128

Gambar 4.28 Gaya Geser Desain Kolom G4.....129

Gambar 4.29 Sketsa Penampang Kolom G4.....132

Gambar 4.30 Tinjauan Joint Balok G1 dan Kolom G4 133

Gambar 4.31 Dinding Geser Pier 1.....135

Gambar 4.32 Diagram Interaksi Dinding Geser Pier 1.....138

Gambar 4.33 Detail Dinding Geser 138

Gambar 4.34 Ketidakberaturan 1a dan 1b 140

Gambar 4.35 Ketidakberaturan 2.....141

Gambar 4.36 Ketidakberaturan 4.....142

Gambar 4.37 Ketidakberaturan 5.....143

Gambar 4.38 Ketidakberaturan Vertikal.....148

DAFTAR NOTASI

A_b = luas penampang ujung tiang (cm^2);

A_g = luas bruto penampang (mm^2)

A_s = `luas tulangan tarik (mm^2); luas s

A_{sh} = luas penampang inti beton, di ukur dari serat terluar hoop ke serat terluar hoop di sisi lainnya.

A_p = luas penampang tiang (cm^2)

A_v = luas tulangan sengkang ikat dalam daerah sejarak s (mm^2)

A'_s = luas tulangan tekan (mm^2)

b = lebar penampang balok (mm)

b_w = lebar badan atau diameter penampang lingkaran (mm)

C_a = koefisien akselerasi

C_d = faktor pembesaran defleksi

CP = *Collapse Pervention*

C_s = koefisien respons seismik; kohesi *undrained* (ton/m^2)

C_t = koefisien rangka beton pemikiul momen

C_u = koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

C_v = koefisien respon gempa vertikal

D = diameter tiang (cm)

DF = faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah kolom yang didisain

DL = *dead load* (beban mati)

D_t = displacement total

D_1 = displacement pertama

d = tinggi efektif pelat; jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm); diameter tiang (cm)

E = pengaruh beban gempa

E_c = modulus elastisitas beton (MPa)

E_g = Efisiensi kelompok tiang

E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_s = modulus elastisitas tulangan (*MPa*)

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

F = gaya lateral ekivalen

F_a = koefisien situs untuk perioda pendek (pada perioda 0,2 detik)

Fs = faktor keamanan = 2,5

F_{sc} = *local friction* (kg/cm^2)

F_v = koefisien situs untuk perioda panjang (pada perioda 1 detik)

f_s = tahanan selimut sepanjang tiang (kg/cm^2)

f_y = tegangan leleh profil baja (*MPa*)

f'_c = kuat tekan karakteristik beton (*MPa*)

H = tebal lapisan tanah (*m*)

h_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang) (*mm*)

h_n = ketinggian struktur (m)

h_x = spasi horisontal maksimum untuk kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada muka kolom

I = faktor keutamaaan struktur

IO = *Immediate Occupancy*

J = koefisien lengan momen

k = faktor panjang efektif

k_c = faktor tahanan ujung

LL = *live load* (beban hidup)

LS = *Life Safety*

l_n = panjang sisi terpanjang

l_o = panjang minimum

MCE_R = spektrum respons gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget

M_n = kuat momen nominal pada penampang (*kN-m*)

M_{nb} = momen terfaktor dalam keadaan *balanced*

M_{pr} = momen lentur dari suatu komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen

		struktur pada joint dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum
M_u	=	momen yang terjadi pada penampang
M_x	=	momen arah x ($ton.m$)
M_y	=	momen arah y ($ton.m$)
m	=	jumlah lapisan tanah yang ada di atas tanah dasar; jumlah tiang dalam 1 kolom
n	=	jumlah lantai gedung
n	=	jumlah tingkat gedung; jumlah tiang dalam 1 baris; banyaknya tiang pancang
n_x	=	banyaknya tiang dalam satu baris arah y
n_y	=	banyaknya tiang dalam satu baris arah x
p	=	keliling tiang (cm)
$P_{ijin} = P_{all}$	=	daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)
P_{maks}	=	beban maksimum yang diterima 1 tiang (ton)
P_n	=	kuat nominal penampang yang mengalami tekan (N)
P_{tiang}	=	daya dukung tiang pancang (ton)
P_u	=	kuat beban aksial terfaktor pada eksentrisitas tertentu (N)
Q_{all}	=	nilai daya dukung tanah (ton)
Q_E	=	pengaruh gaya seismik horisontal dari V
Q_p	=	tahanan ujung selimut tiang (kg)

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

Q_s = tahanan geser selimut tiang (kg)

Q_{ult} = daya dukung pondasi tiang pancang (ton)

q_c = tahanan konus pada ujung tiang (kg/cm^2)

q_{cb} = conus resistence rata-rata 1,5D di bawah ujung tiang (N/mm^2)

q_{cu} = conus resistence rata-rata $1,5D$ di atas ujung tiang (N/mm^2)

R = faktor reduksi gempa; ragius girrasi

R_x = resultan gaya arah x

R_y = resultan gaya arah y

S_a = spektrum respons percepatan disain

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan disain pada perioda pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan disain pada perioda 1 detik

S_{MS} = parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek

S_{M1} = parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik

S_s = percepatan batuan dasar pada perioda pendek

s_x = spasi longitudinal tulangan transvesal dalam panjang l_0

S_1 = percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik

s = jarak antar tiang (cm)

T_a = perioda getar fundamental struktur

T_{eff} = waktu getar gedung efektif (dt)

t_i = tebal lapisan tanah ke – i

V = gaya lateral (kg)

V_t = beban gempa dasar nominal

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN KOLOM DAN DINDING GESER DENGAN SISTEM SRPMK

Oleh :

Ikbal Delfiero P [1)], Khoirul Anwar [1)]
Sumirin [2)], Abdul Rochim [2)]

ABSTRAK

Indonesia adalah salah satu Negara yang rawan terhadap gempa karena berada di jalur gempa yang aktif di dunia. Indonesia di kelilingi oleh cincin api pasifik dan dilalui jalur pertemuan 3 lempeng dunia tektonik yaitu lempeng Indo-Australia. Oleh karena itu, dalam merencanakan suatu struktur gedung di Indonesia terdapat suatu acuan yang harus diikuti yaitu SNI-1726-2019 dan SNI-2847-2019. Dibuatnya tugas akhir ini adalah untuk melakukan Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom Dan Dinding Geser Dengan Sistem Srpmk.

Pada Tugas Akhir ini, dilakukan permodelan struktur bangunan gedung yang terdiri dari 4 lantai. Perencanaan menggunakan desain struktur beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menggunakan software Etabs 17 dan digunakan software Sp column untuk merencanakan penulangan Kolom dan juga penulangan dinding geser.

Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan, didapatkan hasil : Pelat pada lantai 1-4 menggunakan tebal pelat 120 mm dan didapat momen nominal sebesar 17,009 KNm. Desain balok yang ditinjau adalah balok dengan dimensi 350 mm x 600 mm. Pada tumpuan digunakan tulangan tarik 5D 22 dan tulangan tekan 3D 22 yang dapat menahan momen sebesar 353,9 kNm dan pada lapangan digunakan tulangan tarik 3D 22 dan tulangan tekan 2D 22 yang dapat menahan momen sebesar 220 kNm dengan jarak sengkang pada tumpuan D10mm-100mm dan lapangan D10mm-150mm. Kapasitas gaya aksial dan lentur sudah memenuhi persyaratan SNI-2847-2019 pasal 18.7.2. Pada kolom didapatkan nilai beban aksial terfaktor maksimum sebesar 1463,617 kN. Berdasarkan kolom rasio dimensi penampang, hal tersebut memenuhi syarat dengan tulangan 20D22 dan berdimensi 600mmx600mm. Bagian badan dinding geser dengan tebal 200mm diberi konfigurasi tulangan D16 – 200 mm, sedangkan bagian komponen batas yang berukuran 600 x 600 mm2 diberi tulangan memanjang 20D22. Berdasarkan hasil pengecekan dari hasil desain. Simpangan antar tingkat (*drift*) arah X dan Y pada gedung ini dinyatakan aman terhadap kinerja batas layan dan batas ultimate. Untuk Presentase gaya geser pada dinding geser memenuhi persyartan yaitu kurang dari 75%.

Kata Kunci : Tahan gempa, gedung, gempa, Desain, Redesain, Bangunan

[1)]Mahasiswa Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung
[2)]Dosen Teknik Sipil Fakultas Tenik Universitas Islam Sultan Agun

STUDY OF STRUCTURL DESIGN OF EARTHQUAKE-RESISTANT BUILDING USING COLUMN AND SHEAR WALLS WITH SRPMK SYSTEM

By:
Ikbal Delfiero P [1)], Khoirul Anwar [1)]
Sumirin [2)], Abdul Rochim [2)]

ABSTRACT

Indonesia is one of the countries that are prone to earthquakes because it is on the path of the most active earthquakes in the world. Indonesia is surrounded by the Pacific Ring of Fire and is traversed by the meeting point of 3 tectonic plates, namely the Indo-Australian plate. Therefore, in planning a building structure in Indonesia there is a reference that must be followed, namely SNI-1726-2019 and SNI-2847-2019. The purpose of this final project is to conduct a study on the design of the superstructure of an earthquake-resistant building using columns and shear walls with the SRPMK system.

In this final project, a structural modeling of a building consisting of 4 floors is carried out. Planning using reinforced concrete structure design with Special Moment Bearing Frame System (SRPMK) using Etabs 17 software and using Sp column software to plan column reinforcement and also shear wall reinforcement.

Based on the results of the analysis and calculations, the results obtained are: The slab on floors 1-4 uses a plate thickness of 120 mm and the nominal moment is 17,009 KNm. The design of the beam under consideration is a beam with dimensions of 350 mm x 600 mm. At the supports used 5D 22 tensile reinforcement and 3D 22 compression reinforcement which can withstand a moment of 353.9 kNm and in the field used 3D 22 tensile reinforcement and 2D 22 compression reinforcement which can withstand a moment of 220 kNm with a stirrup distance at the support D10mm-100mm and pitch D10mm-150mm. The axial and flexural force capacity has met the requirements of SNI-2847-2019 article 18.7.2. In the column, the maximum factored axial load value is 1463,617 kN. Based on the cross-sectional dimension ratio column, it meets the requirements with 20D22 reinforcement and has dimensions of 600mmx600mm. The shear wall body section with a thickness of 200mm is given a reinforcement configuration of D16 – 200 mm, while the boundary component section measuring 600 x 600 mm2 is given 20D22 longitudinal reinforcement. Based on the results of checking the results of the design. The drift between levels (drift) in the X and Y directions in this building is declared safe for the performance of the service limit and ultimate limit. For the percentage of shear forces on the shear walls meet the requirements of less than 75%.Keywords : Earthquake resistant, building, earthquake, Design, Redesign, Building

Keywords : Earthquake resistant, building, earthquake, Design, Redesign, Building

1) Civil Engineering Students, Faculty of Engineering, Sultan Agung Islamic University
2) Faculty of Civil Engineering Lecturer Tenik Islamic Sultan Agung University

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Bangunan gedung bertingkat sangat beresiko terhadap bencana alam yang paling utama adalah gempa bumi. Banyak gedung yang hancur karena gempa bumi, sehingga diperlukan peranangan desain struktur gedung yang tahan terhadap gempa. Gedung direncanakan sebagai struktur yang memiliki keamanan yang sangat tinggi , yaitu apabila terjadi gempa besar, struktur bangunan tidak akan roboh dan runtuh. Dalam perencanaan suatu gedung harus memperhatikan keamanan struktural, terutama jika dibangun pada daerah yang rawan terhadap gempa seperti di Indonesia. Peraturan desain bangunan gedung tahan gempa sudah diatur dalam SNI 1726-2019, Peraturan ini merupakan peraturan gempa terbaru, guna mendapatkan struktur tahan gempa yang lebih baik.

Pada Tugas Akhir ini, dilakukan dengan permodelan struktur bangunan gedung Tahan Gempa dengan Sistem Ganda yang terdiri dari 4 lantai menggunakan rangka beton bertulang, sedangkan rangka pemikul momen yang digunakan adalah SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Bangunan tersebut didesain berdasarkan Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2019) dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019).

Dengan peraturan SNI yang terbaru ,diharapkan dapat mendesain gedung yang tahan gempa lebih baik. Tujuan dari tugas akhir ini yaitu untuk Analisis dan Desain struktur gedung akibat beban gempa dilakukan dengan menggunaakan bantuan program ETABS 2017. Berdasarkan parameter desain sesuai peraturan yang terbaru.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan Latar belakang masalah diatas, sehingga bisa disimpulkan untuk rumusan permasalahan dalam Tugas Akhir ini sebagai berikut:

1. Berapa gaya gempa untuk Gedung Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda mengacu pada SNI 1726-2019?
2. Bagaimana hasil perencanaan struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada kondisi beban SNI 2847-2019.

1.3 Maksud dan Tujuan

Untuk Maksud dan Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah perencanaan dan penilaian kinerja struktur gedung yang meliputi:

1. Mendesain bangunan Tahan Gempa Gedung Pendidikan 4 Lantai dengan Dengan Sistem Ganda menggunakan Respons Spektrum Puskim 2021, http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/ dan SNI 1726-2019.
2. Memperoleh sistem struktur ganda dimana presentase gaya geser pada dinding geser kurang dari 75%.
3. Mendesain penulangan balok, kolom, pelat, dan dinding geser menggunakan Sistem Ganda pada pada persyaratan beton struktural SNI 2847-2019.

1.4 Batasan Masalah

Dalam pokok pembahasan dari Tugas Akhir ini melakukan Studi dalam perencanaan pada dimensi dan kebutuhan tulangan bangunan gedung.

Peraturan yang digunakan sebagai pedoman pembebanan dan analisa dalam perhitungan yaitu :

a. Peraturan yang digunakan :
    1. SNI 1726 - 2019 (Tata cara ketahanan gempa untuk struktur gedung dan bukan gedung)

2. SNI 2847 - 2019 (Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung)
3. SNI 1727 - 2020 (Peraturan beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan strukturt lain)
4. Tidak menambah struktur pondasi.

b. Untuk Gedung Ma;had Jamiah IAIN Surakarta dengan data tanah nilai N-SPT 18,23 dengan Kelas Tanah D (Tanah Sedang).

c. Program perhitungan :
   1. ETABS 2017
   2. SP-COLUMN

1.5 Sistematika Penulisan

Penyusunan Tugas Akhir,untuk sistematika penulisan laporan terdiri dari 5 bab yaitu sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab pendahuluan berisi latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Terdapat kajian atau teori dari berbagai sumber yang dibutuhkan untuk dijadikan suatu rujukan menganalisis struktur.

BAB III METODOLOGI PENULISAN

Terdapat metode pengumpulan data, metode analisis dan perumusan masalah.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Terdapat bagian penting atau isi dari penulisan laporan yakni berupa analisis, perhitungan beban dan pengecekan terhadap persyaratan sesuai SNI (Standart Nasional Indonesia).

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan dan saran khususnya untuk perhitungan beban gempa dan struktur pada Bangunan Tahan Gempa Gedung Pendidikan 4 Lantai Dengan Sistem Ganda.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Perencanaan adalah sebuah proses untk mendapatkan suatu hasil yang optimum. Suatu struktur dikatakan optimum apabila memenuhi kriteria yang umum untuk struktur berupa biaya minimum, waktu konstruksi minimum,tenaga kerja minimum, biaya produktif minimum, serta efisiensi operasi maksimum. Efisiensi yang maksimum adalah kriteria khusus yang paling standart dijadikan suatu parameter, yaitu keamanan, keandalan, dan keindahan. (Yudarman, 2007).

Hasil desain harus mampu menahan beban yang bekerja tanpa mengalami tegangan dan deformasi yang berlebihan. Elemen-elemen struktur harus mampu memberikan respon terhadap semua beban yang bekerja dan merupakan satu kesatuan agar dapat menerima dan menahan beban-beban tersebut. (Yudarman, 2007).

Pada bab ini akan dijabarkan mengenai langkah langkah dalm perhitungan struktur, mulai dari struktur atas yaitu seperti halnya pelat lantai, tangga, balok, kolom, dan lainnya. Tinjaun pustaka digunkan untuk memperoleh hasil perencanaan sistem struktur yang lebih optimal, efisien dan akurat. Oleh sebab itu, didalam bab ini juga akan dibahas mengenai konsep-konsep pemilihan sistem struktur dan konsep perencanaan atau desain struktur bangunannya, seperti halnya konfigurasi denah dan pembebanan yang telah disesuikan dengan syarat- syarat dasar perencanaan gedung bertingkat yang telah diatur di SNI (Standar Nasional Indonesia). Sehingga diharapkan akan diperoleh hasil yang baik.

Pada setiap sistem struktur bangunan terhadap penggabungan dari elemen-elemen struktur secara tiga dimensi yang rumit. Fungsi utama daripada sistem struktur yaitu memikul secara aman dan efektif suatu beban yang bekerja atau bereaksi pada suatu bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Jenis struktur erat hubungannya dengan aspek

fungsional gedung. Proses perencanaan sistem struktur perlu dicari pendekatanya antar jenis struktur dengan problem seperti arsitektural, efisiensi, service ability, kemudahan pelaksanaan, dan juga biaya yang diperlukan untuk menyelesaikan proyek tersebut.

Adapun beberapa aspek yang perlu ditinjau dalam merencanakan suatu sistem struktur berdasarkan SNI 1726-2019, diantaranya:

1. Aspek Struktural (kekuatan dan kekakuan struktur)

   Kekuatan dan kekakuan struktur perlu dipertimbangkan berdasarkan dengan kemampuan struktur untuk menerima beban-beban yang bekerja, baik vertikal maupun beban horizontal
2. Aspek arsitektural

   Kekuatan dan kekakuan struktur perlu dipertimbangkan berdasarkan dengan kemampuan struktur untuk menerima beban-beban yang bekerja, baik vertikal maupun beban horizontal
3. Aspek fungsional

   Suatu perencanaan struktur yang baik yakni memperhatikan fungsi peruntukan bagi bangunan tersebut. Kaitannya dengan penggunaan ruang, aspek fungsional sangat mempengaruhi besar kecilnya dimensi bangunan yang telah direncanakan.
4. Aspek ekonomi dan kemudahan pelaksanaan

   Mengenai jumlah pembiayaan yang diperlukan agar dalam proses pelaksanaanya, perencanaan dapat memberikan alternatif rencana yang relatif murah dan memenuhi aspek mekanika serta arsitektural. Suatu gedung dapat meggunakan beberapa sistem struktur yang bisa digunakan. Maka dari aspek ekonomi dan kemudahan dalam pelaksanaan pengerjaan mempengaruhi pemilihan pada sistem struktur.
5. Aspek kemampuan struktur pada sistem layanan gedung

   Struktur yang dipilih harus mampu mendukung beban rancang secara aman tanpa kelebihan tegangan ataupun deformasi yang melebihi batas yang diizinkan. Keselamatan dan kenyamanan menjadi hal penting dalam perencanaan struktur gedung terutama dalam penanggulangan bahaya kebakaran.

Dengan demikian perlu dilakukan usaha-usaha sebagai berikut:

- Perencanaan outlet yang memenuhi persyaratan
- Penggunaan material tahan api terutama untu instalasi-instalasi penting
- Fasilitas penanggulangan api disetiap lantai
- Warning system terhadap api dan asap
- Pengaturan ventilasi yang memadai

6. Aspek lingkungan

Aspek lain yang ikut menentukan perancangan dan pelaksanaan suatu proyek adalah aspek lingkungan. Suatu proyek diharapkan akan memperbaiki kondisi lingkungan dan kemasyarakatan. Sebagai ontoh dalam perencanaan lokasi dan denah sangat perlu untuk mempertimbangkan kondisi lingkungan,apakah rencana kita nantinya akan menimbulkan dampak negatif atau positif bagi lingkungan sekitar, baik secara fisik maupun kemasyarakatan.

2.2 Kapasitas Struktur

Keruntuhan struktur akan terjadi, apabila tanggap struktur melebihi kapasitas elemen struktur. Meskipun gampa (dengan berbagai pengecualian) merupakan peristiwa acak diluar kontrol, didalam perencanaan dapat ditetapkan kapasitas rerata dari sistem sumber struktur (Amrinsyah, 2009). Konsep dasar ini menjelaskan bahwa absorpsi energi merupakan ukuran bagi kapasitas gempa untuk sistem struktur.

Tanggap struktur dalam interval linear adalah kapasitas energi yang proporsional terhadap beban yang bekerja.di dalam ketentuan bagi gaya lateral rencana melebihi beban gempa sesungguhnya yang berakibat deformasi pada posisi titik leleh atau mungkin lebih besar, maka tanggap struktur tergantung pada perilaku setelah titik awal leleh. Jika tidak ada daktilitas (ketegaran) dan seandainya tidak ada pola lain tegangan,struktur akan runtuh akibat beban gempa setau atau lebih besar.di pihak lain, bila ketegaran (daktalitas) dan kapasitas energi inelatik tersimpan dengan pola tegangan yang lebih kuat pada sistem (bagian sistem) lain struktur, maka akan memungkinkan ketahanan struktur terhadap gempa.Dapat disimpulkan

bahwa tanggap gempa akan tergantung padaa periode alami dan tegangan struktur seperti frekuensi dan riwayat waktu gerakan gempa.

2.3 Konsep Perencanaan Elemen Struktur Tahan Gempa

1. Prinsip Dasar

Sebagian besar wilayah diindonesia merupakan wilayah yang memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadp gempa. Hal ini dapat dilihat pada berbagai kejadian gempa dalam beberapa tahun terakhir yang melanda beberapa daerah diindonesia dan menyebabkan kerusakan sarana dan prasarana didaerah daerah yang terkena dampak bencana tersebut. Kondisi alam ini menyebabkan perlunya pemenuhan terhadap kaidah-kaidah perencanaan/pelaksanaan sistem struktur tahan gempa pada setiap struktur bangunan yang akan didirikan di wilayah Indonesia, khususnya yang perlu dibangun yakni diwilayah dengan kerawanan (resiko) gempa menengah hingga tinggi. Hal ini bertujuan agar pada saat terjadi gempa, struktur bangunan dapat bertahan dan melindungi penghubunya dari resiko bahaya gempa.

Namun dalam kenyataannya, kaidah kaidah perencanaan/pelaksanaan struktur bangunan tahan gempa tersebut dalam sepenuhnya diterapkan pada pelaksanaan struktur bangunan di berbagai wilayah di Indonesia, khususnya pada pelaksanaan struktur bangunan beton bertulang. Terlihat dari berbagai kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan beton bertulang akibat gempa-gempa besar di Indonesia dalam beberapa tahun terakhir. Seperti di tunjukan pada Gambar 2.1.

Gambar 2.1. Kerusakan Akibat Gempa

(Sumber : bmkg.go.id)

Kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan akibat gempa-gempa pada umumnya disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut (Imran, 2014):

- Sistem bangunan yang digunakan tidak sesuai tingkat kerawanan daerah setempat terhadap gempa.
- Rancangan struktur dan detail penulangan yang diaplikasikan pada dasarnya kurang memadai.
- Kualitas material dan praktik konstruksi pada umumnya kurang baik.
- Pengawasan dan kontrol pelaksanaan pembangunan kurang memadai

Agar hal yang sama tidak terjadi lagi, prinsip-prinsip dasar berikut perlu diperhatikan dalam perencanaan, perancangan, dan pelaksanaan struktur bangunan beton bertulang tahan gempa (Hoedajanto dan Imran 2002), yaitu:

- Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan tingkat kerawanan (resiko) daerah tempat struktur bangunan tersebut berada terhadap gempa.
- Aspek kontinuitas dan integritas struktur bangunan perlu diperhatikan. Detail penulangan dan sambungan-sambungan serta unsur-unsur struktur bangunan harus terikat secara efektif menjadi satu kesatuan untuk meningkatkan integritas struktur secara menyeluruh.
- Konsistensi sistem struktur yang diasumsikan dalam desain dengan sistem struktur yang dilaksanakan harus terjaga.
- Material beton dan baja tulangan yang digunakan harus memenuhi persyaratan material konstruksi untuk struktur bangunan tahan gempa.
- Unsur-unsur arsitektural yang memiliki massa yang besar harus terikat dengan kuat pada sistem portal utama dan harus dipertimbangkan pengaruhnya terhadap sistem struktur.
- Metode pelaksanaan, sistem quality dan quality assurance dalam tahapan konstruksi harus dilaksanakan dengan baik dan harus sesuai dengan kaidah yang berlaku.

Hal ini yang perlu diperhatikan adalah besar frekuensi gaya gempa yang diterima oleh struktur bangunan pada dasarnya dipengaruhi karateristik gempa yang terjadi, karateristik tanah tempat bangunan berada, dan karateristik struktur bangunan.Karateristik struktur bangunan yang

berpengaruh diantaranya bentuk bangunan, massa bangunan, beban gravitasi yang bekerja, kekakuan dan lain lain. Bentuk denah bangunan yang terbaik untuk menahan gempa dalah bentuk yang sederhana, simetris, dan tidak terlalu panjang. Rancangan bentuk massa bangunan yang memiliki tekukan yang besar idealnya harus dihindari. Apabila bentuk denah bangunan tidak dapat dibuat simetris, maka bagian yang menonjol konstruksinya lebih baik dipisahkan dari bangunan utama.Selanjutnya, distribusi kekakuan arah vertikal bangunan sedapat mungkin dibuat seragam dan menerus, tanpa loncatan. Perubahan kekakuan yang drastis harus dihindari.

Selain itu, semakin besar massa yang ada pada bangunan semakin besar pula beban inersia yang timbul pada saat terjadi gempa. Oleh karena itu, massa bangunan sebaiknya dibuat seringan mungkin. Mengenai hal ini, penggunaan unsur-unsur arsitektural yang memliki massa yang besar harus dihindari.

Berbagai aspek material yang telah diuraikan diatas akan dibahas melalu bab ini. Acuan yang digunakan adalah SNI 1726-2019 unruk perhitungan gempa dan SNI 2847-2019 untuk persyaratan detailing struktur bangunan beton bertulang tahan gempa.

2. Konsep Desain Terhadap Beban Gempa

Kriteria desain struktur bangunan tahan gempa mensyaratakan bahwa bangunan harus didesain agar mampu menahan beban gempa 2500 tahunan, sesuai dengan SNI 1726-2019. SNI Gempa Indonesia ini mendasarkan beban gempa desain sebagai dua per tiga beban gempa MCE_R (gempa maksimum yang dipertimbangkan). Prosedur perencanaan berdasarkan SNI gempa, struktur bangunan tahan gempa pada prinsipnya boleh direncanakan terhadap beban gempa yang direduksi dengan suatu faktor modifikasi respons struktur *(R)* yang merupakan representasi tingkat daktilitas yang dimiliki oleh struktur bangunan tersebut. Penerapan kosep ini, pada saat gempa rencana terjadi, elemen-elemen struktur bangunan tertentu yang dipilih diperbolehkan mengalami plastifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pendisipasian energi gempa yang diterima struktur. Elemen-elemen tertentu tersebut pada umumnya merupakan elemen-elemen struktur yang perilaku plastifikasinya

bersifat daktail dan tidak mudah runtuh. Elemen-elemen struktur lain yang tidak diharapkan mengalami plastifikasi harus berperilaku elastis selama gempa rencana terjadi.

Selain itu hierarki atau urutan plastifikasi yang terjadi harus sesuai dengan yang direncanakan. Salah satu cara untuk menjamin agar hierarki plastifikasi yang diinginkan dapat terjadi adalah dengan menggunakan konsep desain kapasitas. Pada konsep desain kapasitas, tidak semua elemen struktur dibuat sama kuat terhadap gaya dalam yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lainnya. Hal ini dibuat demikian agar hanya elemen-elemen atau titik tersebut kerusakan struktur akan terjadi pada saat beban maksimum akibat gempa pada struktur.

Agar menjamin proses plastifikasi hanya terjadi pada elemen elemen strukturyang terpilih, maka elemen-elemen struktur yang diharapkan tetap elastis pada saat gempaa kuat terjadi harus didesain lebih kuat daripada elemen-elemen terpilih tersebut. Untuk mencapai hail ini, pada perencanaan elemen struktur yang diharapkan tetap elastis perlu diaplikasikan faktor overstrength (kuat lebih). Hierarki plastifikasi yang terjadi kemudian dapat diperiksa melalui analisis pushover,dalam hal ini , hierarki atau urutan plastifikasi yang terjadi haruslah sesuai dengan yang direncanakan.

Perlu diperhatikan bahwa struktur bangunan tidak runtuh pada saat terjadi gempa MCE_R. Untuk menjamin hal ini, elemen-elemen struktur bangunan yang diharapkan mengalami plastifikasi harus diberi detaiiling penulangan yang memadai agar perilakunya tetap stabil walaupun telah mengalami deformasi inelastis yang besar.Ketentuan detailing yang ditetapkan dalam SNI 2847-2019 pasal 21.1 untuk struktur beton bertulang,pada dasarnya dibedakan berdasarkan tingkat resiko kegempaan didaerah tempat struktur tersebut. Semakin tinggi risiko kegempaan suatu daerah , semakin ketat persyaratan detailing penulangan yang harus dipenuhi pada struktur bangunan yang berada didaerah tersebut.

3. Persyaratan Material Konstruksi

Karakteristik material beton dan baja tulangan yang digunakan pada struktur beton bertulang tahan gempa akan sangat mempengaruhi perilaku plastifikasi struktur yang dihasilkan (Imran dkk, 2009). Salah satu parameter material beton yang paling berpengaruh dalam hal ini adalah nilai kuat tekan. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.2.5 dan tabel 19.2.1.1 kuat tekan beton, *fc',* untuk material beton yang digunakan pada struktur tahan gempa sebaiknya tidak kurang dari pada 21 Mpa. Kekuatan sebesar itu menjadikan bangunan yang akan memiliki ketahanan baik terhadap lingkungan sehingga kinerjanya tidak akan mudah berubah seiring dengan bertambahnya umur bangunan. Batasan ini didasarkan atas fakta bahwa tidak cukup banyak bukti eksperimental dan data langsung lapangan yang memeperlihatkan perilaku elemen struktur beton yang dikontruksikan dengan beton ringan, terutama dalam hal perpindahan akibat pembebanan siklik dalam rentang nonlinear.

Pada baja tulangan salah satu parameter yang paling berpengaruh terhadap perilaku plastifikasi yang dihasilakan elemen struktur tahan gempa adalah kondisi permukaan baja tulangan yang akan digunakan. Berdasarkan kondisi permukaannya, baja tulangan dibagi dalam dua jenis, yaitu baja tulangan polos dan baja tulangan ulir. Penggunaan tulangan polos sebagai tulangan elemen struktur dapat memberi dampak yang negatif terhadap kinerja plastifikasi yang dihasilakan. Kuat lekatan baja tulangan polos pada beton yang pada dasarnya hanya terdiri atas mekanisme adhesi dan friksi diketahui hanyalah sekitar 10% kust lekatan tulangan ulir. Degradasi lekatan akibat beban bolak balik disaat terjadi gempa pada tulangan polos sangatlah drastis dibandingkan dengan degredasi lekatan pada tulangan ulir (Imran dkk., 2009). SNI beton yang berlaku saat ini hanya mengizinkan penggunaan baja tulangan polos pada tulangan spiral. Sedangkan untuk penulangan lainnya disyaratkan untuk menggunakan baja tulangan ulir.

Parameter baja tulangan yang juga ikut berpengaruh terhadap perilaku plastifikasi elemen struktur yang dihasilkan sebagai tambahan adalah nilai kuat leleh, nilai faktor kuat lebih, dan nilai rasio kuat ultimit (Imran dkk., 2006). Nilai-nilai parameter baja tulangan tersebut sebaiknya selalu berada

dalam batas batas yang telah ditetapkan oleh peraturan guna mencegah terjadinya keruntuhan prematur, utamanya pada sistem sistem struktur yang telaah direncanakan dengan detailing yang sifatnya khusus (SNI 2847-2019 pasal 18.2.5)

SNI beton membatasi nilai kuat leleh yang disyaratkan untuk bahan baja tulangan sebesar 400 Mpa. Penggunaan baja tulangan dengan spesifikasi mutu yang lebih tinggi pada dasarnya dilarang. Pembatasan ini disebabkan oleh penggunaan baja tulangan yang mutunya tinggi dapat menyebabkan oleh penggunaan baja tulangan yang mutunya tinggi dapat menyebabkan timbulnya geser dan tegangan lekatan yang tinggi antara baja tulangan dan beton yang dapat menyebabkan brittle pada saat elemen mengembangkan kemampuan lentur maksimum. Hal ini dapat terjadi khususnya pada saat elemen struktur mengalami beban gempa yang sifatnya bolak balik (siklik).

Beberapa persyaratan ukuran geometri untuk elemen struktur SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) pada dasarnya diturunkan berdasarkan perilaku lekatan antara baja tulangan dan beton akibat beban siklik. Salah satunya adalah dimensi minimum kolom pada hubungan balok kolom berdasarkan SNI beton ditetapkan sebesar 20 kali diameter terbesar baja tulangan lentur balok yang merangka pada hubungan balok –kolom tersebut. Persyaratan dimensi minimum kolom tersebut pada dasarnya hanya berlaku untuk baja tulangan dengan mutu yang lebih tinggi tentunya akan membutuhkan persyaratan dimensi kolom yang lebih besar. Kemungkinan penggunaan baja tulangan mutu tunggi pada elemen struktur penahan gempa saat ini masaih dalam proses penelitian (Imran 2010; Retika dan Imran,2010).

2.4 Sistem Struktur

Struktur ialah gabungan atau rangkaian dari berbagai macam elemen-elemen yang dirakit sedemikian rupa hingga menjadi satu kesatuan yang utuh. Struktur pada bangunan merupakan bagian dari sebuah bangunan mungkin dianggap sebagai sebuah lapisan luar sederhana yang menutup dan memebagi ruang untuk menghasilkan sebuah lingkungan yang terlindungu. Permukaan yang membentuk kulit luar ini adalah dinding, lantai dan atap

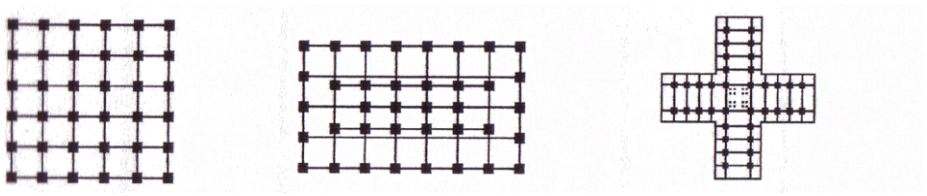
bangunan yang dikenai berbagai jenis pembebanan. Permukaan luar ditujukan untuk perlindungan dari beban iklim yaitu salju, angin, dan hujan. Lantai dikenai beban gravitasi dan efeknya, dan sebagian besar permukaan ini harus memikul beratnya sendiri. Beban-beban ini cenderung mengubah permukaan bangunan dan mengakibatkan keruntuhan, agar mencegah kejadian ini maka diberikan suatu struktur. Fungsi struktur dapat disimpulkan untuk memberikan kekuatan dan kekakuan yang diperlukan untuk mencegah sebuah bangunan mengalami keruntuhan. Lebih khususnya, struktur merupakan bagian bangunan yang menyalurkan beban-beban. Beban-beban tersebut menumpu diatas titik-titik untuk selanjutnya disalurkan pada bagian bawah tanah bangunan, sehingga beban-beban tersebut akhirnya dapat ditahan.

Pada dasarnya setiap sistem struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi yang cukup rumit. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Hal yang paling penting pada struktur bangunan tinggi adalah stabiloitas dan kemampuannya untuk menahan gaya lateral, baik yang disebabkan oleh angin atau gempa bumi.

Jenis-jenis kerangka struktur bangunan bertingkat tahan gempa menurut K.Muto 2007, terdapat tiga tipe kerangka struktur yaitu:

1. Portal Terbuka*/ Open Frame*

   Portal terbuka memiliki bentuk segi empat yang terdiri dari kolom dan balok dengan hubungan monolit membentuk ruangan besar dan memberikan daya tahan horizontal pada kerangka keseluruhan. Sistem Portal terbuka atau sistem rangka kaku pada umumnya berupa grid persegi teratur dengan menggunakan sambungan kaku. Rangka ini bisa menjadi satu bidang dengan dinding interior bangunan,atau sebagian bidang dengan penutup bangunan. Beberapa variasi denah *open frame* seperti gambar 2.2.



Rangka melintang dua arah | Rangka melintang sejajar dengan kolom interior tidak segaris | Rangka melintang sejajar pada dua sumbu

Sumber:[Schueller and Wolfgang, 1977]

Gambar 2.2 Beberapa Konfigurasi *Open Frame*

Pada struktur beton bertulang dan sejenis lainnya, kekuatan batang tidak begitu besar sehingga daya tahannya terbatas dan pada gedung bertingkat banyak pemakaian gabungan portal terbuka dan dinding geser umumnya lebih menguntungkan. Namun, kekakuan struktur dapat ditingkatkan dengan menggunakan struktur portal terbuka konstruksi baja struktural murni yang kuat. Adanya baja yang berkekuatan tinggi, maka pembangunan gedung bertingkat dapat dilakukan dengan potrtal terbuka.

Sistem portal terbuka dalam SNI sama juga disebut sistem rangka pemikul momen (SRPM) yang merupakan sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan join lainnya yang menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokan sebgai berikut:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) : Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI Beton Pasal 18.3. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B.
- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) : Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan detailing pasal 18.4. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktalitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS C.

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) : Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen khusus juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 18.2.3 hingga 18.2.8 dan 18.6 hingga 18.8. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D,E,dan F. Seperti pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Ketentuan Pasal 18.2 SNI 2847-2019

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 (*trusses*)		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

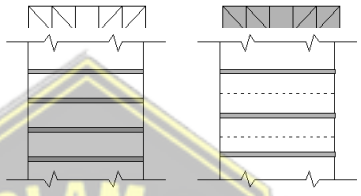
Sumber : SNI 2847-2019

2. Portal Dinding / *Walled frame*

Pada portal dinding, balok tinggi (biasanya bagian bawah jendela dianggap balok) dan kolom yang lebar (dinding pojok dianggap sebagai kolom) dipakai untuk memperoleh kekuatan yang besar dengan memanfaatkan sifat bawaan beton bertulang dan struktur beton bertulang baja. Struktur seperti ini menunjukan daya tahan dan ketegaran yang beberapa kali lebih tinggi dari pada portal terbuka biasa dan merupakan sistem penahan gempa yang rasional serta lebih ekonomis. Namun dimensi dari bidang kolom dan balok yang besar membatasi tampak bangunan dari segi artistik kurang baik.

Dua tipe struktur yang merupakan sistem dari portal dinding seperti ini ditunjukan dalam Gambar 2.3

Pada sistem interspatial rangka digunakan pada lantai antar serta mendukung bagian atas dan bagian bawah pelat lantai. Sedangkan pada sistem staggered (berselang-seling) lebih kokoh karena rangka digunakan disetiap lantai dan disusun menurut pola selang-seling. Membuat rangka berselang-seling pada satu lantai dan lantai lain dapat dihasilkan ruang yang cukup besar.



Gambar 2.3 Konfigurasi Portal Dinding

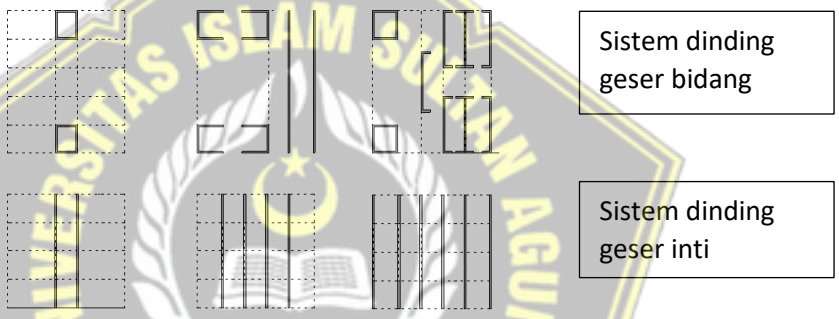
3. Dinding Geser / *Shear wall*

Dinding geser (shear wall) adalah unsur pengaku vertikal yang relatif sangat kaku yang dirancang untuk menahan gaya lateral atau gempa yang bekerja pada bangunan. Dinding geser pada umunya hanya boleh mempunyai bukaan sedikit (sekitar 5%) agar tidak mengurangi kekakuannya. Fungsi dinding geser berubah menjadi dinding penahan beban (bearing wall), jika dinding geser menerima beban tegak lurus dinding geser.

Dinding bisa berupa sistem linear, sistem initi ataupun sistem ampuran.Selanjutnya sistem bidang dinding dibagi menjadi permukaan menerus melalui seluruh permukaan bangunan ataupun sekumpulan dinding yang dihubungkan dengan balok.

Sistem dinding geser dalam SNI disebut Sistem Dinding Struktural (SDS) adalah dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan aksial yang ditimbulkan gemoa.Suatu”dinding geser” (shearwall) pada dasarnya merupakan dinding struktural. Dinding struktural dapat dikelompokan sebagai berikut:

- Dinding struktural beton biasa (SDSB) : Suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI Beton pasal 18.3. Sistem dinding ini memiliki tingkat daktalitas terbatas dan hanya boleh digunakan untuk struktur bangunan yang dikenakan maksimal KDS C.
- Dinding Struktural Beton Khusus (SDSK) : Suatu dinding struktural yang selain memenuhi ketentuan untuk dinding struktural beton biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan. Pasal 18.2.3 hingga 18.2.8 dan 18.6 hingga 18.8. Sistem ini pada prinsipnya memiliki tingkat daktalitas penuh dan harus digunakan untuk struktur bangunan yang dikenakan KDS D,E,atau F. Seperti pada Gambar 2.4.



Sumber : [Schueller, Wolfgang, 1977]

Gambar 2.4. Konfigurasi Perletakan Dinding Geser

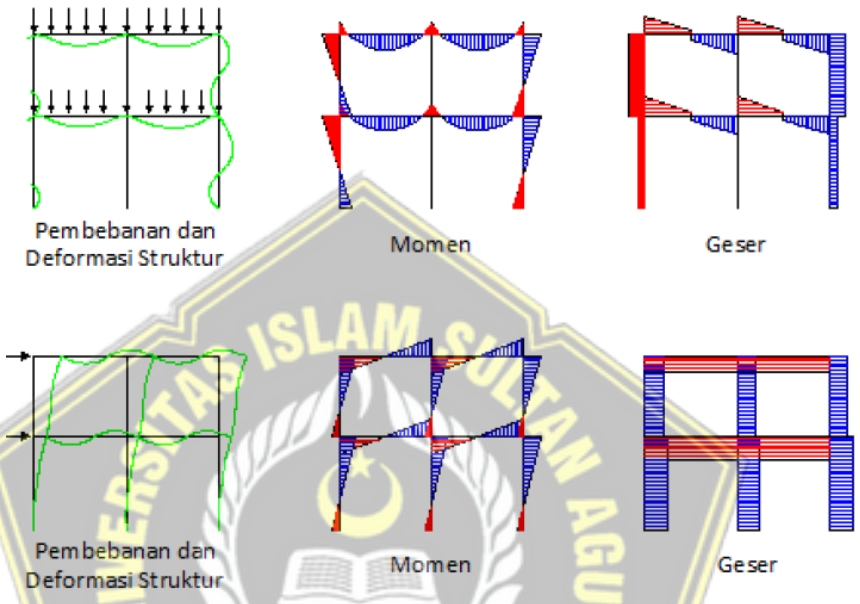
Tabel 2.2 Butir-Butir Tabel R18.2. SNI 2847-2019

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 (*trusses*)		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

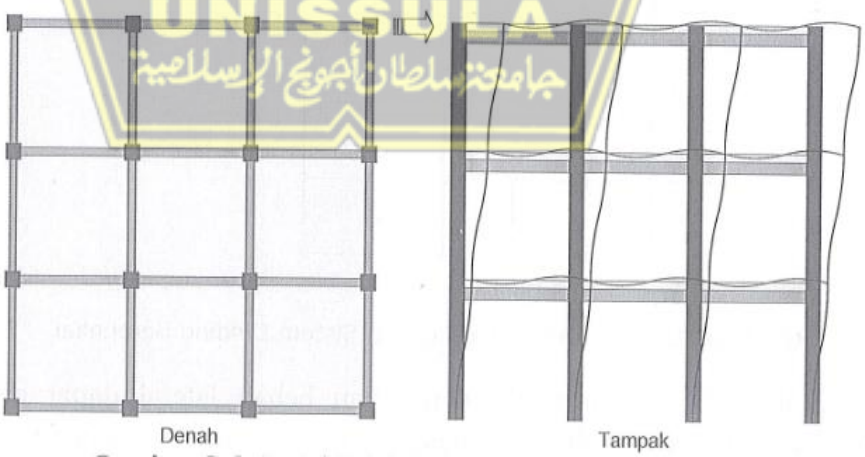
[1] Sebagai tambahan terhadap persyaratan Pasal 1 hingga 17, 19 hingga 26, dan ACI 318.2, kecuali yang dimodifikasi oleh Pasal 18. Pasal 14.1.4 juga berlaku pada KDS D, E, dan F
[2] Sebagaimana diizinkan oleh SNI 1726

Sumber : SNI 2847-2019

Sistem rangka Pemikul Momen (SRPM) merupakan salah satu sistem yang ukup efektif dalam memikul beban lateral. Perilaku SRPM dalam memikul beban lateral akibat gempa pada dasarnya berbeda dengan perilakunya dalam menahan beban gravitasinya (Gambar2.5). Akibat beban lateral, pola deformasi pada balok dan kolom cenderung membentuk titik belok ditengah bentang balok dan tengah tinggi kolom (Gambar 2.6).



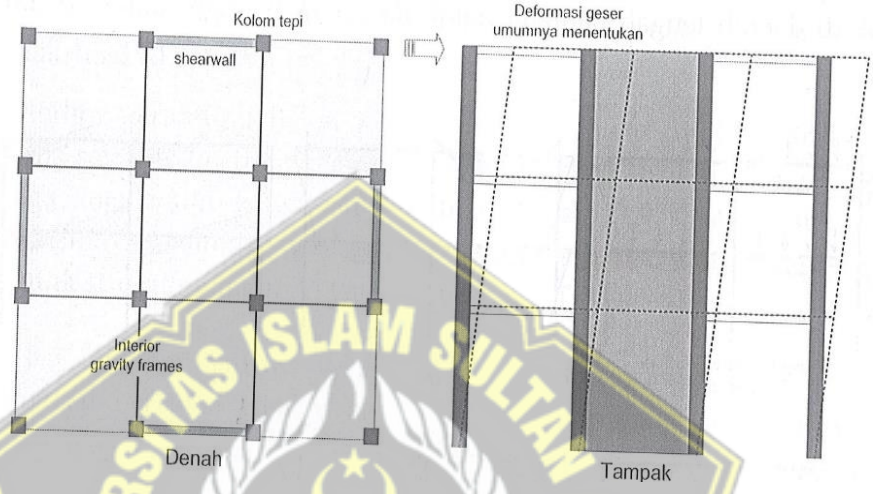
Gambar 2.5 Respons SRPM Terhadap beban gravitasi, Terhadap beban lateral (beban Gempa)



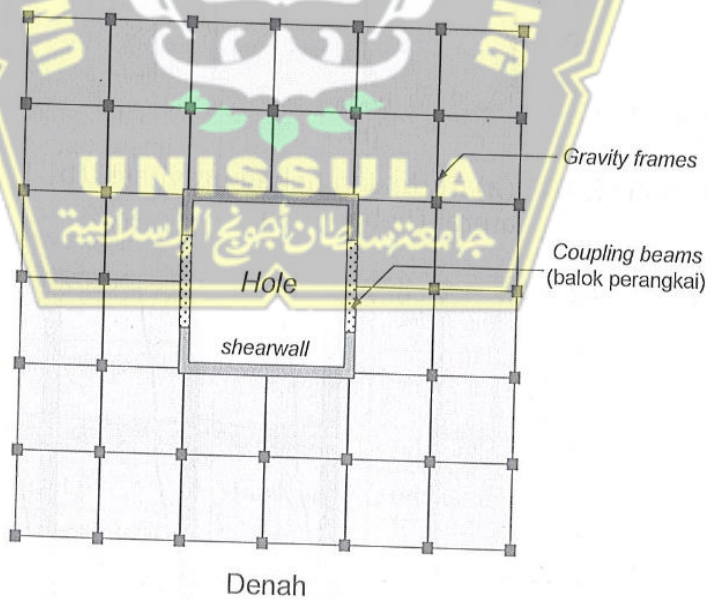
Gambar 2.6 Portal Balok- Kolom penahan beban lateral

Pola deformasi ini berbeda dengan pola deformasi sistem dinding struktural,yang juga umum digunakan sebagai sistem struktur penahan

gempa. Pola deformasi sistem dinding struktural pada dasarnya memperlihatkan pola deformasi elemen kantilever (Gambar 2.7). Untuk mengakomodasi adanya bukaan yang terkadang difungsikan sebagai koridor bangunan, sistem dinding struktural dapat dibuat dengan menggunakan sistem dinding kopel/berangkai, yaitu dua buah dinding struktural yang disatukan dengan balok kopel/berangkai (Gambar 2.8).



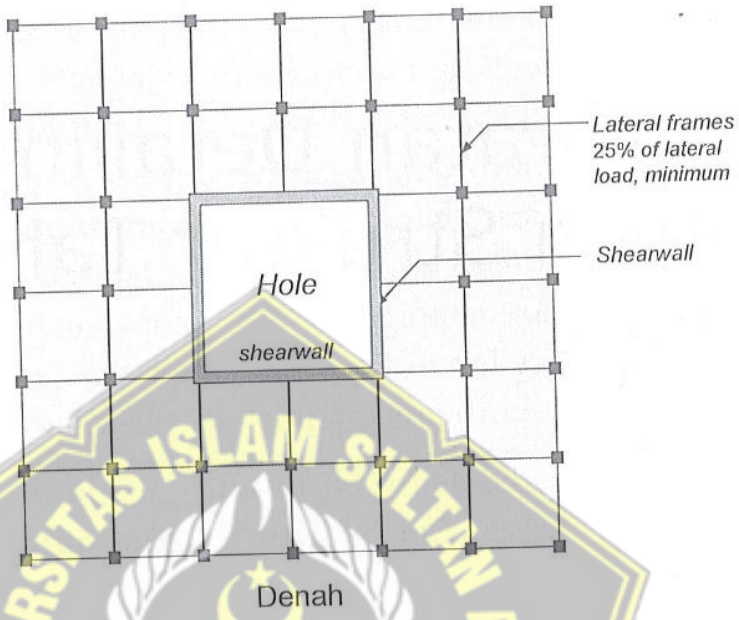
Gambar 2.7 Sistem Dinding Geser



Gambar 2.8 Denah Gedung dengan Sistem Dinding Berangkai

Pada Praktiknya, sistem strktur penahan beban lateral dapat dibuat sebagai sistem ganda, yaitu kombinasi dari sistem rangka penahan momen

dan sistem dinding struktural. Berdasarkan SNI 2847-2019, sistem rangka penahan momen pada sistem ganda harus mampu menahan minimum 25% beban lateral total yang bekerja pada struktur bangunan. Seperti yang ditunjukan pada Gambar 2.9



Gambar 2.9 Sistem Ganda Dinding Portal

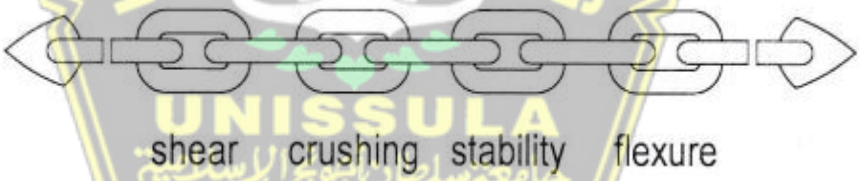
2.5 Desain Kapasitas

Struktur bangunan tahan gempa pada umumnya didesain terhadap gaya gempa yang lebih rendah daripada gaya gempa yang lebih rendah dari pada gaya gempa rencana. Hal ini dimungkinkan karena struktur didesain untuk berperilaku inelastik pada saat menahan beban gempa rencana. Namun, walau pun struktur bangunan berperilaku inelastik, struktur bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan pada saat menerima beban gempa rencana atau bahkan beban gempa yang lebih besar. Untuk dapat menjamin hal tersebut, perilaku inelastik struktur harus direncanakan dengan baik. Salah satu metode desain yang dapat digunakan untuk tujuan ini adalah metode desain kapasitas.

Metode desain kapasitas pada dasarnya diaplikasikan pada perancangan struktur bangunan tahan gempa dengan tujuan agar bentuk-bentuk keruntuhan yang sifatnya getas tidak muncul dalam mekanisme disipasi energi yang dihasilkan oleh struktur. Agar tujuan ini dapat dicapai maka perlu dirancang suatu hierarki keruntuhan sedemikian hingga hanya bentuk-bentuk

keruntuhan daktail yang muncul. Keruntuhan lentur merupakan contoh bentuk keruntuhan yang sifatnya daktail, sedangkan keruntuhan geser pada umumnya bersifat getas. Untuk mencegah terjadinya keruntuhan geser, suatu elemen struktur pendisipasi energi biasanya dirancang dengan kekuatan geser yang lebih tinggi daripada gaya geser maksimum yang mungkin timbul pada saat elemen struktur mengembangkan kapasitas lenturnya. Prosedur desain yang berlandaskan pada metode desain kapasitas ini umum diaplikasikan pada perancangan elemen-elemen struktur balok, kolom, join, dan dinding.

Bentuk hierarki keruntuhan dapat diilutrasikan melalui konsep rantai (Gambar 2.10). Bilamana masing-masing cincin rantai mnggambarkan mekanisme keruntuhan yang ada pada struktur beton, maka rantai akan runtuh pada cincin yang terlemah waktu ditarik. Metode desain kapasitas diaplikasikan untuk menjamin agar pada saat rantai ditarik, keruntuhan hanya terjadi di tempat yang diinginkan. Agar hal ini dapat terealisasi maka tempat-tempat lain yang tidak diinginkan runtuh harus diberi kekuatan yang lebih tinggi dibandingkan dengan kekuatan paling maksimum yang mungkin termobilisasi pada tempat yang direncanakan runtuh. Seperti yang ditunjukan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10. Ilustrasi Hierarki Keruntuhan

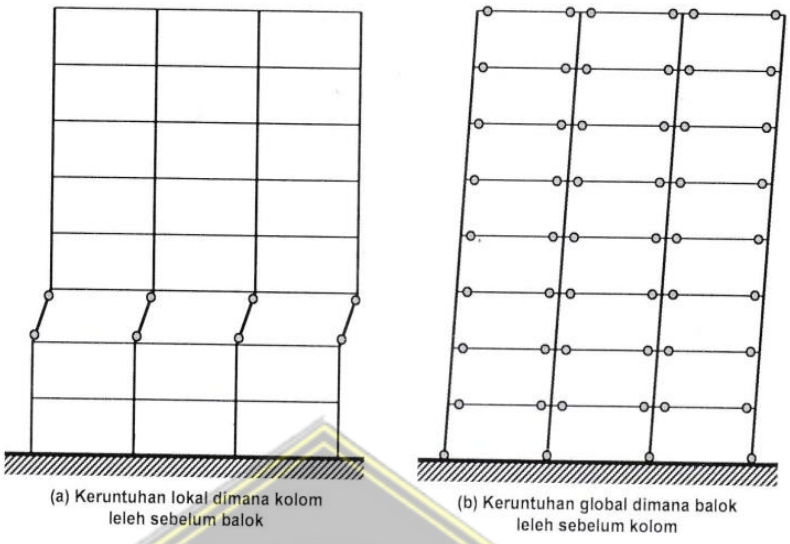
Mekanisme keruntuhan pada struktur beton bertulang dapat terjadi melalui mekanime lentur tarik, lentur tekan, geser, tarik diagonal, kegagalan agkur, kegagalan lekatan tulangan, kegagalan tekan, dan lain-lain. Berbagai macam mekanisme tersebut, mekanisme lentur tarik merupakan mekanisme yang dapat menghasilkan perilaku yang paling daktail. Agar keruntuhan lentur yang terjadi dapat menghasilkan perilaku histeresis yang stabil maka bentuk keruntuhan lainnya harus diupayakan tidak muncul dalam perilaku yang dihasilkan. Hal ini hanya dapat dicapai dengan merencanakan elemen-

elemen atau mekanisme-mekanisme yang tidak diinginkan mencapai kapasitasnya dengan kekuatan yang lebih tinggi dibandingkan dengan kekuatan paling maksimum yang mungkin termobilisasi pada elemen/mekanisme yang diinginkan mencapai kapasitasnya. Hal ini dapat dicapai dengan merencanakan hierarki keruntuhan dengan baik. Perlu dicatat bahwa hierarki keruntuhan yang harus diperhatikan meliputi :

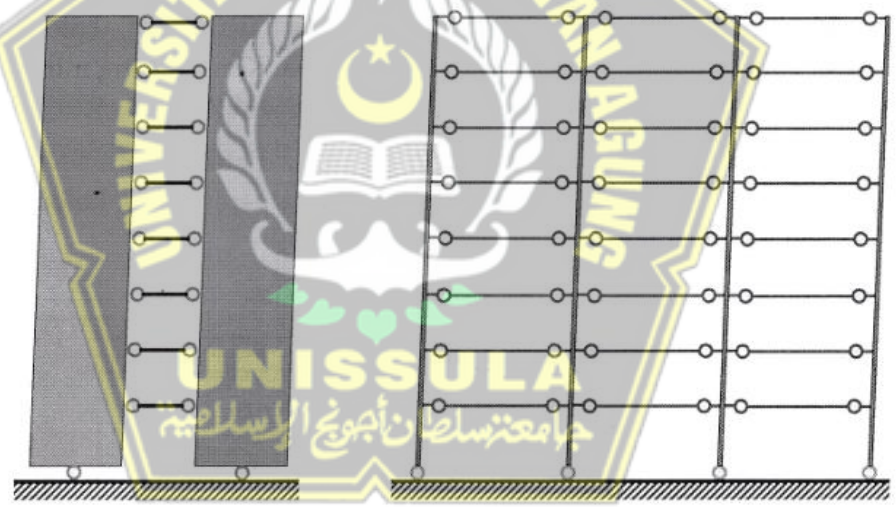
- Hierarki keruntuhan antar bahan-bahan yang membentuk penampang beton bertulang. Bahan baja dikenal sebagai bahan yang lebih daktail daripada bahan beton. Oleh karena itu, keruntuhan penampang haruslah ditentukan oleh keruntuhan bahan baja tulangan.
- Hierarki keruntuhan antar mekanisme gaya pada elemen struktur. Mekanisme lentur dapat menghasilkan keruntuhan yang lebih daktail dibandingkan dengan mekanisme geser. Oleh karena itu, mekanisme ini harus dipilih sebagai mekanisme penentu keruntuhan pada elemen struktur.
- Hierarki keruntuhan antar elemen yang membentuk struktur. Keruntuhan pada balok pada dasarnya menghasilkan perilaku yang lebih daktail dibandingkan dengan perilaku keruntuhan pada kolom. Oleh karena itu, keruntuhan pada kolom sebaiknya dihindari dan dipertemuannya dengan elemen balok, elemen struktur kolom harus selalu dibuat lebih kuat daripada elemen struktur balok yang merangka padanya (strong column-weak beam).
- Hierarki keruntuhan antar mekanisme batas pada struktur portal. Mekanisme beam sway (Gambar 2.11) menghasilkan perilaku yang lebih baik dibandingkan dengan dengan perilaku column sway atau soft storey (Gambar 2.12).

Secara global mekanisme keruntuhan yang paling ideal dan menghasilkan perilaku histeresis yang stabil adalah mekanisme *beam sway* (Gambar 2.12). Pada mekanisme ini, sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dan di dasar kolom bawah. Untuk menghasilkan perilaku histeresis yang stabil, pembentukan sendi plastis haruslah didominasi oleh perilaku

lentur. Hal ini hanya dapat dicapai melalui penerapan persyaratan-persyaratan detailing penulangan yang terencana dengan baik.

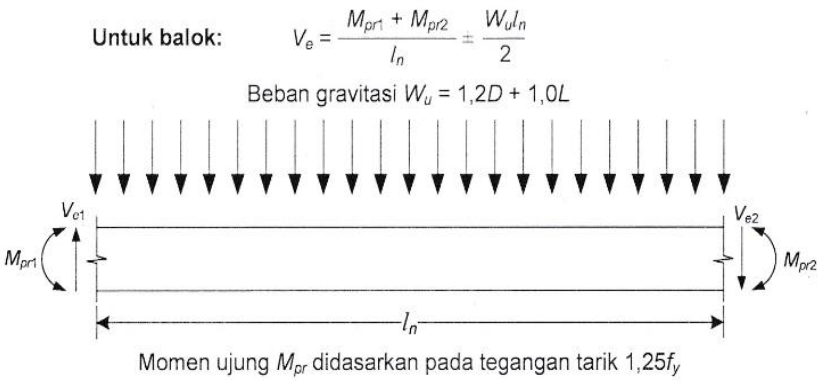


Gambar 2.11. Beberapa Mekanisme Keruntuhan Rangka.
(a) Soft Storey (b) Beam Sway

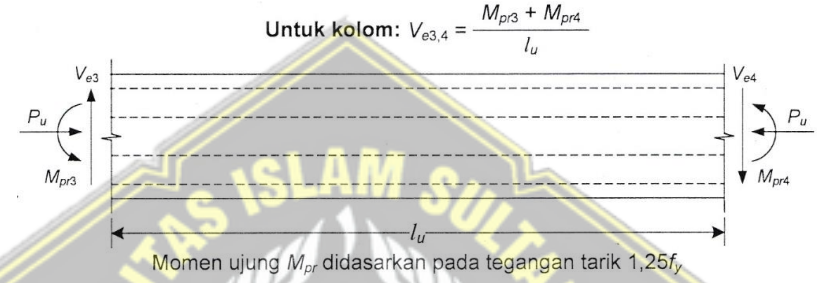


Gambar 2.12. Mekanisme Keruntuhan yang Ideal

Beberapa persyaratan detailing SPRMK (SNI 2874:2019 Pasal 18.2.3 hingga 18.2.8 dan 18.6 hingga 18.8.) pada dasarnya diformulasikan dengan menerapkan konsep desain kapaitas. Hal ini sebagai contoh dapat dilihat pada perencanaan geser untuk balok dan kolom (Gambar 2.13 dan Gambar 2.14).



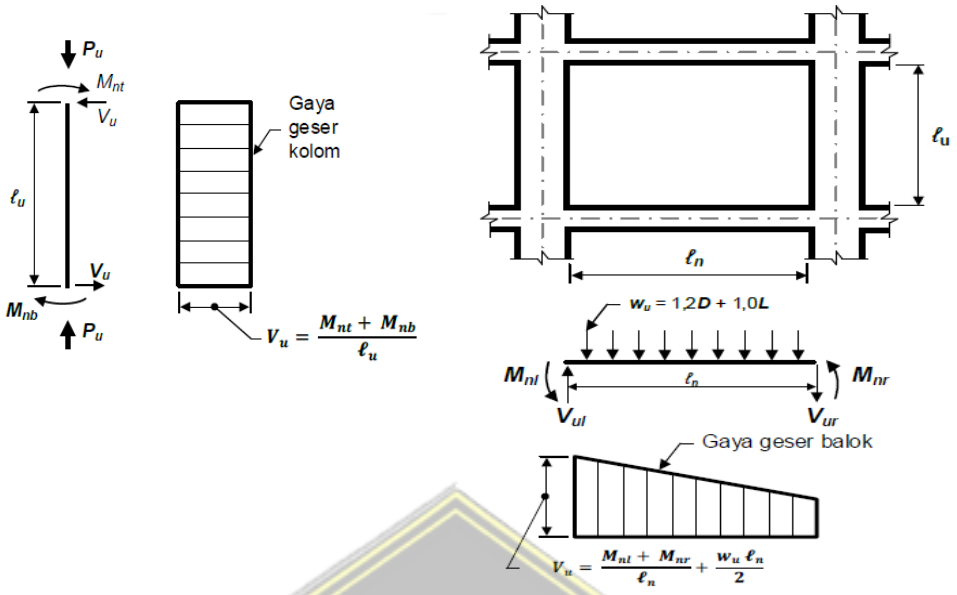
Gambar 2.13. Perencanaan Geser untuk Balok SRPMK
(Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)



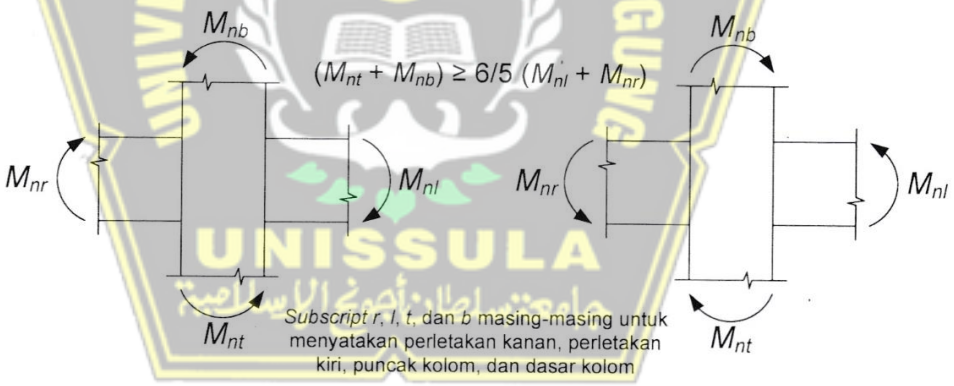
Gambar 2.14. Perencanaan Geser untuk Kolom SRPMK
(Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

Pada perencanaan geser balok, gaya geser rencana, $\boldsymbol{V_e}$, harus ditentukan berdasarkan gaya lentur maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur. Begitu pun halnya pada perencanaan geser kolom. Namun untuk perencanaan geser kolom, $\boldsymbol{M_{pr}}$. kolom tidak perlu diambil lebih besar daripada $\boldsymbol{M_{pr}}$ balok yang merangka pada hubungan balok-kolom yang sama. Konsep yang mirip juga diaplikasikan pada perencanaan geser elemen SRPMM (Gambar 2.15).

Hierarki keruntuhan antar elemen struktur juga diatur dalam SNI 2847-2019. Hal ini sebagai contoh dapat dijumpai pada persyaratan kolom kuat balok lemah (Gambar 2.16).



Gambar 2.15. Gaya Geser Rencana SRPMM
(Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah)



Gambar 2.16. Persyaratan Kolom Kuat Balok Lemah

2.6 Pembebanan pada Bangunan

Beban adalah sekelompok gaya yang akan bekerja pada suatu luasan struktur. Beban-beban pada struktur bangunan bertingkat, menurut arah bekerjanya dapat dibagi menjadi dua yaitu beban vertikal (gravitasi) dan beban horisontal *(lateral).* Beban mati *(dead load),* beban hidup *(live load)* dan beban air hujan merupakan bagian dari beban vertikal, sedangkan beban

horisontal mencakup beban gempa *(earthquake),* beban angin *(wind load)* serta tekanan tanah dan air tanah.

2.6.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu banguna yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap *(fixed equipment)* yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan itu (perlengkapan/peralatan bangunan).

Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung. Seperti pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Daftar Berat Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Bahan Bangunan	**Berat**
Baja	7850 kg/m^3
Beton	2200 kg/m^3
Beton Bertulang	2400 kg/m^3
Kayu (kelas I)	1000 kg/m^3
Pasir (kering udara)	1600 kg/m^3
Komponen Gedung	**Berat**
Spesi dari semen, per cm tebal	21 kg/m^2
Dinding bata merah 1/2 batu	250 kg/m^2
atap genting	50 kg/m^2
Penutup lantai ubin per tebal	24 kg/m^2

Sumber : SNI 1727-2020

2.6.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu bangunan, didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah (*moveable equipment*), mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan dan dapat diganti selama masa hidup dari bangunan tersebut. Sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap bangunan tersebut. Khusus untuk atap yang dianggap beban hidup termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (energi kinetik) butiran air.

Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut peraturan yang telah ditentukan dalam SNI 1727-2020, seperti yang terlihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Daftar Beban Hidup pada Lantai Ruangan Gedung

Hunian dan penggunaanya	Merata(kn/m^2)	Terpusat(kN)
Sekolah		
Ruang kelas	1,92	4,5
Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,5
Koridor lantai pertama	4,79	4,5
Bak-Bak/*scuttles*, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses	-	0,89
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalanuntuk truk-truk	11,97	35,6
Tangga dan jalan keluar	4,79	-
Lobi	4,79	-
Perpustakaan	7,18	-

Sumber SNI 1727-2020 Tabel 4.3-1

2.6.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekivalen yang bekerja pada bangunan atau gaya-gaya di dalam struktur yang terjadi karena pengaruh gerakan tanah akibat gempa berdasarkan suatu analisa dinamik. Beban gempa nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktailitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut.

Seperti ysng tercantum dalam peraturan SNI 1726-2019, besarnya beban gempa rencana yang diperhitungkan bekerja pada struktur adalah gempa rencana sedang. Maka dari itu, jika terjadi gempa kuat, maka gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur dapat melampaui gaya-gaya dalam yang sudah diperhitungkan. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarannya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Pada bangunan gedung bertingkat, massa dari struktur dianggap terpusat pada lantai-lantai dari bangunan, dengan demikian beban gempa akan terdistribusi pada setiap lantai. Selain tergantung dari massa di setiap tingkat. Besarnya gaya gempa pada suatu tingkat tergantung juga pada ketinggian tingkat tersebut dari permukaan tanah. Besar beban gempa horisontal *V* yang bekerja pada struktur bangunan, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{W_t \times C \times I}{R} \quad \text{.....} \quad (2.1)$$

Dimana:

V = beban gempa dasar nominal

Wt = berat total struktur bangunan, sebagai jumlah dari beban:

1) Beban mati total dari struktur bangunan gedung;
2) Bila digunakan dinding partisi pada perencanaan lantai maka harus diperhitungkan tambahan beban sebesar 0,5 *kPa*;
3) Pada gudang-gudang dan tempat-tempat penyimpanan barangmaka sekurang-kurangnya 25% dari beban hidup rencana harus diperhitungkan;
4) Beban tetap total dari seluruh peralatan dalam struktur bangunan gedung harus diperhitungkan.

C = koefisien respons gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur. Harga *C* ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar struktur.

I = faktor keutamaaan struktur bangunan (Tabel 2.4)

R = faktor reduksi gempa (Tabel 2.5)

Faktor-faktor tersebut harus sudah diperhitungkan dengan tepat untuk menghasilkan perencanaan struktur gedung tahan gempa yang benar-benar baik. Seperti yang ditunjukan pada Gambar 2.17.

Gambar 2.17. Beban Gempa pada Struktur Bangunan

2.7 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 2847-2019 Pasal 5.3 struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan tata cara ini.

Kuat perlu adalah kekuatan suatu komponen struktur atau penampang yang diperlukan untuk menahan beban terfaktor atau momen dan gaya dalam yang berkaitan dengan beban tersebut dalam suatu kombinasi.

Kombinasi pembebanan untuk gedung sudah ditetapkan berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 5.3. Kombinasi pembebanan pada perhitungan struktur gedung dapat dirangkum sebagai berikut :

a. 1,4 *D*
b. 1,2 *D* + 1,6 *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
c. 1,2 *D* + 1,6 (*Lr* atau *R*) + (1,0 *L* atau 0,5*W*)
d. 1,2 *D* + 1,0 *W* + 1,0 *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
e. 1,2 *D* + 1,0 *L* ± 1,0 *E*
f. 0,9 *D* + 1,0 *W*
g. 0,9 *D* ± 1,0 *E*

Keterangan
D = Beban Mati
L = Beban Hidup
Lr = Beban Atap
R = Beban Hujan

2.7.1 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Guna mendapatkan kondisi paling buruk jika pada saat pelaksanaan nanti terdapat perbedaan mutu, maka digunakan Faktor Reduksi Kekuatan yang merupakan suatu bilangan bersifat mereduksi kekuatan bahan seperti ditunjukkan pada Tabel 21.2.1 SNI 2847–2019, menetapkan berbagai nilai $\emptyset$ untuk berbagai jenis besaran gaya yang didapat dan perhitungan struktur.

Tabel 2.5 Reduksi Kekuatan

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (*pretension*) dimana *strand* belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4
c)	Torsi	0,75	-
d)	Tumpu (*bearing*)	0,65	-
e)	Zona angkur pascatarik (*post-tension*)	0,85	-
f)	*Bracket* dan korbel	0,75	-
g)	*Strut, ties*, zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan *strut-and-tie* di Pasal 23	0,75	-
h)	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-
i)	Beton polos	0,60	-
j)	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai Pasal 17	-

Sumber: SNI 2847–2019

2.8 Struktur Tahan Gempa

2.8.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan merupakan koefisien-koefisien yang ditentukan berdasarkan peraturan-peraturan seperti Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa SNI 1726-2019 seperti pada Tabel 2.6 dan Tabel 2.7 berikut.

Tabel 2.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa

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

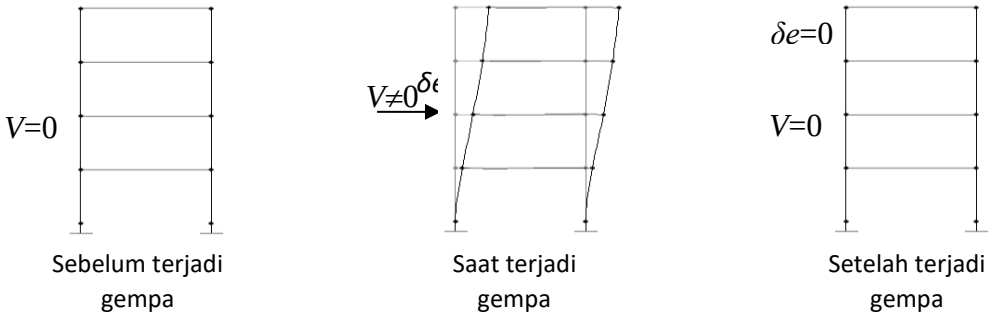
Sumber : SNI 1726:2019

2.9 Daktilitas Struktur

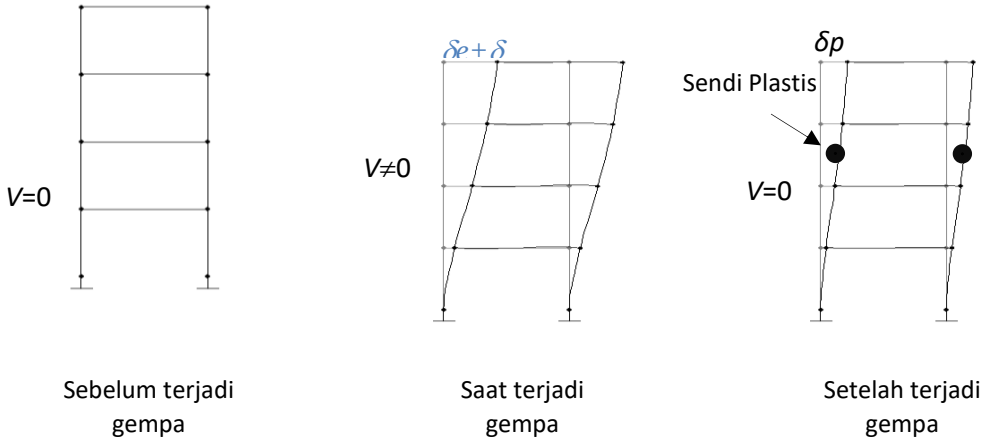
Pada umumnya struktur teknik sipil dianggap bersifat elastis sempurna, artinya apabila struktur mengalami perubahan bentuk atau berdeformasi sebesar 1 mm oleh beban sebesar 1 ton, maka struktur akan berdeformasi sebesar 2 mm jika dibebani oleh beban sebesar 2 ton. Hubungan antara beban dan deformasi yang terjadi pada struktur, dianggap elastis sempurna berupa hubungan linier. Jika beban tersebut dikurangi besarnya sampai dengan nol, maka deformasi pada struktur akan hilang pula (deformasi menjadi nol). Jika beban diberikan pada arah yang berlawanan dengan arah beban semula, maka deformasi struktur akan negatif pula, dan besarnya akan sebanding dengan besarnya beban. Pada kondisi seperti ini struktur mengalami deformasi elastis.

Deformasi elastis adalah deformasi yang apabila bebannya dihilangkan, maka deformasi tersebut akan hilang, dan struktur akan kembali kepada bentuknya yang semula. Pada struktur yang bersifat getas *(brittle),* jika beban yang bekerja struktur sedikit melampaui batas maksimum kekuatan elastisnya, maka struktur tersebut akan patah atau runtuh. Selain itu, struktur daktail *(ductile)* atau liat, jika beban yang ada melampaui batas maksimum kekuatan elastisnya, maka struktur tidak akan runtuh, tetapi struktur akan mengalami deformasi plastis *(inelastis).* Deformasi plastis adalah deformasi yang apabila bebannya dihilangkan, maka deformasi tersebut tidak akan hilang. Pada kondisi plastis ini struktur akan mengalami deformasi yang bersifat permanen, atau struktur tidak dapat kembali kepada bentuknya yang semula. Pada struktur yang daktail, meskipun terjadi deformasi yang permanen, tetapi struktur tidak mengalami keruntuhan.

Pada kenyataannya jika suatu beban bekerja pada struktur, maka pada tahap awal struktur akan berdeformasi secara elastis. Jika beban yang bekeja terus bertambah besar, maka setelah batas elastis dari bahan struktur dilampaui, struktur kemudian akan berdeformasi secara plastis *(inelastis).* Dengan demikian pada struktur akan terjadi deformasi elastis dan deformasi plastis, sehingga jika beban yang bekerja dihilangkan, maka hanya sebagian saja dari deformasi yang hilang (deformasi elastis = δe), sedangkan sebagian deformasi akan bersifat permanen (deformasi plastis = δp). Perilaku deformasi elastis dan plastis pada struktur diperlihatkan pada *Gambar 2.18* dan *Gambar 2.19* berikut:



Gambar 2.18 Deformasi Elastis pada Struktur



Gambar 2.19. Deformasi Plastis (*Inelastis*) pada Struktur

Berdasarkan uraian di atas tampak bahwa pada struktur yang daktail, beban yang besar akibat gempa tidak akan menyebabkan keruntuhan dari struktur, lebih-lebih karena beban gempa merupakan beban dinamik yang arahnya bolak-balik. Beban gempa yang besar akan menyebabkan deformasi yang permanen dari struktur akibat rusaknya elemen-elemen dari struktur seperti balok dan kolom. Pada kondisi seperti ini, walaupun elemen-elemen struktur bangunan mengalami kerusakan, namun secara keseluruhan struktur tidak mengalami keruntuhan.

Energi gempa yang bekerja pada struktur bangunan akan diubah menjadi energi kinetik akibat getaran dari massa struktur, energi yang dihamburkan akibat adanya pengaruh redaman dari struktur, dan energi yang dipancarkan oleh bagian-bagian struktur yang mengalami deformasi plastis. Dengan demikian sistem struktur yang bersifat daktail dapat membatasi besarnya energi gempa yang masuk pada struktur, sehingga pengaruh gempa dapat berkurang. Dapat disimpulkan bahwa salah satu faktor penting yang dapat mempengaruhi besar kecilnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan adalah daktilitas struktur.

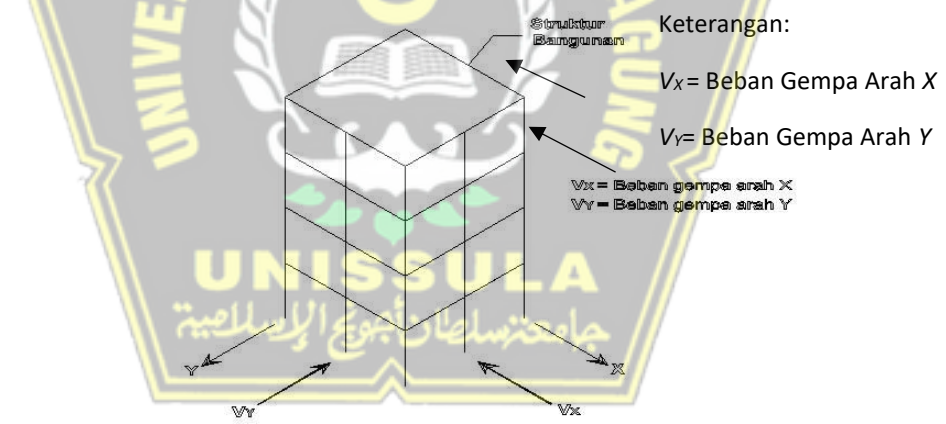
2.10 Arah Pembebanan Gempa

Pengaruh Beban Gempa Horisontal:

Pengaruh beban gempa horisontal dapat bekerja pada masing-masing arah dari sumbu utama bangunan, atau pada kedua arah sumbu utama dari

struktur bangunan secara bersamaan. Pengaruh bekerjanya beban gempa secara bersamaan pada kedua arah sumbu utama, dapat sangat membahayakan kekuatan struktur. Oleh karena itu, agar sistem struktur tetap mampu untuk menahan beban gempa yang bekerja, maka unsur-unsur vertikal utama (kolom) dari struktur bangunan yang berfungsi untuk menahan gaya horisontal, perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Pemodelan arah beban gempa pada struktur ditunjukkan pada Gambar 2.20. Kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau untuk merencanakan kekuatan dari kolom-kolom struktur adalah:

- Beban gravitasi ± 100% beban gempa arah *X*± 30% beban gempa arah *Y*.
- Beban gravitasi ± 30% beban gempa arah *X*± 100% beban gempa arah *Y*.



Gambar 2.20. Permodelan Arah Beban Gempa pada Struktur

Pengaruh Beban Gempa Vertikal

Gerakan tanah ke arah vertikal ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa berarah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan. Meskipun dari beberapa pengalaman gempa menunjukkan mekanisme ini, namun sampai saat ini respon dari struktur bangunan terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Pada umumnya tinjauan perencanaan struktur terhadap pengaruh beban gempa arah vertikal ini dapat diabaikan,

dengan anggapan bahwa elemen-elemen dari struktur telah direncanakan berdasarkan beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) yang arahnya vertikal ke bawah.

Faktor *R, Ω_0 dan C_d* dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

Semakin tinggi suatu bangunan, pentingnya aksi gaya lateral menjadi semakin berarti. Oleh sebab itu, perlu adanya sistem penahan gaya gempa yang digunakan sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d).

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diizinkan intuk digunakan, namun masing-masing nilai R, Ω_0 dan C_d harus dikenakan pada setiap sistem. Jika sistem struktur mempunyai kombinasi vertikal dalam arah yang sama, maka terdapat persyaratan sebagai berikut:

1. Jika struktur bagian bawah memiliki koefisien modifikasi respons R yang lebih kecil, maka koefisien desain (R, Ω_0 dan C_d) untuk struktur bagian atas diizinkan untuk digunakan menghitung gaya dan simpangan antar lantai. Gaya yang ditransfer dari struktur atas harus diperbesar dengan mengalikannya dengan perbandingan $R_{terbesar}$:$R_{terkecil}$.

2. Jika struktur atas memiliki nilai faktor modifikasi respons yang lebih kecil, maka koefisien desain (R, Ω_0 dan C_d) struktur atas harus digunakan untuk kedua struktur atas maupun struktur bawah. Seperti yang ditunjukan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Faktor *R, Ω₀* dan C_d untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

	Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R^a	Faktor Kuat Lebih Sistem,	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Strukturdan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m)[c]				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	D[d]	E[d]	D[d]
D.	**Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan paling sedikit 25persen gaya gempa yang ditetapkan**								
1	Rangka baja dengan bresing eksentris	8		4	TB	TB	TB	TB	TB
2	rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7			TB	TB	TB	TB	TB
3	Dinding geser beton bertulang khusus	7			TB	TB	TB	TB	TB
4	Dinding geser beton bertulang biasa	6			TB	TB	TI	TI	TI
5	rangka baja dan beton kompositdengan bresing eksentris	8			TB	TB	TB	TB	TB
6	Rangka baja dan beton kompositdengan bresing kosentris khusus	6		5	TB	TB	TB	TB	TB
7	Dinding geser pelat baja dan beton komposit			6	TB	TB	TB	TB	TB
8	Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7		6	TB	TB	TB	TB	TB
9	Dinding geser baja dan beton bertulang biasa	6		5	TB	TB	TI	TI	TI
10	Dinding geser batu bata bertulangkhusus		3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11	Dindin geser batu bata bertulang menengah	4			TB	TB	TI	TI	TI
12	Rangka baja dengan bresingterkekang terhadap tekuk	8		5	TB	TB	TB	TB	TB
13	Dinding geser pelat baja khusus	8			TB	TB	TB	TB	TB

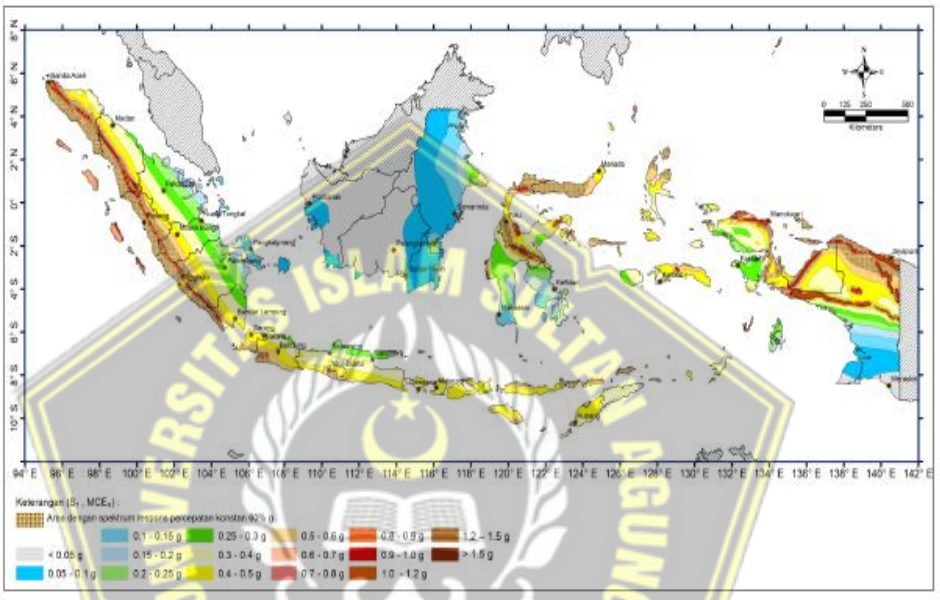
Sumber : SNI 1726:2019

2.11 Koefisien Gempa Dasar (*C*)

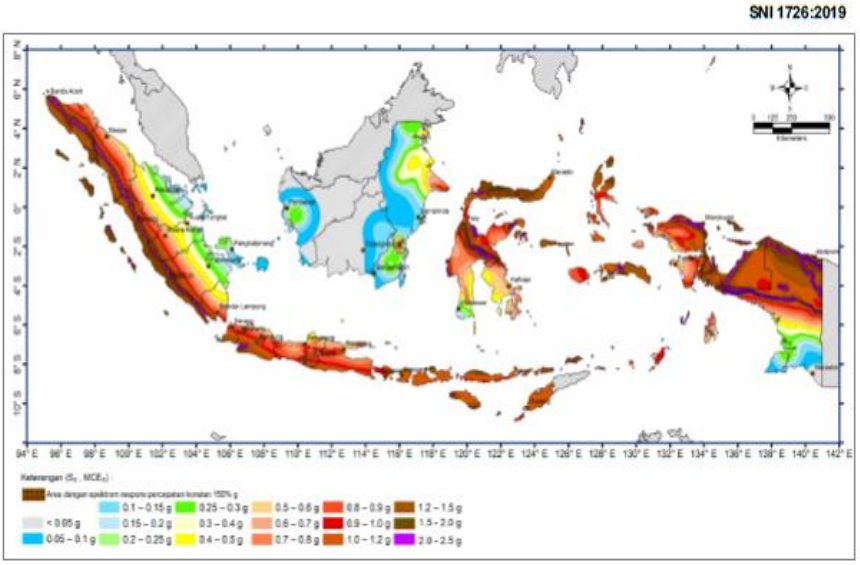
Salah satu faktor yang mempengaruhi besar kecilnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan adalah faktor wilayah gempa. Dengan demikian, besar kecilnya beban gempa, tergantung juga pada

lokasi dimana struktur bangunan tersebut akan didirikan. Penentuan Wilayah Gempa dilihat dari Gambar 2.21.

SNI 1726:2019



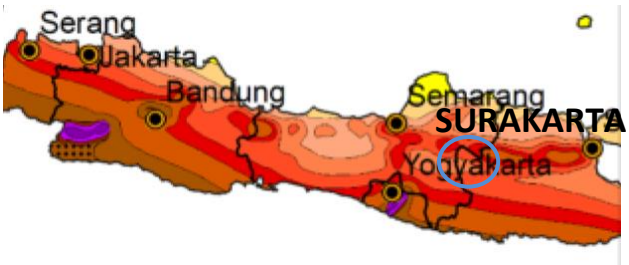
Gambar 16 – Parameter gerak tanah, S_1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)



Gambar 2.21 S_1,Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R), Kelas Situs SD (Tanah Sedang)

2.11.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R, 2 persen dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0{,}04$g dan $S_s \leq 0{,}15$g, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia (SNI 1726-2019), ditunjukkan dengan peta parameter kota Surakarta pada Gambar 2.22 dan Gambar 2.23.



Gambar 2.22 Peta Parameter S_S (Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek) untuk Kota Surakarta dan Sekitarnya.

Gambar 2.23 Peta Parameter S_1 (Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 detik untuk Kota Surakarta dan Sekitarnya

2.11.2 Kelas Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs *SA, SB, SC, SD, SE,* atau *SF*. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat tanah perlu diestimasi oleh seorang ahli geoteknik. Penetapan kelas situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar seperti pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	**$\bar{v}_s$ (m/detik)**	***N* atau N_{ch}**	**Su (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*≥40%, 3. Kuat geser niralir Su <<25 kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik	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		

dan analisis respons spesifik-situs	- Lempung sangat organik dan / atau gambut (ketebalan H > 3m - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan Indeks Plastisitas PI> 75) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H> 35 m dengan Su < 50 kPa

Sumber : SNI 1726:2019

2.11.3 Koefisien Situs dan Parameter Respon Spektral Berdasarkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan pada perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \text{.....} \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{.....} \quad (2.3)$$

dimana:

S_S = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek;

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.10 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_S**					
	$S_S \leq 0{,}25$	$S_S = 0{,}5$	$S_S = 0{,}75$	$S_S = 1{,}0$	$S_S \geq 1{,}25$	$S_S \geq 1{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	1,0	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	0,9	0,9	0,8
SF	SS[(a)]					

Tabel 2.11 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_S**					
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 \geq 0{,}5$	$S_1 \geq 0{,}6$
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[(b)]					

Sumber : SNI 1726- 2019

2.11.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1}, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \tfrac{2}{3} S_{MS} \quad \text{.....} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \tfrac{2}{3} S_{M1} \quad \text{.....} \quad (2.5)$$

dimana:

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

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

S_{MS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek dengan pengaruh klasifikasi situs;

S_{M1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik dengan pengaruh klasifikasi situs.

2.11.5 Desain Respons Spektrum

Menurut Widodo (2001), respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T, lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum, kecepatan maksimum, atau percepatan maksimum massa struktur.

Terdapat dua macam respons spektrum yang ada yaitu respons spektrum elastik dan respons spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah suatu respons spektrum yang didasarkan atas respon elastik suatu struktur, sedangkan spektrum inelastik (desain respons spektrum) adalah respons spektrum yang diturunkan dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu.

Di dalam SNI 1726-2019, respons spektrum di dapat dengan mengacu dari Gambar 2.24, dan berdasarkan ketentuan di bawah ini:

1. Apabila $T < T_0$, maka S_a:

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

2. Apabila $T_0 \leq T \leq T_s$, maka S_a:

   $$S_a = S_{DS}$$

3. Apabila $T \geq T_s$, maka S_a:

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

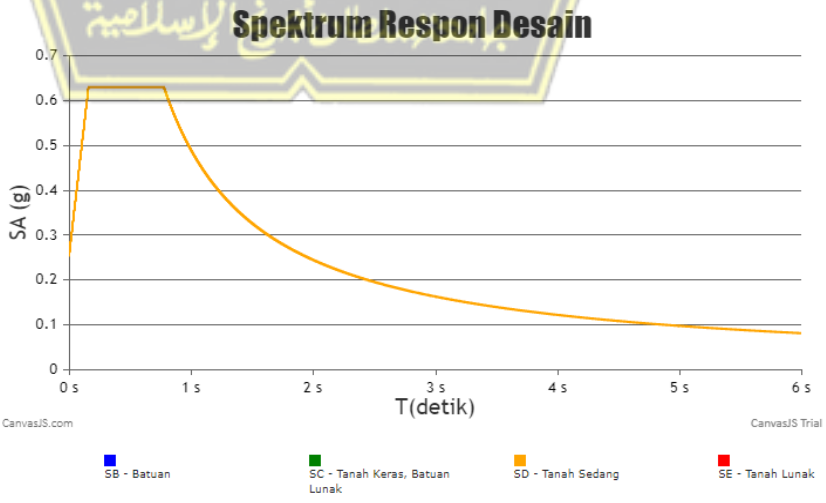
Keterangan:

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

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

T = periode getar struktur

$T_0 = 0{,}2\ \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$



Gambar 2.24 Desain Respon Spektrum

Nilai kategori desain seismik dapat ditentukan dari kategori risiko suatu struktur. Apabila struktur dengan katagori risiko I, II, dan III memiliki nilai parameter respons spektral percepatan ≥ 0,75 maka ditetapkan struktur dengan kategori desain seismik E, namun apabila struktur dengan katagori risiko IV memiliki nilai parameter respons spektral percepatan ≥ 0,75 maka ditetapkan struktur dengan kategori desain seismik F. Pada Tabel 2.12 dan Tabel 2.13 ditetapkan kategori desain seismik bangunan berdasarkan parameter percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik sebagai berikut.

Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik 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 2.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq S_{DS} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq S_{DS} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019

2.11.6 Penentuan Periode Getar (*T*)

Perioda fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elmen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur (T) tidak beleh melebihi hasil koefesien untuk batasan atas pada prioda yang dihitung(Cu) dan prioda fundamental pendekatan (T_a) :

$T_{mode1} < Cu.Ta.$

$$Ta = Ct \cdot h_n^x \quad \text{.....} \quad (2.6)$$

Dimana:

T = Periode getar struktur (detik)

Cu = Koefisien Untuk batasan atas pada prioda yang dihitung

Ta = Perioda pendekatan (detik)

Ct = Parameter prioda pendekatan

x = Parameter perioda pendekatan

hn = Ketinggian struktur

Tabel 2.14 Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	**Koefisien Pembatas (Cu)**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: SNI 1726-2019

2.12 Perencanaan Elemen Struktur

2.12.1 Perencanaan Pelat

Yang dimaksud pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang/lebar bidangnya. (Asroni, 2010).

Pelat menerus pada dasarnya harus direncanakan untuk menahan susunan beban. Apabila pelat ditumpu pada keempat sisinya, maka berarti pelat tersebut secara efektif mempunyai bentang dalam dua arah dan seringkali lebih ekonomis untuk merencanakan pelat dengan prinsip tersebut.

Pada pelat yang bersifat bujur sangkar dan keempat sisi tumpuannya mempunyai tahanan yang sama, maka beban akan sama ke dua arah. Kalau pelat berbentuk persegi panjang, maka lebih dari separuh beban akan

dipikul oleh arah yang lebih pendek dan lebih kaku dan pada arah yang panjang kurang dari separuh. Kalau bentang yang satu jauh lebih panjang dari pada bentang yang lain, sebagian besar beban akan dipikul dalam arah yang pendek dan pelat dapat direncanakan seperti bila mempunyai bentang dalam satu arah saja.

Metode analisis yang digunakan untuk menghitung perencanaan pelat beton bertulang ini menggunakan metode manual. Momen-momen dalam pelat dengan bentang dua arah dapat ditentukan dengan memakai koefisien-koefisien yang didaftar dalam pedoman praktek.

Pelat-pelat beton berperilaku sebagai bagian-bagian konstruksi lentur dan perencanaannya adalah serupa dengan balok, meskipun secara umum agak lebih sederhana, karena:

1. Lebar pelat telah tertentu dan dalam perhitungan-perhitungan dipakai suatu satuan lebar sebesar 1 m
2. Tegangan-tegangan geser di dalam pelat biasanya rendah kecuali kalau terdapat beban-beban terpusat yang berat
3. Jarang diperlukan tulangan tekan

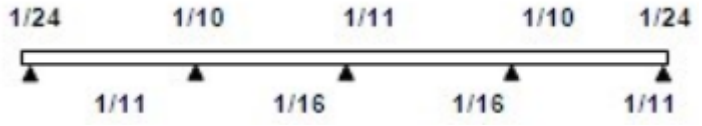
Pembebanan pada pelat terdiri dari Beban Mati (qD) dan Beban Hidup (qL), yang dikalikan dengan faktor pembebanan menjadi Beban terfaktor qU (1,2 · qD + 1,6 · qL).

Perhitungan tulangan pelat didasarkan pada momen yang terjadi akibat beban terfaktor tersebut. Rumus yang digunakan untuk mencari momen tumpuan pada pelat adalah :

$$M_x = \alpha \times q \times {L_x}^2 \quad \text{.....} \quad (2.7)$$

$$M_y = \alpha \times q \times {L_y}^2 \quad \text{.....} \quad (2.8)$$

Koefisien α yang digunakan didasarkan pada keadaan ujung-ujung L_x dan L_y, apakah memiliki ujung menerus atau tidak, dapat disimpulkan pada Gambar 2.25.



Gambar 2.25. Koefisien momen 2 arah

Adapun rumus yang digunakan untuk perhitungan tulangan adalah :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times jd \times f_y} \quad \text{.....} \quad (2.9)$$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual adalah

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times f_c \times b} \quad \text{.....} \quad (2.10)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan :

$$\emptyset M_n = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{.....} \quad (2.11)$$

2.13 Perencanaan Balok

Persyaratan yang harus dipenuhi dalam desain adalah :

$$\emptyset M_n > M_u \quad \text{.....} \quad (2.12)$$

Di mana untuk kombinasi beban harus digunakan kombinasi *envelope* berdasarkan beban gravitasi dengan gempa, kuat perlu M_u adalah

a. 1,4 *D*
b. 1,2 *D* + 1,6 *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
c. 1,2 *D* + 1,6 (*Lr* atau *R*) + (1,0 *L* atau 0,5*W*)
d. 1,2 *D* + 1,0 *W* + 1,0 *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
e. 1,2 *D* + 1,0 *L* ± 1,0 *E*
f. 0,9 *D* + 1,0 *W*
g. 0,9 *D* ± 1,0 *E*

Keterangan
D = Beban Mati
L = Beban Hidup
Lr = Beban Atap
R = beban Hujan
W = Beban Angin
E = Beban Gempa

Kebutuhan tulangan dapat dihitung dengan persamaan :

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \times f_y \times jd} \quad \text{.....} \quad (2.13)$$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual adalah

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times f_c \times b} \quad \text{.....} \quad (2.14)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan :

$$\emptyset M_n = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{.....} \quad (2.15)$$

A_s yang telah dihitung pada persamaan diatas tidak boleh kurang dari A_s minimum yang merupakan nilai terkecil dari 2 persamaan berikut

$$A_{S_{min}} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} \times b_w \times d \quad \text{..... (2.16)}$$

$$A_{S_{min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad \text{..... ..(2.17)}$$

Rasio tulangan dapat dihitung dengan persamaan :

$$\rho = \frac{A_S}{b_w d} \quad \text{..... (2.18)}$$

Untuk menghindari terjadinya keruntuhan brittle (getas) pada elemen lentur, SNI 2847-2019 Pasal 18.6 membatasi rasio tulangan $\boldsymbol{\rho < 0,75\ \rho_b}$, nilai $\boldsymbol{\rho_b}$ dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{..... (2.19)}$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.3.1 adalah 0,025.

Untuk memastikan jenis keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik (under-reinforced), maka hasil hitungan diatas harus memenuhi persamaan berikut

$$\frac{a}{d} < \frac{a_b}{d} = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{..... (2.20)}$$

Sedangkan rumus yang digunakan untuk perhitungan tulangan geser pada balok adalah :

- Kuat Geser Beton

  $$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \quad \text{..... (2.21)}$$

- Spasi tulangan diatur melalui persamaan

  $$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \quad \text{..... (2.22)}$$

2.14 Perencanaan Kolom

Menurut Edward G.Nawy, kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka *(frame)* struktur yang memikul beban pada balok. Kolom

meneruskan beban-beban elevasiatas ke elevasi yang lebih dibawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collape*) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh batas total *(ultimate total collapse)* seluruh strukturnya.

Perhitungan kekuatan kolom didasarkan pada kemampuan kapasitas penampang kolom. Kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu.

Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom tersebut bila diplotkan ternyata berada dalam diagram interaksi dari kolom yang dibuat maka beban tersebut dapat dipikul oleh kolom. Begitu juga sebaliknya apabila suatu kombinasi beban tersebut (P dan M) ada di luar diagram maka kapasitas kolom tidak memenuhi. Sesuai dengan SNI 2847-2019.

Pasal 10.3.6.2 besarnya gaya aksial dibatasi sebagai berikut:

Untuk kolom dengan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0{,}85\phi(0{,}85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2.23)$$

Untuk kolom dengan sengkang

$$\phi P_{n(max)} = 0{,}8\phi(0{,}85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2.24)$$

Dimana :

P_n = gaya tekan nominal

A_g = luas penampang beton

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang

Untuk perhitungan, besarnya beban aksial dan momen ditentukan sebagai berikut .

$$P_n = Pu / \varphi \quad (2.25)$$

$$Mn_x = Mux / \varphi \quad (2.26)$$

Mn_y = Mux / φ..... ..... (2.27)

Mu_x = momen arah sumbu x dari perhitungan ETABS

Mu_y = momen arah sumbu y dari perhitungan ETABS

Perencanaan penulangan longitudinal kolom didasarkan menurut grafik pada Buku Grafik dan Tabel Perencanaan Beton Bertulang Grafik Perhitungan absis dan ordinat untuk grafik penulangan kolom

$$\text{Absis} = \frac{M_U}{\emptyset \, .b \, .h^2 \, .0{,}85 * f'c}$$

$$\text{Ordinat} = \frac{Pu}{\emptyset \, .b \, .h \, .0{,}85 * f'c}.$$

As_{tot} = As . Ag

Dimana 1% < Sumber SNI 2847-2019

n = As_{tot}/A_{st}

Keterangan :

M_U : Momen yang bekerja pada kolom (Nmm)

P_U : Gaya aksial yang bekerja pada kolom (N)

∅ : Faktor reduksi (tekan 0,65 dan tarik 0,8)

Ast : Kebutuhan Luas tulangan (mm^2)

ρ : Rasio tulangan

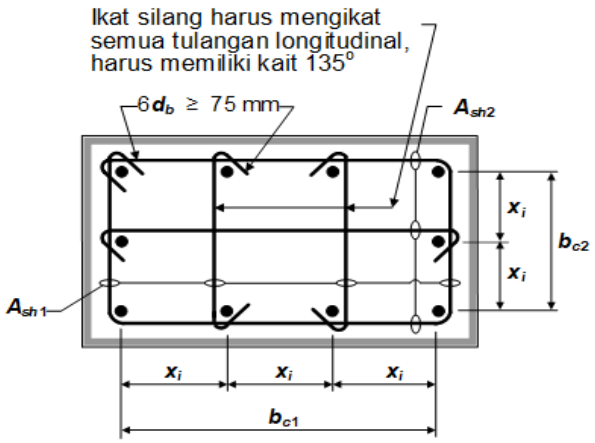
n : Kebutuhan jumlah tulangan (batang)

Perencanaan Tulangan Transversal

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.7.5.4 diterangkan bahwa luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara dua persamaan dibawah ini dan ditunjukan pada Gambar 2.26 :

$$A_{sh} = 0{,}3 \text{ x } \left(\frac{s \text{ x} b_c \text{x} f'c}{fy_t}\right) \text{x } \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \text{ .....} \quad (2.28)$$

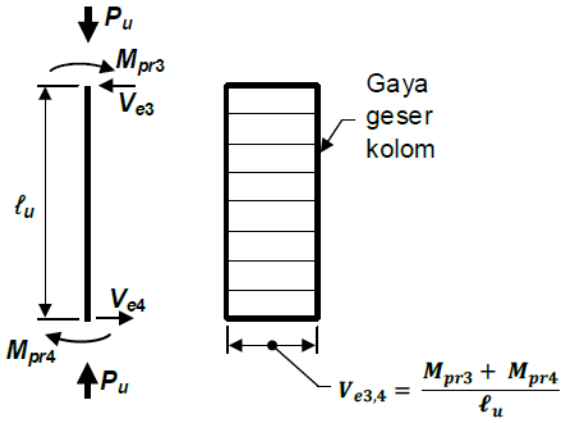
$$A_{sh} = \frac{0{,}09 \text{ x } s \text{ x} b_{c_c} \text{ x } f\prime c}{fy_t} \text{.....} \quad (2.29)$$



Gambar 2.26 Penulangan tulangan tranversal

Penulangan geser

Gaya geser desain, ***Ve***, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan *(joints)* di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, ***Mpr***, di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, ***Pu***, yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada ***Mpr*** komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus ***Ve.*** Seperti pada Gambar 2.27.



Gambar 2.27 Kapasitas Geser Kolom

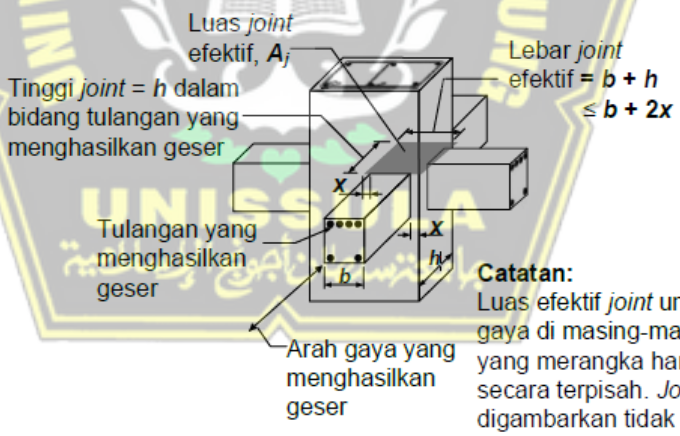
Vn = *Ve*/ϕ…..... (2.30)

Dimana V_n tidak boleh diambil lebih besar dari

-Untuk join yang terkekang oleh balok –balok pada semua empat muka……1,7$\sqrt{f'c}$. Aj

-Untuk join yang terkekang oleh balok –balok pada tiga muka atau dua muka yang berlawanan……..1,2$\sqrt{f'c}$. Aj

-Untuk kasus-kasus lainnya ……1$\sqrt{f'c}$. Aj



Gambar 2.28 Luas Joint Efektif

$$V_c = = 0{,}17\left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right)\lambda\sqrt{f'c}.\,bw.\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.31)$$

$Vu \geq \phi .Vc \rightarrow$ Diperlukan tulangan geser

$Vs = Vn\text{-}Vc$

$$S = \frac{Av.fy.d}{Vs} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.32)$$

Keterangan :

V_e : Gaya geser yang terjadi pada struktur (N)

V_u : Gaya geser optimal untuk perencanaan (N)

V_c : Gaya geser yang dipikul beton (N)

V_s : Gaya geser yang dipikul tulangan baja (N)

A_v : Luas satu tulangan (mm^2)

S : Jarak antara tulangan geser (mm^2)

2.15 Dinding geser (*Shear Wall*)

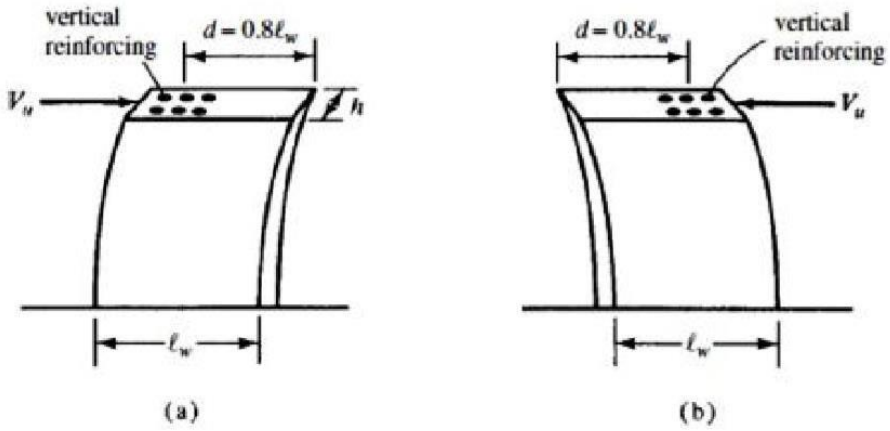
Desain yang tepat dan pendetailan bangunan dengan dinding geser telah menunjukkan peforma yang sangat baik dalam gempa gempa terdahulu. Kesuskesan luar biasa gedung dengan dinding geser dalam menahan gempa kuat terangkum dalam sebuah kutipan " Kita tidak dapat mampu membangun bangunan beton yang melawan gempa parah tanpa dinding geser" Mark Fintel, Consultan Engineer di USA.

Dinding geser dalam daerah gempa tinggi memerlukan pendetailan khusus. Bagaimanapun, pada gempa-gempa terdahulu, walau bangunan dengan dinding berjumlah cukup yang tidak didetail khusus untuk peforma gempa (tapi punya perkuatan yang terdistribusi dengan cukup baik) aman dari keruntuhan. Bangunan dinding geser adalah pilihan terbanyak dalam beberapa negara gempa seperti Chile, New Zealand, dan USA. Dinding geser mudah dibuat, karena detail penulangan dinding relatif mudah dan karena itu mudah diimplementasikan di lapangan. Dinding geser adalah efisien, baik dalam hal biaya konstruksi dan lebih efektif dalam

meminimalisasi kerusakan akibat gempa di elemen struktural maupun elemen non-struktural. (Murty, 2011)

Jika diperlukan konstruksi tahan gempa, harus diingat bahwa bagian struktur yang relatif kaku akan menarik gaya yang jauh lebih besar daripada bagianyang fleksibel. Struktur dengan dinding geser beton bertulang akan cukup kaku sehingga dapat menyerap gaya gempa yang besar. Jika dinding geser rapuh dan runtuh, sisa struktur lainnya tidak akan dapat menahan getaran gempa yang terjadi. Tetapi jika dinding geser tersebut daktail, dan tingkat daktilitas yang baik akan tercapai bila dinding geser ditulangi dengan baik, dinding geser akan sangat efektif dalam menahan gaya gempa. (Cormac, 2005)

Pemilihan dinding struktur khusus sebagai elemen penahan gempa utama dipengaruhi oleh pertimbangan performa gempa, fungsionalitas, kemampuan konstruksi dan biaya. Untuk bangunan tinggi hingga rendah, dinding geser secaratipikal adalah lebih efektif dalam hal biaya daripada sistem lain seperti Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Dinding geser digunakan pada bangunan beton dengan dibatasi tinggi lantai ke lantai atau kendala arsitektural lainnya yang tidakdapat diakomodasi kedalaman balok rangka. Tangga dan elevator cores adalah lokasi yang biasa untuk dinding geser, yang melayani dua tujuan yaitu sebagai pelindung bukaan vertikal dan menyediakan penahan efisien untuk gaya aksial dan lateral. (Moehle dkk, 2012) seperti pada Gambar 2.29.



Gambar 2.29 Gaya Dinding Geser pada arah yang berlawanan

(Cormac, 2005)

Gambar 2.29 memperlihatkan dinding geser yang menerima gaya lateral Vu. Dinding tersebut sebenarnya adalah sebuah balok kantilever dengan lebar h dantinggi keseluruhan lw. Pada gambar bagian (a) dinding tertekuk dari kiri ke kanan akibat Vu, dan akibatnya tulangan tarik diperlukan di sebelah kiri atau pada sisi tarik. Jika Vu diterapkan dari sisi kanan seperti diperlihatkan pada gambar bagian (b), tulangan tarik akan diperlukan pada sisi kanan dinding. Maka dapat kita lihat bahwa dinding geser memerlukan tulangan tarik pada kedua sisinya karena Vu, bisa datang dari kedua arah tersebut. (Cormac, 2005)

Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertical dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima gaya tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu, geser maksimum Vu dan momen maksimum Mu terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial desain Nu, dan selanjutnya pengaruh tegangan lentur tersebut harus dimasukkan dalam analisis. (Cormac, 2005)

2.16 Ketidakberaturan Horizontal dan Ketidakberaturan Vertikal

Struktur Gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan harus dianggap mempunyai Ketidakberaturan struktur Horizontal dan Ketidakberaturan Vertikal. Seperti yang ditunjukan Tabel 2.15 dan 2.16

Tabel 2.15 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 degan 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 turus 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** didefninisikan 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

Tabel 2.16 Ketidakberaturan Vertikal

	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 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

2.17 KAJIAN TERDAHULU YANG SEJENIS

Dalam bab ini menampilkan beberapa kajian terdahulu yang memiliki beberapa persamaan dengan studi penulis, sehingga akan dilakukan peninjauan dari bebrapa kajian dibawah ini dengan studi penulis. Berikut beberapa kajian yang akan ditinjau, diantaranya :

Tabel 2.17 Kajian Jurnal Terdahulu I

Nama Peneliti	Patrisko Hirel Karisoh, Servie O. Dapas, Ronny Pandaleke.
Judul	**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS**
Parameter yang diteliti	yaitu bagaimana merencanakan elemen-elemen struktur gedung beton bertulang tersebut sesuai dengan konsep sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
Metodologi	Studi Literatur > Merencanakan data awal > Preliminary Desain > Permodelan Struktur dengan Etabs 2016 > Pembebanan > Melakukan Analisa Struktur berdasarkan SRPMK > Kontrol keamanan > Selesai
Hasil	• Persyaratan strong column weak beam telah terpenuhi. • Komponen balok dan kolom memenuhi syarat-syarat desain • Dimensi komponen struktur termasuk paling efisien (ukuran balok 400x700 mm, kolom 500x700 mm dan pelat tebal 120 mm) • Periode fundamental struktur sudah termasuk maksimal (T=0,689 detik)

Sumber : Patrisko Hirel Karisoh, Servi O Dapus, Ronny Pandeleka. 2018. *"Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus".* UNSRAT, Manado.

Tabel 2.18 Kajian Jurnal Terdahulu II

Nama Peneliti	Wahyu Hardianto, Ario Bimo Hanintyo, Himawan Indarto, Ilham Nurhuda.
Judul	**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KULIAH DI YOGYAKARTA**
Parameter yang diteliti	Pada perencanaan struktur gedung kuliah ini digunakan konsep Desain Kapasitas. Adapun penggunaan konsep ini bertujuan agar apabila terjadi gempa kuat yang menyebabkan terbentuknya sendi plastis pada elemen struktur diharapkan dapat terjadi pada balok. Guna menjamin terjadinya sendi plastis pada balok tersebut, maka kolom harus didesain lebih kuat dari balok (Strong Column Weak Beam)
Metodologi	Pengumpulan data > analisa data . Permodelan struktur > Analisa struktur menggunakan aplikasi SAP 2000 v.14 > Output gaya dalam struktur > Perhitungan dimensi dan penulangan > Struktur atas > struktur bawah > Gambar kerja DED > Selesai
Hasil	Dari hasil analisa yang dilakukan, Kuat lentur kolom sudah memenuhi persyaratan Strong column weak beam dan digunakan tulangan pokok 20D22 dengan jarak 2D10-100

Sumber : Wahyu Hardianto, Ario Bimo, hanintyo, Himawan Indarto, Ilham Nurhuda. 2014. *"Perencanaan Struktur Gedung Kuliah di Yogyakarta"*. UNDIP, Semarang.

Tabel 2.19 Kajian Jurnal Terdahulu III

Nama Peneliti	Widya Ayu Mayasari, Ir. Sudirman Indra, MSc Ir. Ester Priskasari, MT
Judul	**PERENCANAAN DINDING GESER DENGAN BUKAAN PADA GEDUNG DINAS PENDIDIKAN KABUPATEN PONOROGO**
Parameter yang diteliti	Pada penulisan Tugas Akhir ini adalah dinding geser dengan bukaan, dinding geser yang ditinjau dari gedung 7 lantai yang berfungsi sebagai gedung perkantoran. Perencanaan difokuskan untuk menentukkan dimensi

	dinding geser, menganalisa tulangan tranversal dan tulangan longitudinal. Analisa statika pada model gedung menggunakan program bantu ETABS. Dari hasil gaya-gaya dalam yang didapat dari program bantu direncanakan tulangan tranversal dan longitudinal untuk dinding geser.
Metodologi	Data umum > Data perencanaan > Data gambar struktur > Pendimensian kolom, balok, dan Shear wall > Analisa data > Hasil > Selesai
Hasil	• Pada Analisa dinding geser dengan bukaan pada gedung Dinas Pendidikan Kab.Ponorogo didapatkan dimensi dinding geser dengan panjang bentang 580 cm dan tebal 30 cm. • Dibutuhkan Jumlah tulangan longitudinal ialah 56 D 22, terbagi sebagai berikut : • Kepala dinding geser sebelah kiri terdapat tulangan 12 D 22 dengan jarak antar tulangan bervariasi, 6.3 cm - 8 cm. • Kepala dinding geser sebelah kanan 12 D 22 dengan jarak antar tulangan bervariasi, 6.3 cm dan 8 cm. • Badan dinding geser 32 D 22 dengan jarak antar tulangan bervariasi antara, 17 cm, dan 20 cm. • Penulangan Tranversal : • jumlah tulangan transversal berjumlah 26 Ø 12 dengan jarak 10cm dan 15 cm ,kemudian pada sambungan berjumlah 10 Ø 12 dengan jarak 8 cm. • Jumlah Tulangan transversal pada kepala dinding geser bagian kiri 3 Ø 12 dengan jarak 8 cm. • Jumlah Tulangan transversal pada kepala dinding geser bagian kanan 3 Ø 12 dengan jarak 8 cm.

Sumber : Widya Ayu Mayasari, Ir. Sudirman Indra,MSc, Ir Ester Priskasari,MT. 2017. *"Perencanaan Dinding Geser Dengan Bukaan Pada Gedung Dinas Pendidikan Kabupaten Ponorogo".* ITN, Malang.

Tabel 2.20 Kajian Jurnal Terdahulu IV

Nama Peneliti	Betania Mahendrayu, Wahyu Kartini
Judul	**SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) STRUKTUR BETON BERTULANG PADA GEDUNG GRAHA SIANTAR TOP SURABAYA**

Parameter yang diteliti	Perencanaan pada gedung ini adalah untuk mendimensi penulangan struktur gedung dan hubungan balok–kolom akibat beban gravitasi dan beban lateral dengan sistem rangka pemikul momen khusus pada kasus daerah rawan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2002 dan SNI 03- 1726-2002.
Metodologi	Data Perencanaan > Rencana pembebanan > Analisa statika struktur menggunakan program pembantu (Etabs, Autocad, & PCACOL) >Analisa elemen struktur (balok, kolom, hubungan balok kolom) > Selesai.
Hasil	• Hasil pendimensian dan penulangan struktur gedung Graha Siantar Top akibat beban gravitasi dan beban lateral ini sebagai berikut : - Dimensi balok melintang dengan jarak 10 m = 35/70 - Dimensi balok melintang dengan jarak 4,5 m = 30/40, - Dimensi balok memanjang dengan jarak 6 m = 30/50, - Dimensi kolom = 70/70 dengan tulangan longitudinal 16D25, sengkang Ø12, - Pada lantai atap : a. Dimensi 35/70 dengan tulangan longitudinal D22, sengkang Ø10. b. Dimensi 30/40 dan 30/50 dengan tulangan longitudinal D16, sengkang Ø10. - Pada lantai 2-7 : a. Dimensi 35/70 dengan tulangan longitudinal D25, sengkang Ø10. b. Dimensi 30/40 dan 30/50 dengan tulangan longitudinal D22, sengkang Ø10. • Perilaku respon struktur saat beban gravitasi dan beban lateral bekerja : Pada gedung Graha Siantar Top ini telah mampu memikul beban gravitasi dan beban lateral yang direncanakan dan memenuhi konsep ”kolom kuat balok lemah” sehingga gedung mencapai daktalitas penuh dengan R = 8,32. • Pada hubungan balok kolom tepi dan tengah, tulangan transversal 4Ø12 setinggi 400 mm (setinggi balok terendah yang merangka pada hubungan balok kolom).

Sumber : Betania Mahendrayu, Wahyu Kartini. 2019.*"Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk) Struktur Beton Bertulang Pada Gedung Graha Siantar Top Surabaya".* UPN Veteran, Jatim.

Tabel 2.21 Kajian Jurnal Terdahulu V

Nama Peneliti	Sonif Muafandi, Arifien Nursandah , Bambang Kiswono.
Judul	**Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Berdasarkan Sni 2847-2013 di Bantul – Yogyakarta**
Parameter yang diteliti	Perancangan struktur beton bertulang pada struktur bangunan perkantoran PT.Indomarco Prismatama diBantul ini bertujuan untuk mengetahui. (1) Dimensi balok dan kolom yang mampu menahan beban gempa. (2) Gambar detail penulangan balok dan kolom dari hasil perencanaan.
Metodologi	Pengumpulan Data > Teknik Analisis data > Hasil penelitian dan pembahasan (Premilinaryy design > Pembebanan > Permodelan)
Hasil	• Lokasi perencanaan gedung termasuk dalam kategori desain seismik D (KDS D) sehingga komponen struktur rangka gempa harus menggunakan sistem rrangka pemikul momen khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 2847 – 2012. • Digunakan dimensi komponen struktur gedung sebagai berikut: a) Balok Induk 40 cm x 60 cm (Bentang 7,0 meter) rasio 2,06 b) Balok Induk 35 cm x 50 cm (Bentang 7,0 meter) rasio 2,17 c) Balok Anak 25 cm x 35 cm (Bentang 3,5 meter) rasio 2,17 d) Balok Anak 20 cm x 30 cm (Bentang 3,0 meter) rasio 2,53 e) Kolom 60 cm x 60 cm untuk Lantai dasar rasio 2,18 f) Kolom 50 cm x 50 cm untuk Lantai 1-6 rasio 2,43 g) Sloof 35 x 50 cm rasio 2,17

	• Digunakan pelat lantai dengan tebal 12 cm untuk lantai 1-6 dan untuk atap digunakan tebal pelat 10 cm. • Pondasi Menggunakan Tiang Pancang.

Sumber : Sonif Muafandi, Arifien Nursandah,Bambang Kiswono.2019.*" Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Berdasarkan Sni 2847-2013 di Bantul – Yogyakarta"*. UM, Surabaya.

Berdasarkan hasil kajian dari literatur yang sudah kami tinjau di atas ada beberapa perbedaan dengan studi yang penulis lakukan diantaranya :

1. Hasil perencanaan diatas masih menggunakan peraturan SNI terdahulu seperti SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2002 Sedangkan kajian ini menggunakan SNI 1726-2019 dan SNI 2847-2019.
2. Pada beberapa kajian yang penulis tinjau di atas terdapat perhitungan struktur bawah (Pondasi) sedangkan studi ini hanya merencanakan struktur atas saja.
3. Salah satu kajian yang penulis tinjau diatas membahas tentang perencanaan dinding geser bukaan sedangkan studi ini membahas struktur dengan Sistem Ganda (Kolom dan Dinding Geser).

BAB III

METODOLOGI PENULISAN

3.1 Pendahuluan

Tugas Akhir ini bertujuan untuk mendesain perencanaan sebuah struktur GEDUNG PENDIDIKAN TAHAN GEMPA 4 LANTAI DENGAN SISTEM GANDA. Bangunan tersebut direncanakan dengan yang disyaratkan SNI-1726-2019, SNI-2847 2019, SNI 1727-2020, Perhitungan struktur bangunan dilakukan dengan menetapkan beban-beban yang ada pada fungsi gedung. Langkah selanjutnya dilakukan perhitungan struktur sekunder yang meliputi perhitungan pelat, serta struktur primer berupa balok induk, kolom, dan dinding geser.

Data yang dijadikan acuan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat dikelompokan menjadi dua jenis data, yaitu:

- Data Primer
- Data Sekunder

3.2 Data Primer

Data primer yaitu data diperoleh dari lokasi pembangunan maupun hasil survey yang dapat langsung digunakan sebagai sumber dalam perencanaan struktur. Adapun pengamatan langsung di lapangan mencakup:

- Kondisi lokasi rencana gedung di Desa Pucangan, Kecamatan Kartasura, Kabupaten Sukoharjo, Jawa Tengah.
- Kondisi bangunan yang ada disekitar lokasi proyek.
- Denah lokasi perencanaan.

Data data umum proyek Gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda sebagai berikut:

a. Data Proyek

Nama Proyek : Perencanaan Struktur Gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda.

Fungsi Bangunan : Pendidikan

Jumlah Lantai : Empat Lantai.

Luas Lantai : 1.600 m^2

Lokasi : Desa Pucangan, Kecamatan Kartasura, Kabupaten Sukoharjo, Jawa Tengah

Struktur Bangunan : Beton Bertulang

Struktur Atap : Beton Bertulang

b. Struktur Utama

Pelat Lantai : K350

Pelat Tangga : K350

Balok : K350

Kolom : K350

Dinding Geser : K350

Tulangan U 42 > Ø 12

U 28 > Ø 12

3.3 Data Sekunder

Data Sekunder yaitu data pendukung yang digunakan dalam proses pembuatan dan penyusunan Tugas Akhir ini. Data sekunder ini diperoleh bukan melalui pengamatan secara langsung. Adapun klasifikasi data sekunder ini antara lain adalah referensi-referensi penunjang, grafik, tabel, dan peta atau tanah yang berhubungan dengan proses proses perencanaan struktur gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda..

Langkah selanjutnya yaitu mengetahui data data serta menentukan metode pengumpulan data seperti halnya:

- Observasi adalah

  Pengumpulan data melalui peninjauan dan pengamatan langsung secara langsung dilapangan.

- Studi Pustaka

  Pengumpulan data yang didapat dari hasil penyelidikan, penelitian, tes atau uji laporatorium, pedoman, bahan acuan, maupun standar yang diperlukan dalam merencanakan struktur bangunan.

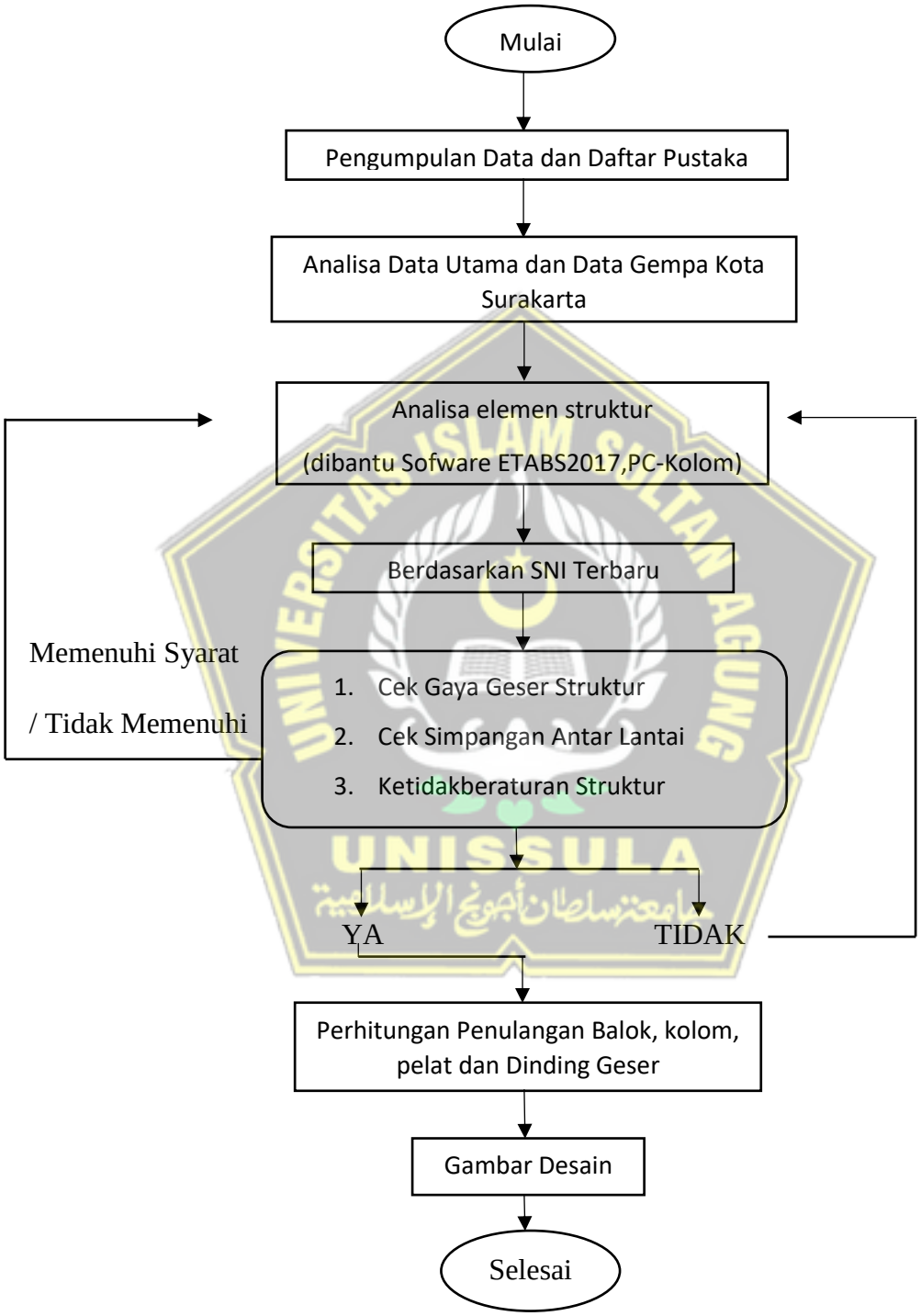
  Setelah semua data yang terkumpul, maka selanjutnya yaitu melakukan proses perhitungan.

- Analisis dan Perhitungan

Langkah langkah perencanaan struktur beserta analisa perhitungan dilakukan dengan menghitung keseluruhan struktur bangunan. Tahapan perencanaan dan analisis perhitungan beserta acuan dalam perencanaan struktur gedung PENDIDIKAN TAHAN GEMPA 4 LANTAI DENGAN SISTEM GANDA adalah sebagai berikut:

1. Pengumpulan data .
2. Analisa Data Utama Kota Surakarta.
3. Analisa dan desain elemen-elemen struktur.
4. Berdasarkan SNI Terbaru
5. Cek Gaya Geser Struktur
6. Cek Simpangan Antar Lantai
7. Ketidakberaturan Struktur
8. Kombinasi Beban
9. Pengecekan kekuatan pada struktur menurut SNI.
10. Pembuatan gambar hasil perhitungan.

Proese perencanaan struktur didalam laporan Tugas Akhir ini. Ditampilkan dalam bagan, seperti yang ditunjukan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Flowchart Perencanaan Struktur Gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa Asrama Mahasiswa 4 Lantai.

Laporan Penggambaran

Laporan dan penggambaran ini disesuaikan dengan aturan yang berlaku di Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung Semarang, yang terdiri dari: Sistematika penulisan, penggunaan bahasa, dan bentuk laporan.

Sedangkan cara penggambaran disesuaikan dengan tata cara menggambar software di AutoCAD.

BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Deskripsi Umum Bangunan

Gedung FASILITAS PENDIDIKAN TAHAN GEMPA 4 LANTAI DENGAN SITEM GANDA yang direncanakan menggunakan Sistem Ganda berdasarkan pada standard peraturan gempa SNI 1726-2019. Bangunan ini nantinya akan difungsikan sebagai Fasilitas Pendidikan.

Bangunan ini dirancang menggunakan material beton bertulang dengan bentuk persegi panjang. Gedung fasilitas pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda ini memiliki elevasi total bangunan mencapai 15 m. Gedung ini jugadirancang sedemikian rupa dengan bentuk persegi dimodelkan dengan bantuan Aplikasi ETABS 2017.

4.2. Acuan Pembebanan

Beban beban pada bangunan ditentukan berdasarkan peraturan SNI terbaru data sebagai berikut :

a. Beban minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020),
b. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedungdan Non Gedung (SNI 1726-2019),

Standar atau data lain mengenai berat bahan bangunan.

4.3. Acuan Perencanaan dan Pendetailan Struktur

Untuk perencanaan dan pendetailan struktur beton ini mengacu pada peraturan SNI sebagai berikut:

a. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019),
b. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedungdan Non Gedung (SNI 1726-2019).

4.4.Permodelan Struktur

Struktur Bangunan Gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda ini dimodelkan denganaplikasi ETABS 2017, sesuai dengan denah data struktur.

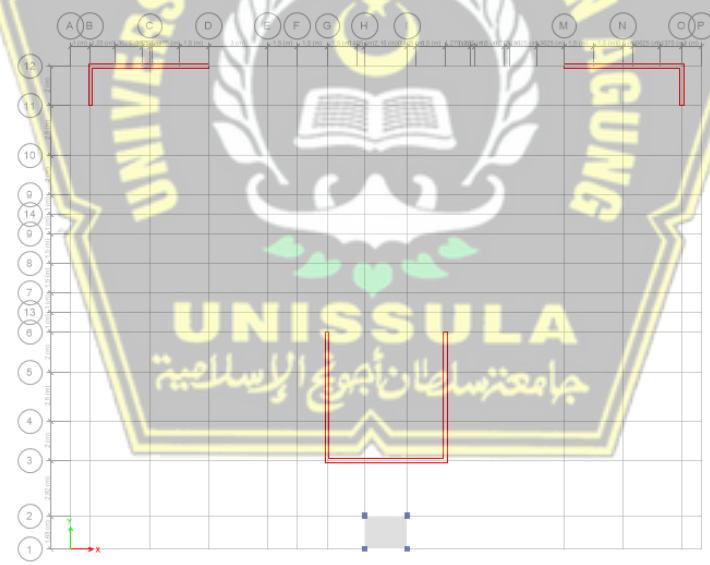
4.4.1 Data Bangunan

Data Bangunan yang akan direncakan untuk Tugas Akhir sebagai berikut :

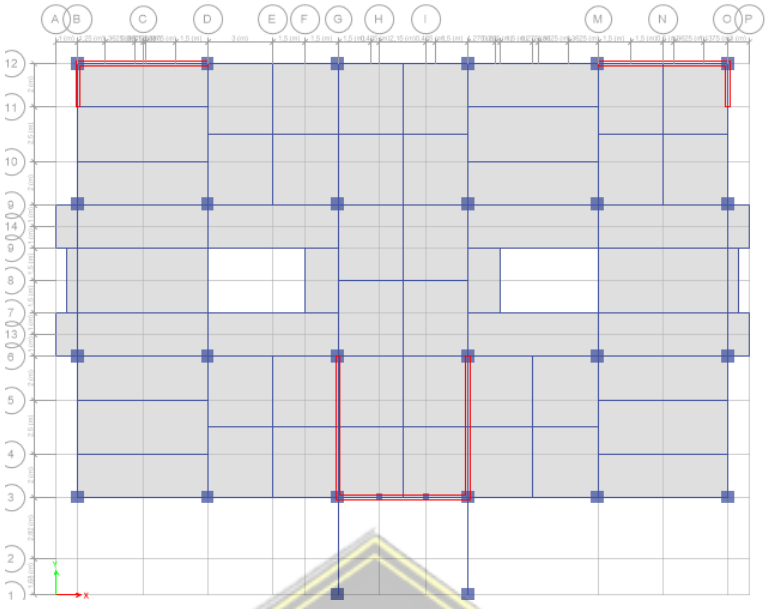
1. Lokasi Bangunan : di Desa Pucangan, Kecamatan Kartasura, Kabupaten Sukoharjo, Jawa Tengah
2. Fungsi Bangunan : Pendidikan
3. Jumlah Lantai : 4 (Lantai) lantai.
4. Jenis Tanah : Tanah sedang

4.4.2 Pemodelan Struktur

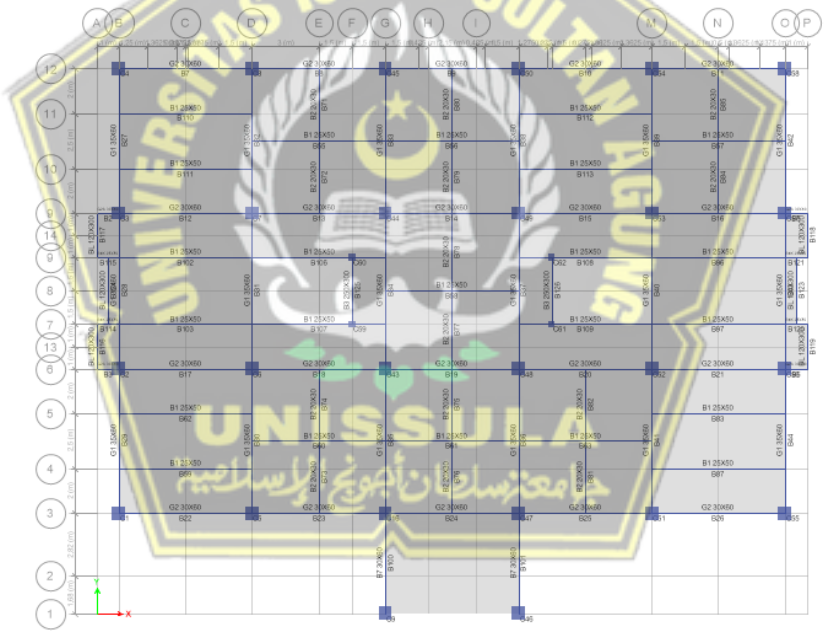
Berikut merupakan denah tampak dan bentuk pemodelan 3 dimensi bangunan ini pada ETABS 2017.



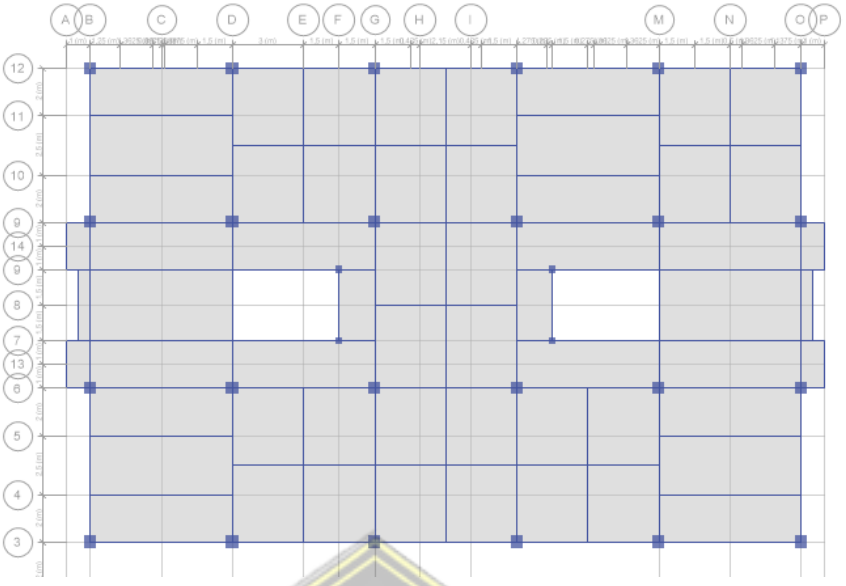
Gambar 4.1 Tampak Atas Dinding Geser



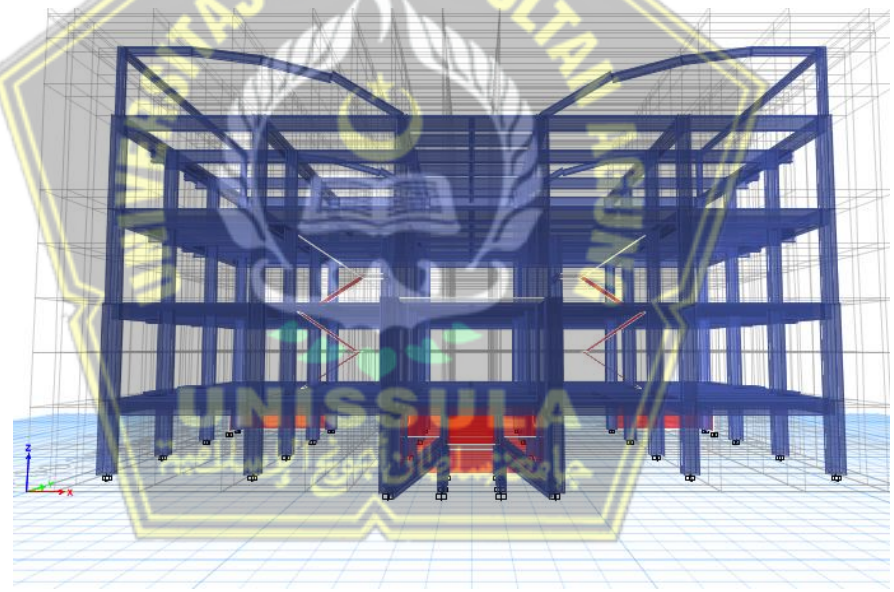
Gambar 4.2 Denah Lantai 2



Gambar 4.3 Tampak Atas Lantai 3

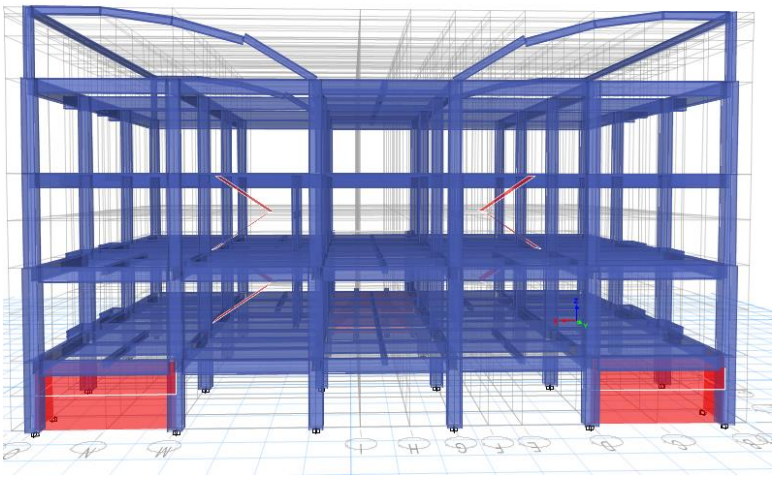


Gambar 4.4 Tampak Atas Lantai 4



Gambar 4.5 Bentuk 3D Struktur Tampak Depan

(Sumber : Hasil Pemodelan)



Gambar 4.6 Bentuk 3D Struktur Tampak Belakang

(Sumber : Hasil Pemodelan)

4.4.3 Konfigurasi Gedung

Konfigurasi untuk Gedung Fasilitas Pendidikan Tahan Gempa 4 Lantai Dengan Sistem Ganda berupa geometri dan spesifikasi material sebagai berikut:

Tabel 4.1 Konfigurasi Gedung

No	Lantai	Tinggi Bangunan (m)
1	Lantai 1	3
2	Lantai 2	7
3	Lantai 3	11
4	Lantai 4	15

(Sumber : Data Pribadi)

Tabel 4.2 Spesifikasi Material

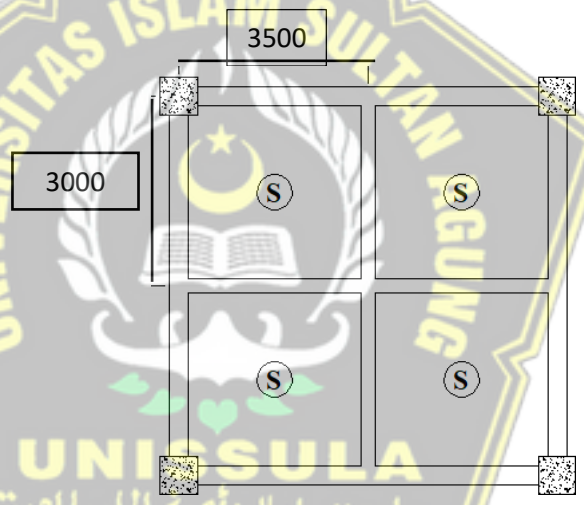
Bahan	Mutu	Satuan
Berat Jenis Beton Bertulang	2400	Kg/m³
Modulus Elastisitas Beton	25332,08	Mpa
Baja Tulangan Pokok	420	Mpa
Baja Tulangan Geser	280	Mpa
Poisson Ratio	0,2	-

(Sumber : Data Pribadi)

4.4.4 Pra desain Elemen Struktur

Sebelum menganalisa struktur dilakukan, ukuran dari komponen struktur diperlukan untuk menghitung kekakuan struktur yang akan diperlukan di dalam melakukan analisa struktur. Untuk dimensi komponen struktur yang optimal perlu ditentukan berdasarkan gaya dalam yang terjadi akibat pembebanan struktur yang merupakan hasil dari analisa struktur. Oleh karena itu, penentuan dimensi awal dari komponen struktur sebelum dilakukannya analisa struktur diperlukan beberapa pendekatan sederhana biasanya digunakan untuk menentukan dimensi awal dari komponen struktur. Dimensi awal ini nantinya akan diperiksa kembali untuk memastikan bahwa dimensi komponen struktur yang digunakan adalah cukup optimal atau tidak setelah analisa struktur dilakukan.

1. PELAT



Gambar 4.7. Pelat Lantai

Lx = 3000 mm

Ly = 3500 mm

B = Ly/ Lx

= 3000/3500

= 0,85 < 2 (pelat dua arah arah)Tebal pelat rencana (h_f) 120 mm

- Ec Beton = $4700\sqrt{f'c}$

  = 4700 $\sqrt{29,05}$ = 25332,08 MPa

- Inersia Balok 1 = $1/12 \times b \times h^3$

$= 1/12 \times 35 \times 60^3$

$= 630000\ cm^4$

- Inersia Balok 2 $= 1/12 \times b \times h^3$

$= 1/12 \times 30 \times 60^3$

$= 540000\ cm^4$

- Inersia Pelat = Inersia pelat untuk arah Lx & Ly

$= 1/12 \times Lx \times h_f^3$

$= 1/12 \times 300 \times 12^3$

$= 43.200\ cm^4$

$$am_1 = \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok1}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{25332{,}08 \times 630000 \times 10^4}{25332{,}08 \times 43200 \times 10^4}$$

$= 14{,}58$

$$am_2 = \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok2}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{25332{,}08 \times 540000 \times 10^4}{25332{,}08 \times 43200 \times 10^4}$$

$= 12{,}5$

$$am_3 = \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok1}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{25332{,}08 \times 630000 \times 10^4}{25332{,}08 \times 43200 \times 10^4}$$

$= 14{,}58$

$$am_4 = \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{Ec_{balok}\ x\ I_{balok2}}{Ec_{pelat}\ x\ I_{pelat}}$$

$$= \frac{25332{,}08 \times 312500 \times 10^4}{25332{,}08 \times 43200 \times 10^4}$$

$= 12{,}5$

- $a_{fm} = (am_1 + am_2 + am_3 + am_4)/\ 4$

$= (14{,}58 + 12{,}5 + 14{,}58 + 12{,}5)/4$

$= 11{,}67$

Asumsi tebal pelat yang digunakan adalah 120 mm

a. Dimensi Kolom

Asumsi dimensi kolom yang digunakan pada struktur gedung ini,dapat dilihat pada Tabel 4.3,

Tabel 4.3 Dimensi Kolom

No	Tipe Kolom	Dimensi (mm)
1	K1	600 x 600
2	K2	600 x 600
3	K3	300 x 300

Sumber : Data Perencanaan

b. Dimensi Balok

Balok termasuk suatu elemen struktur rangka pemikul momen yang berfungsi mendistribusikan beban-beban pada plat ke kolom.

Pra dimensi suatu balok dapat ditentukan dengan mengacu pada SNI 2847-2019. Sehingga, dapat ditentukan dimensi balok sebagai berikut,

- BI $H_{min} = \frac{L1}{15}$

$= \frac{7000}{15} = 466{,}667$ mm

Adapun tipe-tipe balok yang digunakan dalam pemodelan strukurdapat dilihat pada Tabel 4.4

Tabel 4.4 Dimensi Balok

No.	Tipe Balok	Dimensi (mm)
1	G1	300 x 600
2	G2	300 x 600
3	G2a	300 x 600
4	B1	250 x 500
5	B1k	300 x 500
6	B2	200 x 300
7	B3	200 x 300
8	BL	120300

Sumber : Data Perencanaan

Tabel 4.5 Dimensi Kolom Dinding Geser

No	Tipe Kolom	Dimensi (mm)
1	D1	600 x 600

Sumber : Data Perencanaan

4.5 Pembebanan Struktur

Pembebanan yang digunakan dalam struktur bangunan ini ada dua peraturan yang pakai yaitu beban gravitasi dan beban gempa yang mengacu pada SNI pembebanan 1727-2020 dan SNI gempa 1726-2019 .

4.5.1 Beban Gravitasi

Struktur bangunan terdapat beban gravitasi yang dimasukan pada aspek fungsional dari ruangan-ruangan yang sesuai dengan denah arsitektural. Peraturan yang digunakan adalah SNI 1727 – 2020, berdasarkan peraturan tersebut jenis dan jumlah beban pada gravitasi yang digunakan pada struktur bangunan adalah sebagai berikut :

a) Beban Mati Struktural (*Dead Load/DL)*

Beban mati struktural adalah beban yang diakibatkan oleh elemen-elemen struktur bangunan seperti kolom, balok dan pelat lantai. Dalam melakukan desain struktur banguninan ini, material yang dipakai adalah beton bertulang, yang mempunyai berat jenis sebesar 2,4 kN/m^3. Beban ini dihitung secara otomatis menggunakan program ETABS versi 2017 sesuai luas penampang dan beban yang dimodelkan pada program terebut.

b) Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load/SIDL)*

Beban mati tambahan adalah beban yang disebabkan oleh beban itu sendiri dari elemen struktural bangunan yang bersifat permanen.

Rincian beban :

Spesi + Pasir	= 0,80 kN/m^2
Lantai keramik	= 0,24 kN/m^2
Mekanikal & elektrikal	= 0,25 kN/m^2
Plafond	= 0,18 kN/m^2
	= 1,47 kN/m^2

c) Beban Hidup (LL)

Beban hidup adalah beban yang sifatnya tidak membebani struktur bangunan itu ssendiri secara permanen, contohnya beban yang disebabkan oleh pengguna bangunan. Beban hidup yang digunakan pada struktur bangunan ini disesuaikan pada fungsi ruangan pada masing-masing lantai.

Beban hidup yang digunakan berbeda-beda sesuai dengan fungsi dari bangunan dan ruangan tersebut. Beban hidup merata yang digunakan dalam analisis struktur adalah sebagai berikut :

1. Ruang Tidur	= 4,79 kN/m^2
2. Lobby	= 4,79 kN/m^2
3. Tangga	= 4,79 kN/m^2
4. Ruang Diskusi	= 2,4 kN/m^2
5. Locker	= 1,92 kN/m^2
6. Ruang Makan	= 4,79 kN/m^2
	= 23,48kN/m^2

4.5.2 Beban Gempa pada Struktur

Pembebanan gempa yang digunakan pada struktur bangunan ini mengacu pada peraturan SNI Gempa 1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Pada SNI ini respon gempa direncanakan berdasarkan probabilitas terjadinya gempa periode ulang 2500 tahun (2/3 x S_{ms}).

Dalam desain struktur bangunan ini, pembebanan gempa yang digunakan untuk analisis adalah analisis dengan respons spektra sesuai dengan data pada lokasi struktur bangunan, Kota Surakarta. Data Respon Spektra tersebut diambil dari peta gempa 2021 sesuai titik koordinat lokasi.

a. Kombinasi pembebanan

1. COMB 1 1,4D
2. COMB2 A 1,2DL +1,6LL +0,5LR
3. COMB2 B 1,2DL +1,6LL + 0,5R
4. COMB3 A 1,2DL + 1,6LR + 1LL
5. COMB3 B 1,2DL + 1,6LR + 0,5W
6. COMB3 C 1,2DL – 1,6R + 1L
7. COMB3 D 1,2DL – 1,6R – 0,5W
8. COMB4 A 1,2DL + 1W + 1LL+ 0,5LR
9. COMB4 B 1,2DL + 1W + 1LL + 0,5R
10. COMB 5 0,9DL + 1W
11. COMB 6XA 1,325568DL + 1,3EQDX +0,39EQDY+1LL
12. COMB 6XB 1,325568DL + 1,3EQDX -0,39EQDY+1LL
13. COMB 6XC 1,325568DL - 1,3EQDX +0,39EQDY+1LL
14. COMB 6XD 1,325568DL - 1,3EQDX -0,39EQDY+1LL
15. COMB 6YA 1,325568DL+ 0,39EQDX+1,3EQDY+1LL
16. COMB 6YB 1,325568DL+ 0,39EQDX-1,3EQDY+1LL
17. COMB 6YC 1,325568DL- 0,39EQDX+1,3EQDY+1LL
18. COMB 6YD 1,325568DL- 0,39EQDX-1,3EQDY+1LL
19. COMB 7XA 0,774432DL + 1,3EQDX + 0,39EQDY
20. COMB 7XB 0,774432DL + 1,3EQDX - 0,39EQDY
21. COMB 7XC 0,774432DL - 1,3EQDX + 0,39EQDY
22. COMB 7XD 0,774432DL - 1,3EQDX - 0,39EQDY

\23. COMB 7YA 0,774432DL + 0,39EQDX + 1,3 EQDY

24. COMB 7YB 0,774432DL + 0,39EQDX - 1,3 EQDY
25. COMB 7YC 0,774432DL - 0,39EQDX + 1,3 EQDY
26. COMB 7YD 0,774432DL - 0,39EQDX - 1,3 EQDY
27. ENVELOBE

Keterangan :

1. DL = Beban mati
2. LL = Beban hidup
3. Lr = Beban hidup atap
4. R = Beban hujan
5. W = Beban angin
6. EQD = Beban Gempa Ekuivalen

Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Gedung ini didesain dengan fungsi sebagai **Fasilitas Pendidikan**. Sesuai Tabel 1 dan 2 SNI 1726-2019 gedung ini termasuk dalam kategori risiko IV dan nilai faktor keutamaan gempa (Ie) sebesar **1,5** seperti yang ditunjukan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Faktor Keutamaan Gempa

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

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

Sumber SNI 1726-2019

b. Klasifikasi Situs

Pasal 5 pada SNI 1726-2019, klasifikasi situs ditentukan pada 3 parameter yaitu rata-rata tahanan penetrasi standar lapangan (N), kecepatan rata-rata pada gelombang geser (vs), kuat milamir rata-rata bisa dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Klasifikasi Tanah

Kelas situs	$\overline{V}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (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 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s_u} < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	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)		

© BSN 2019

Sumber SNI 1726-2019

(sn) pada kedalaman 30 m. Berdaarkan penentuan klasifikasi situs menggunakan nilai penetrasi standard (NSPT) yang diperoleh dari hasil uji tanah pada gedung tersebut. Analisis perhitungan rata-rata nilai N-SPT dengan kedalaman 30m dapat dihitung pada Tabel 4.8

Tabel 4.8. Nilai N-SPT

KEDALAMAN (m)	BM-1		BM-2	
	N-SPT	d_i/N_i	N-SPT	d_i/N_i
5	36	0,106	37	0,135
10	42	0,238	48	0,208
15	51	0,264	58	0,228
20	58	0,278	60	0,267
25	60	0,300	67	0,297
30	67	0,341	71	0,324
Total		1,77		1,7

Sumber : Data Tanah Sedang

Dari Tabel 4.7 dapat dihitung tahanan penetrasi standard lapangan rata-rata (N) sesuai dengan persamaan SNI 1726-2019 sebagai berikut:

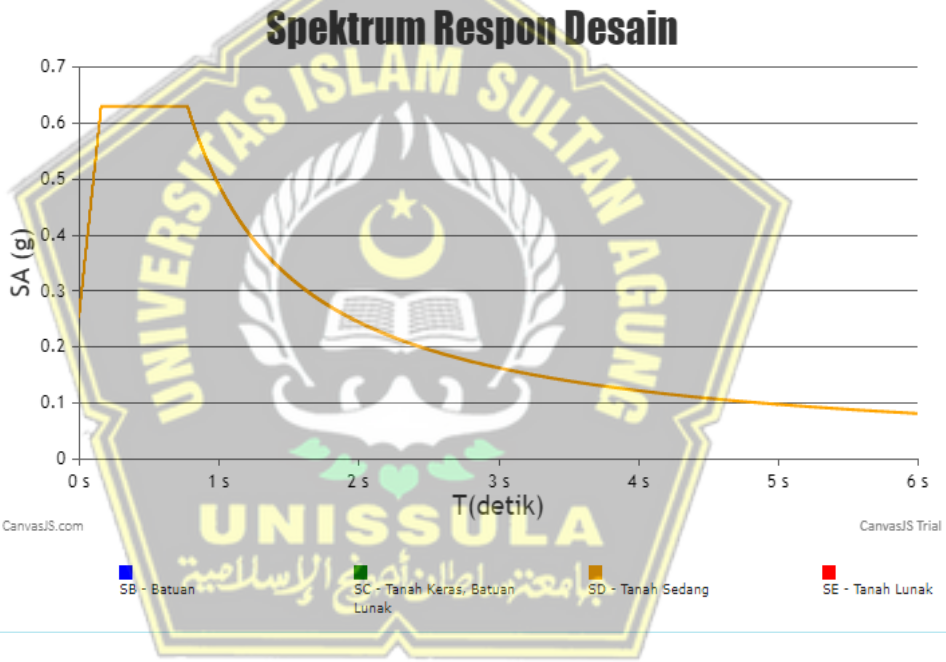
$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n}}{\sum_{i=1}^{n} Ni} = \frac{30}{((1{,}77 + 1{,}7)/3)} = \mathbf{18{,}23}$$

Dari perhitungan diatas maka dapat diperoleh nilai tahanan penetrasi

standarlapangan rata-rata ($\bar{N}$) adalah sebesar **18,23**. Beradasarkan Tabel 3 SNI 1726-2019 mengenai klasifikasi situs nilai ($\bar{N}$) berada diantara 15-50 sehingga dikategorikan sebagai **Tanah Sedang (SD).**

c. Parameter Respon Spektrum Gempa Terpetakan (Nilai S_s dan S_1)

Parameter Respons Spektrum Gempa Terpetakan dapat diperoleh dengan memasukkan titik koordinat lokasi bangunan pada Aplikasi Respon Spektra Indonesia yang dapat diakses melalui situs web resmi PUPR. Berdasarkan data yang diperoleh dari PUSKIM ,didapatkan Parameter Respons Spektral Gempa Ss = 0,7974 dan S_1 = 0,3863 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.8 di bawah ini :



Gambar 4.8. Grafik Respon spektra Puskim Surakarta

Sehingga didapatkan data Nilai Parameter Respons Spektral Terpetakan Pada Tabel 4.9

Tabel 4.9. Data Parameter Respons Spektral Terpetakan

Variable	Nilai
F_{PGA}	0,3489
S_s (g)	0,7974
S_1 (g)	0,3863

Sumber : Puskim 2021

d. Parameter Respon Spektrum Gempa Tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{M1})

Berdasarkan data tanah sedang yang berada pada Kota Surakarta dengan nilai Ss = 0,7974 dan S_1 = 0,3864, selanjutnya didapatkan nilai parameter respon spectrum gempa tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{M1}) yang dapat dihitung dengan menggunakan nilai F_A dan F_V yang diperoleh dari PUSKIM seperti dibawah ini :

F_A = 1,18

F_V = 1,9

S_{MS} = F_A x Ss = 1,18 x 0,7974 = 0,94

S_{M1} = F_V x S_1 = 1,9 x 0,3863 = 0,739

e. Parameter Respons Spektral Gempa Desain (Nilai S_{DS} dan S_{D1})

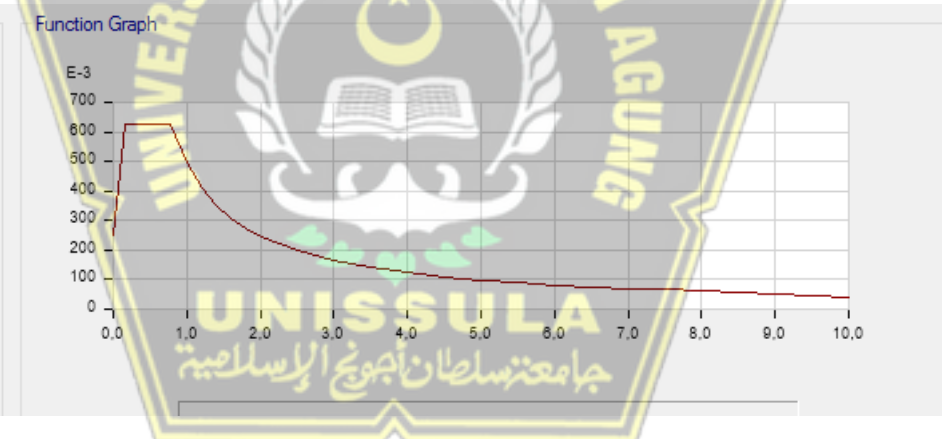
Nilai Parameter Respons Spektral Gempa Desain (Nilai S_{DS} dan S_{D1}) diperoleh dari Aplikasi Respon Spektra pada laman resmi Kementrian PUPR. Dengan memasukkan titik koordinat lokasi proyek yang direncanakan sebagai berikut. Sehingga didapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang ditampilkan pada tabel 4.10.

Tabel 4.10 Data Parameter Response Spektral Desain

Variable	Nilai
S_{DS} (g)	0,63
S_{D1} (g)	0,49

Sumber : Puskim 2021

Data ini nantinya akan dimasukkan kedalam *software* ETABS 2017untuk Respons *Spektrum* seperti Gambar 4.9 di bawah ini.



Gambar 4.9. Grafik Respon spektra pada Etabs

f. Spektrum Response Desain

Spektrum respon desain dapat dihitung dengan acuan Pasal 6.4 SNI 1726-2019. Nilai-nilai perioda yang dibutuhkan pada pembuatan spektrum response desain dapat dihitung menggunakan persamaan- persamaan yang terpadapat pada SNI yang dimulai dari T0, TS hingga perioda-perioda selanjutnya.

Spektrum respon dapat juga diperoleh secara otomatis melalui laman resmi yang disediakan Kementrian PUPR sehingga penentuan Spektrum Response Desain dapat dilakukan dengan lebih mudah. Nilai spektrum

percepatan desain yang didapat dari laman tersebut ditampilkan pada Tabel 4.11 dibawah ini,

Tabel 4.11. Nilai Spektrum Response Percepatan Desain

T	Sa(g)
0	0,251136
0,156996	0,627841
0,784978	0,627841
1	0,492842
2	0,246421
3	0,164281
4	0,12321
5	0,098568
6	0,08214
7	0,070406
8	0,061605
9	0,05476
10	0,049284
11	0,044804
12	0,04107
13	0,037911
14	0,035203
15	0,032856
16	0,030803
17	0,028991
18	0,02738
19	0,025939
20	0,024642

Sumber : Puskim 2021

g. Kategori Desain Seismik dan Sistem Penahan Gaya Gempa

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu Kategori Desain Seismik yang sesuai dengan Tabel 6 dan 7 SNI 1726-2019. Berdasarkan penentuan sebelumnya, gedung yang direncanakan termasuk dalam Kategori Resiko IV dan memiliki nilai $S_{DS} \leq 0,5$ dan nilai $S_{D1} \leq 0,2$ sehingga penetuan Kategori Desain Seismik dapat menggunakan Tabel 6 dan 7 SNI 1726-2019. Sehingga diperoleh gedung ini termasuk dalam Kategori Desan Seismik D.

Sistem penahan gempa lateral dan vertikal dasar pada struktur gedung ini direncanakan memiliki penahan gaya seismik berupa sistem rangka pemikul momen khusus dari beton bertulang. Mengacu pada

Tabel 10 mengenai faktor modifikasi respons dan pembesaran defleksi pada SNI 1726-2019 ditentukan bahwa koefisien modifikasi respons **(R)= 7** dan faktor pembesaran defleksi **(Cd) = 5,5**

h. Perhitungan Berat Seismik Efektif

Perhitungan berat struktur harus meliputi berat akibat berat sendiri elemen-elemen struktur dan berat akibat beban hidup total yang membebani struktur. Berdasarkan UBC (1997) dan ASCE 7 (2010), beban hidup yang harus ditinjau pada perhitungan pengaruh beban gempa adalah porsi beban hidup yang dianggap tetap. Porsi beban ini pada dasarnya sangat bergantung pada fungsi bangunan. Untuk bangunan gedung umum, porsi beban hidup yang bersifat tetap diambil sebesar 30% beban hidup total. Berat efektif dari bangunan ini adalah 2317843,8 Ton seperti pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12. Rangkuman Berat Struktur Per Lantai

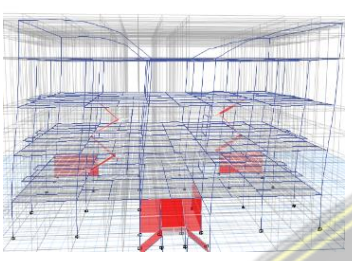
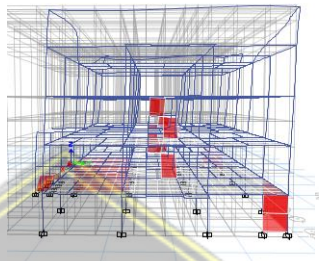
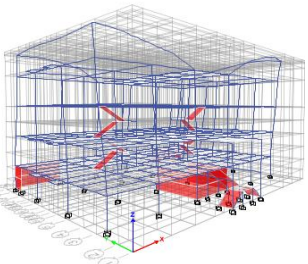
Lantai	Tinggi lantai dari dasar *Zx* (m)	Berat lantai *Wx* (Ton)	Berat lantai *Wy* (Ton-m)
Plat Atap	15	159589,03	159589,03
Lantai 3	11	697035,93	697035,93
Lantai 2	7	725074,86	725074,86
Lantai 1	3	736144,01	736144,01
Total		**2317843,8**	**2317843,9**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

4.5.3 Analisis Dinamis Getaran

Analisa dinamis getaran bebas akibat gempa dilakukan dengan bantuan *software* ETABS dan menunjukkan ragam gempa yang terjadi. Bentuk ragam yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 4.13,

Tabel 4.13. Bentuk Ragam dan Waktu Getar Struktur

		
Ragam 1	Ragam 2	Ragam 3
T = 0,572 detik	T = 0,539 detik	T = 0,532 detik

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan
Etabs 17

menampilkan bentuk ragam dan periode getar struktur dari hasilanalisa dinamik gempa menggunakan *software* ETABS.

4.5.4 Kontrol Hasil Analisa Dinamik Gempa

A. Kontrol Bentuk Ragam dan Partisipasi Massa Bangunan

Pada SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1 jumlah pola getar yang ditinjau dalam pernjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 100% digunakan 29 pola ragam getar dalam analisis dinamik yang dilakukan dengan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar. Hasil partisipasi massa bangunan ditunjukan pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14. Nilai Hasil Parsitipasi Massa Bangunan

Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec						
1	0,572	59%	0%	0%	59%	0%	0%
2	0,539	0%	51%	6%	59%	51%	6%
3	0,532	0%	6%	50%	59%	58%	56%
4	0,39	0%	2%	0%	59%	59%	57%
5	0,389	0%	0%	1%	59%	59%	58%
6	0,379	0%	0%	0%	59%	59%	58%
7	0,379	0%	0%	0%	59%	59%	58%
8	0,218	0%	0%	2%	59%	59%	60%
9	0,217	0%	2%	0%	59%	62%	60%
10	0,193	8%	0%	0%	67%	62%	60%
11	0,175	0%	8%	0%	67%	69%	60%
12	0,166	0%	0%	6%	67%	69%	66%
13	0,141	0%	0%	0%	67%	69%	66%
14	0,141	0%	0%	0%	67%	69%	66%
15	0,141	0%	0%	0%	67%	69%	66%
16	0,138	3%	0%	0%	70%	69%	67%
17	0,137	0%	0%	0%	70%	69%	67%
18	0,136	0%	0%	0%	70%	69%	67%
19	0,135	0%	0%	0%	70%	70%	67%
20	0,133	0%	0%	3%	70%	70%	70%
21	0,114	0%	3%	0%	70%	73%	70%
22	0,11	2%	0%	0%	72%	73%	70%
23	0,099	0%	0%	2%	72%	73%	72%
24	0,08	0%	0%	0%	72%	73%	72%
25	0,08	0%	0%	0%	72%	73%	72%
26	0,079	0%	0%	0%	72%	73%	72%
27	0,079	0%	0%	0%	72%	73%	72%
28	0,046	14%	2%	8%	86%	75%	80%
29	0,046	2%	10%	1%	88%	85%	81%
30	0,045	0%	0%	0%	89%	85%	81%
31	0,044	0%	14%	0%	89%	99%	81%
32	0,04	0%	0%	0%	89%	99%	81%
33	0,04	0%	0%	0%	89%	100%	81%

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Dari tabel 4.14 terlihat bahwa pada ragam 1 dan ragam 2 menujukkan bangunan memiliki partisipasi massa sebesar 0.59% arah X untuk ragam 1 dan partisi massa sebesar 0,00001586 % arah Y untuk ragam 2, sehingga dapat dinyatakan bahwa pada ragam 1 dan ragam 2 bangunan masih mengalami translasi. Pada Tabel 4.12 menunjukkan bahwa partisipasi massa bangunan untuk translasi arah X, arah Y dan rotasi sumbu Z sudah terpenuhi lebih dari 100% pada ragam 33 sehinggasudah memenuhi aturan pada SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1 mengenai partisipasi massa.

B. Kontrol Periode Fundamental Struktur

Nilai waktu fundamental struktur awal bangunan (Ta) yang didapatkan dari hasil analisis model program struktur tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (Cu) dari Tabel 14 SNI 1726-2019 dan perioda fundamental pendekatan Ta yang ditentukan dari persamaan (26) SNI 1726-2019 di mana tinggistruktur (hn) adalah 15 m dan nilai Ct dan x dapat diperoleh dari Tabel 15 SNI 1726-2019 sehingga dapat dihitung sebagai berikut,

Ct = 0,0466 (untuk rangka beton pemikul momen) x = 0,9 (untuk rangka beton pemikul momen)

$Ta = Ct\ hn^{x}$

$= (0{,}0466) \times (15)^{0{,}9}$

$= 0{,}53$ detik

Berdasarkan pada SNI 1726-2019, perioda getar struktur (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan pada periode getar yang dihitung (Cu), seperti tertera pada Tabel 14 SNI 1726-2019 didapat nilai sebagai berikut,

$Cu = 1{,}4$ (Tabel 14 SNI 1726-2019)

$T_{max} = Cu \times Ta$

$= 1{,}4 \times 0{,}53$

$= 0{,}746$ detik

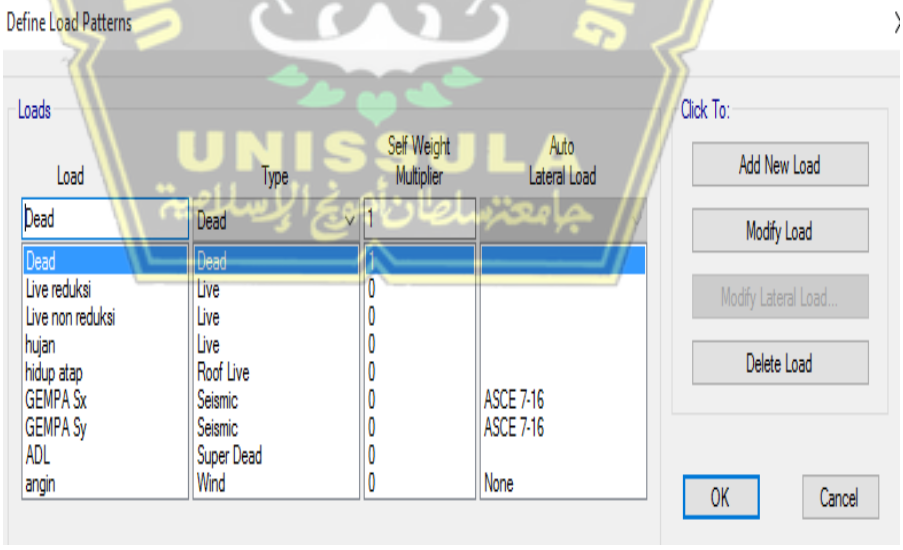
Dari Tabel 4.10 didapatkan nilai periode arah x dan arah y berdasarkan partisipasi massa terbesar yang terjadi pada ragam 1 dan 2 adalah,

T_{cx} = 0,572 detik > T_{max} = 0,572 detik T_{cy} = 0,539 detik > T_{max} = 0,572 detik

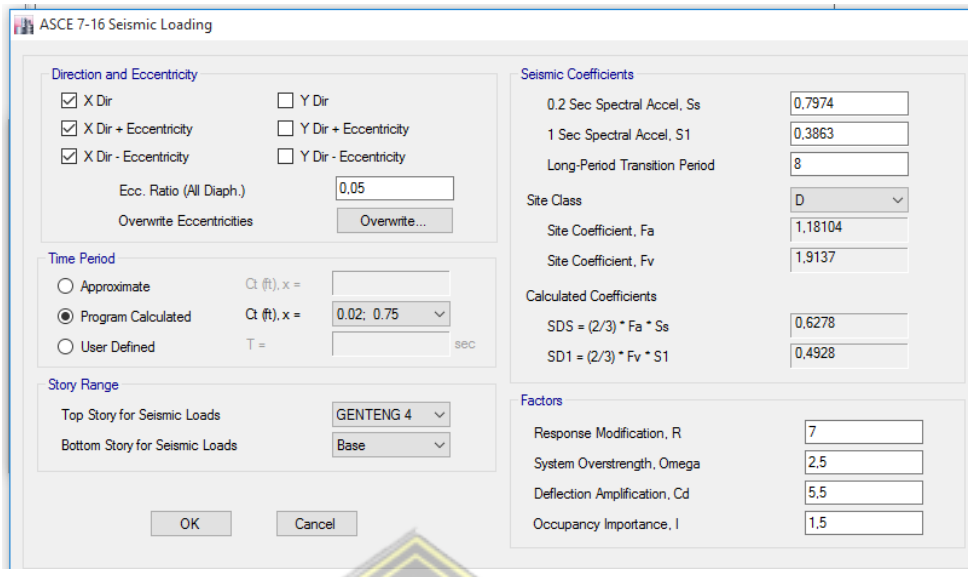
Karena periode getar struktur gedung yang didapat dari hasil perhitungan T_{cx} dan T_{cy} lebih besar dari T_{max}, maka untuk perhitungan beban gempa pada struktur gedung, digunakan periode getar struktur yang berada dalam batas T_{cx}, T_{cy} dan T_a . Di ambil Nilai T_{cx} = T_a = 0,572 detik dan T_{cy} = 0,572 detik untuk mendapatkan gaya gempa yang lebih besar.

1. Analisis gaya statik ekuivalen

Hasil analisis ini didapatkan dari output etabs, tetapi sebelum itu masukkan gaya-gaya seismik yang akan diinput pada etabs yang nantinya secara otomatis dihitung oleh etabs untuk menghasilkan pengaruh dari gaya seismic pada struktur yang didesain. Sebelum itu masukkan load pattern gempa pada etabs seperti gambar 4.10



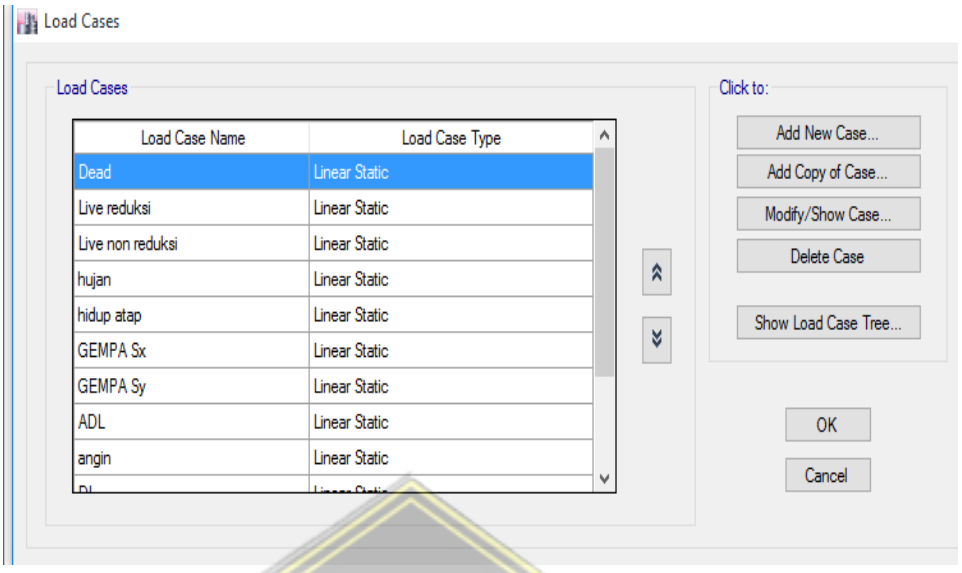
Gambar 4.10 Load pattern gempa seismik



Gambar 4.11 Load pattern gempa arah X

Gambar 4.12 Load pattern gempa arah Y

Kemudian masukkan load case pada etabs seperti Gambar 4.13 dibawah ini :



Gambar 4.13 Load case pada gempa seismic

C. Kontrol Gaya Geser Nominal (Statik Ekuivalen)

Perhitungan nilai gaya geser dasar dihitung berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.8.1 dengan menghitung nilai koefisien respons seismik (Cs) terlebih dahulu sebagai berikut,

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow C_S = \frac{0{,}62782}{\left(\frac{7}{1{,}5}\right)} = \mathbf{0,1345}$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow C_S = \frac{0{,}62782}{\left(\frac{7}{1{,}5}\right)} = \mathbf{0,1345}$$

Nilai C_S yang dihitung sesuai persamaan diatas tidak boleh lebihi $C_{S_{maks}}$ pada persamaan berikut :

$$C_{S_{maks}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$Arah\ X \rightarrow C_{S_{maks}} = \frac{0{,}62782}{0{,}73926\left(\frac{7}{1{,}5}\right)} = \mathbf{0,1802}$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow C_{S_{maks}} = \frac{0{,}62782}{0{,}73926\left(\frac{7}{1{,}5}\right)} = \mathbf{0,1802}$$

Nilai C_S yang dihitung sesuai persamaan diatas tidak boleh kurang dari $C_{S_{min}}$ pada persamaan berikut :

$$C_{S_{min}} = 0{,}044 \times S_{DS} \times I_e$$

$$C_{S_{min}} = 0{,}044 \times 0{,}62782 \times 1{,}5 = \mathbf{0,0414}$$

Nilai yang dihasilkan menujukkan Cs lebih besar dari Cs_{max}, maka digunakan nilai Cs = Cs_{max} = **0,01802g**. Perhitungan gaya geser dasar seismik statik yang dihasilkan ETABS didapatkan nilai ditampilkan pada Tabel 4.15,

Tabel 4.15. Output Gaya Geser Dasar Statik

Lantai	Elevasi (M)	Vx (kN)	Vy (kN)
Plat Atap	15	465,5	461,57
Lantai 3	11	143,74	472,36
Lantai 2	7	128,59	384,92
Lantai 1	3	3097,7	3097,7
Total		**3835,53**	**4416,55**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Perhitungan gaya geser dasar seismik dinamik yang dihasilkan ETABS didapatkan nilai pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16. Output Gaya Geser Dasar Dinamik

Lantai	Elevasi (M)	Vx (kN)	Vy (kN)
Plat Atap	15	622,9	629,66
Lantai 3	11	183,67	569,04
Lantai 2	7	154,84	436,32
Lantai 1	3	3162,21	3184,41
Total		**4123,62**	**4819,43**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.9.2.5.2 Gaya geser dasar, VX dan VY harus dihitung untuk arah x dan arah y sesuai pasal 7.8.1.1.Untuk tiap gerak tanah yang dianalisis, faktor skala gaya geser dasar untuk tiap arah respons harus ditentukan sebagai berikut:

$$\eta_x = \frac{v_x}{Ix} \geq 1{,}0$$

$$\eta_y = \frac{v_y}{Iy} \geq 10,$$

Ditunjukkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17. Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik

	$V_{dinamik}$ (kN)	**V_{statik} (kN)**	$\frac{Vx/Vy}{Vix/Viy} \geq 1{,}0$
Sumbu X	3162,21	3109,77	**1.01**
Sumbu Y	3184,41	3109,77	**1,02**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Faktor Pembesaran gempa arah x = $\frac{3162,21}{3109,77}$ = 1.01x

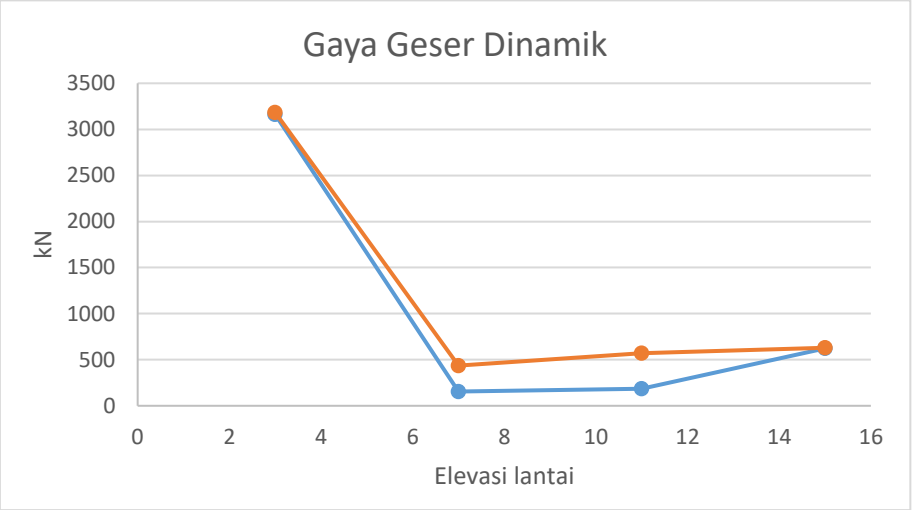
Faktor Pembasaran gempa arah y = $\frac{3184,41}{3109,77}$ = 1.02x

Kemudian gempa diperbesar pada kedua arah sehingga diperoleh nilai gaya geser dasar dinamik dengan nilai ditampilkan pada Tabel 4.18,

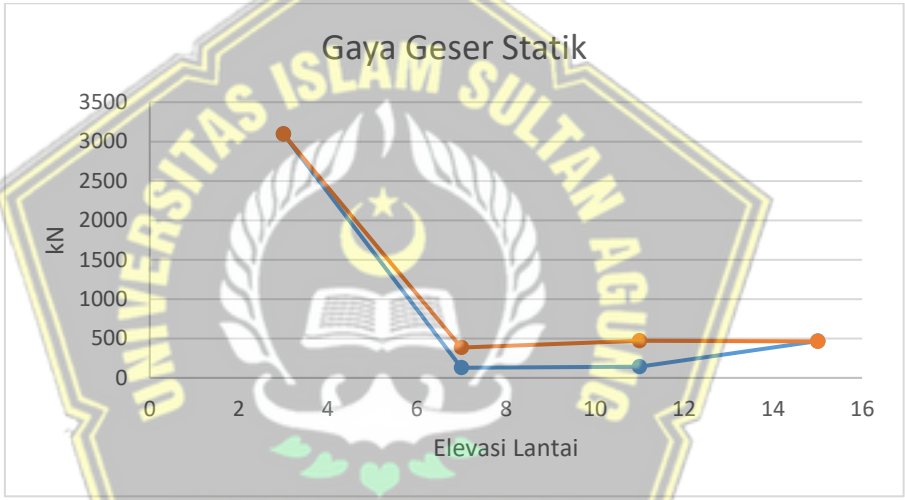
Tabel 4.18. Output Gaya Geser Dinamik Setelah Pembesaran Gaya Gempa

Lantai	Tinggi (M)	Vx (kN)	Vy (kN)
PLAT ATAP	15	621,6282	630,2424
LANTAI 3	11	2244,7428	2233,4089
LANTAI 2	7	3063,1176	3034,1312
LANTAI 1	3	3175,4756	3192,4401
Total		**9104,9642**	**9090,2226**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17



Gambar 4.14. Gaya Geser Dinamik



Gambar 4.15. Gaya Geser Statik

D. Kontrol Simpangan

Kriteria persyaratan simpangan mengacu pada SNI 1726-2019dengan faktor- faktor sebagai berikut,

a. Faktor pembesaran defleksi (Cd) untuk SRPMK = 5,5 (Tabel 8 SNI 1726-2019),
b. Faktor Keutamaan Gempa (Ie) = 1,5 (Tabel 4 SNI 1726:2019),
c. Faktor redundansi untuk gedung dengan KDS D adalah ρ = 1,3 (Pasal 7.3.4.2 SNI 1726-2019),
d. Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin. Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.12.1, simpangan antar lantai tingkat ijin untuk gedung

dengan kategori risiko II adalah = (0,015) × H, dimana H adalah tinggi tingkat.

Simpangan antar lantai merupakan perpindahan horizontal di bagian atas tingkat relatif terhadap bawahnya. Berdasarkan analisis *software* ETABS, didapat simpangan arah X dan Y yang ditampilkan Tabel 4.19 dan Tabel 4.20,

Tabel 4.19. Besaran Simpangan Struktur Arah X

Simpangan X						
Lantai	H (mm)	Simppangan Elastis δ (mm)	Perpindahan antar lantai (mm)	Simpangan antar lantai (mm)	Simpangan yang dizinkan (mm)	Keterangan
PLAT ATAP	15	22,936	84,099	19,668	40	oke
LANTAI 3	11	17,572	64,431	35,061	40	oke
LANTAI 2	7	8,01	29,370	27,353	40	oke
LANTAI 1	3	0,55	2,017	2,017	30	oke

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Keterangan:

Perpindahan yang diperbesar = (δe × Cd) / Ie

Simpangan antar lantai = (δn - δi)

Tabel 4.20. Besaran Simpangan Struktur Arah Y

Simpangan y						
Lantai	H (mm)	Simppangan Elastis δ	Perpindahan antar lantai	Simpangan antar lantai	Simpangan yang	Keterangan
PLAT ATAP	15	20,402	74,807	18,707	40	oke
LANTAI 3	11	15,3	56,100	30,485	40	oke
LANTAI 2	7	6,986	25,615	24,028	40	oke
LANTAI 1	3	0,433	1,588	1,588	30	oke

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

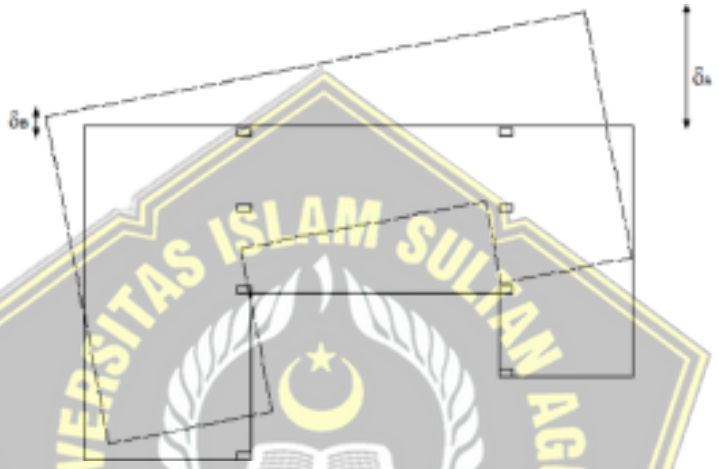
Keterangan:

Perpindahan yang diperbesar = (δe × Cd) / Ie

Simpangan antar lantai = (δn - δi)

E. Pembesaran momen torsi tak terduga

Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 13 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan *Mta* di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (*Ax*) seperti digambarkan dalam Gambar 4.16 dan ditentukan dari persamaan berikut:



Gambar 4.16 Faktor Perbesaran torsi Ax

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2$$

Keterangan :

∂max adalah perpindahan maksimum di tingkat *x* (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan 1(mm).

∂avg adalah rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat *x* yang dihitung dengan mengasumsikan 1(mm).

.

a. Perhitungan pada gempa X

$\partial_{avg} = \partial_{max} + \partial_{min} / 2$

$= 5{,}62 \text{ kNm} + 1{,}50 \text{kNm} / 2$

$= 3{,}57 \text{ kNm}$

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1{,}2\delta_{avg}} \right)^2$$

$$1 = \left[\frac{5{,}62}{1{,}2 \,.\, 3{,}57} \right]^2$$

$1 = 1{,}72 \text{ kNm}$

Faktor pembesaran torsi (*Ax*) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain. **(**sesuai SNI**)**

b. Perhitungan pada gempa Y

$\partial_{avg} = \partial_{max} + \partial_{min} / 2$

$= 8{,}019 \text{ kNm} + 1{,}050 \text{ kNm} / 2$

$= 4{,}53 \text{ kNm}$

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1{,}2\delta_{avg}} \right)^2$$

$$1 = \left[\frac{8{,}019}{1{,}2 \,.\, 4{,}53} \right]^2$$

$1 = 2{,}18 \text{ kNm}$

Faktor pembesaran torsi (*Ax*) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlumelebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain. (sesuai SNI)

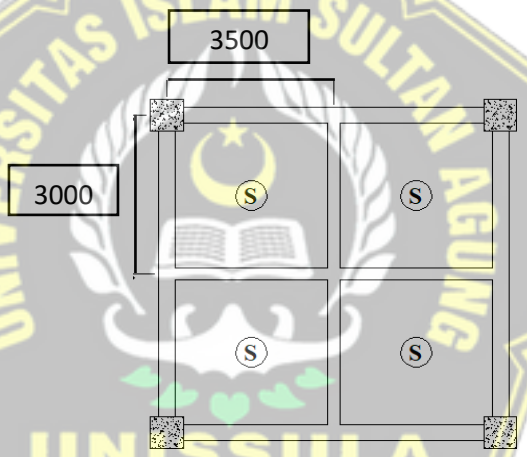
4.6. Desain komponen Struktur

Desain komponen struktur dilakukan dengan menggunakan persyaratan dan prosedur desain khusus, yaitu dinding struktural khusus dan juga rangka pemikul momen khusus yang tercantum dalam SNI 2847-2019 Pasal 18 (SRPMK). Setiap elemen struktur pemikul beban lateral diharapkan dapat bersifat daktail dalam menahan gaya gempa sehingga mampu mendisipasi energi gempa dengan baik tanpa menimbulkan kegagalan struktur secara utuh. Adapun komponen struktur yang didesain antara lain adalah balok, kolom, joint (hubungan balok kolom), pelat, dinding geser, dan balok kopel.

4.6.1 Perencanaan Plat

Pelat lantai yang diambil sebagai contoh perhitungan adalah pelat lantai 2, langkah-langkah perencanaan pelat adalah sebagai Gambar 4.17 berikut,

1. Penentuan tipe plat



Gambar 4.17. Tipe Pelat

Pelat yang ada harus dicek terlebih dahulu perilakunya, apakah pelat 2 arah atau pelat 1 arah. Dari pengecekan yang dilakukan didapatkan bahwa ada pelat 1 arah maupun 2 arah, sehingga digunakan metode desain pelat 1 & 2 arah dengan koefisien SNI 2847-2019.

Diketahui :

- *f'c* = 29,05 MPa
- *fy* = 420 MPa
- *Lx* = 3000 mm
- *Ly* = 3500 mm
- ∅ = 0,9 (konservaif)

Untuk lantai 2, beban yang diberikan adalah :

- *SIDL* = 1,48 kN/m^2
- *LL* = 1,92 kN/m^2
- Tebal = 120 mm
- Masa jenis beton = 24 kN/m^3

Langkah perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

a. Cek perbandingan *Lx* dan *Ly*

$\frac{Lx}{Ly} = \frac{3000}{3500} = 0{,}85 < 2$

Karena perbandingan *Lx* dan *Ly* < 2, maka pelat tersebut termasuk pelat 2 arah.

b. Hitung beban terfaktor yang ditanggung pelat panjang per meter lari :

Berat sendiri pelat = 0,12 x 24 = 2,88 kN/m^2

Beban *SIDL* = 1,48 kN/m^2

Total = 4,36 kN/m^2

dimana :

wu = 1,2 *DL* + 1,6 *LL*

wu = (1,2 x 4,36) + (1,6 x 1,92)

= 8,304 kN/m^2

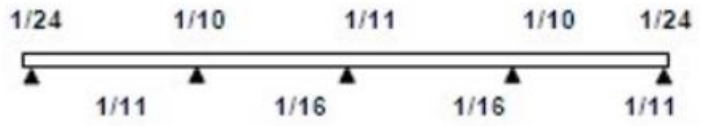
c. Menentukan momen

Nilai momen *ultimate* dilakukan dengan menggunakan koefisien momen α.

Mx = α *x q x Lx*^{2}

My = α *x q x Ly*^{2}

Koefisien α yang digunakan didasarkan pada keadaan ujung-ujung *Lx* dan *Ly*, apakah memiliki ujung menerus atau tidak, dapat disimpulkan dalam ilustrasi berikut Gambar 4…..



Gambar 4…….

Melalui penggunaan koefisien α ini, dapat dengan mudah diperoleh momen ultimate akibat beban bekerja, sesuai dengan posisi pelat dalam keseluruhan struktur. Berdasarkan contoh diatas, untuk arah x dan y, pelat berada di bentang transisi sehingga tumpuan diambil yang lebih

besar, yaitu 1/10 (> 1/11), dan untuk lapangan diambil 1/16.

$M_{LX} = \frac{1}{16}$ x 8,272 x $3,5^2$ = 6,3 kNm

$M_{TX} = \frac{1}{10}$ x 8,272 x $3,5^2$ = 10,13kNm

$M_{LY} = \frac{1}{16}$ x 8,272 x 3^2 = 4,6 kNm

$M_{TY} = \frac{1}{10}$ x 8,272 x 3^2 = 7,4 kNm

d. Menentukan kebutuhan tulangan dan momen nominal

- Hitung d (jarak serat tekan terjauh ke pusat tulangan longitudinal)

Dengan asumsi awal tulangan longitudinal yang digunakan adalah D10 maka jarak pusat tulangan ke serat tekan terluar (d) adalah

Tinggi arah x

dx = h – ts – (D/2) = 120 – (20-(0,5 x 10)) = 95 mm

Tinggi arah y

dy = h – D - ts – (D/2) = 120 –10 – 20-(0,5 x 10)) = 85 mm

- Hitung nilai ρ :

$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \text{ x } fy}$

$= \frac{\sqrt{29,05}}{4 \text{ x } 420}$

= 0,003

$\rho b = 0,85 \text{ x } \beta 1 \text{ x } \frac{fc}{fy} \text{ x } \frac{600}{600+fy}$

$= 0,85 \text{ x } 0,871 \text{ x } \frac{29,05}{420} \text{ x } \frac{600}{600+420}$

= 0,045

$\rho_{max} = \frac{0,003 + \frac{fy}{Es}}{0,008} \text{ x } \rho b + 0,5\ \rho \text{ x } \frac{fs}{fy}$

$= \frac{0,003 + \frac{400}{20000}}{0,008} \text{ x } 0,045 + 0,5\ 0,0089 \text{ x } \frac{112,694}{420}$

= 0,026

Desain penulangan pelat lantai :

- Lapangan arah x

$m = \frac{fy}{0,85\ fc}$

$= \frac{420}{0,85\ x\ 29,05}$

= 17,009

lebar pelat b diambil per 1 meter untuk perhitungan

Rn $= \frac{Mu}{0{,}85\ b\ d^2}$

$= \frac{4{,}6x\ 10^6}{0{,}85\ x\ 1000\ x\ 95^2}$

= 0,60 MPa

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{17{,}009}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.17{,}009\ x\ 0{,}60}{420}}\right)$

= 0,001

Mengecek tulangan yang didesain

As_{min} = ρ x b x d

= 0,001 x 1000 x 95

= 282,73 mm^2

Aspakai = 0,25 x π x d^2 x $\frac{1000}{s}$

=0,25 x 3,14 x 10^2 x $\frac{1000}{120}$

= 654,2 mm^2

Aspakai > As_{min}

654,2 mm^2 >282,73 mm^2 (Memenuhi)

Maka untuk arah x digunakan tulangan D10-150

- Lapangan arah y

As_{min} = ρ x b x d

= 0,002 x 1000 x 85

= 252,97 mm^2

Aspakai = 0,25 x π x d^2 x $\frac{1000}{s}$

=0,25 x 3,14 x 10^2 x $\frac{1000}{120}$

= 654,166 mm^2

Aspakai > As_{min}

654,166 mm^2 > 252,97 mm^2 (Memenuhi)

Maka untuk arah y digunakan tulangan D10-150

- Tumpuan x

m $= \frac{fy}{0{,}85\ fc}$

$= \frac{420}{0{,}85\ x\ 29{,}05}$

$= 17{,}009$

lebar pelat b diambil per 1 meter untuk perhitungan

Rn $= \frac{Mu}{0{,}85\ b\ d^2}$

$= \frac{7{,}4{,}x\ 10^6}{0{,}85\ x\ 1000\ x\ 95}$

$= 0{,}97$ MPa

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{17{,}009}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 17{,}009\ x\ 0{,}97}{420}}\right)$

$= 0{,}0035$

Mengecek tulangan yang didesain

As_{min} $= \rho$ x b x d

$= 0{,}003$ x 1000 x 95

$= 340{,}95\ mm^2$

Aspakai $= 0{,}25$ x π x d^2 x $\frac{1000}{s}$

$=0{,}25$ x 3,14 x 10^2 x $\frac{1000}{120}$

$= 628 mm^2$

Aspakai > As_{min}

628 mm^2 > 340,95 mm^2 (Memenuhi)

Maka untuk arah x digunakan tulangan D10-150

- Tumpuan y

As_{min} $= \rho$ x b x d

$= 0{,}003$ x 1000 x 85

$= 305{,}06 mm^2$

Aspakai $= 0{,}25$ x π x d^2 x $\frac{1000}{s}$

$=0{,}25$ x 3,14 x 10^2 x $\frac{1000}{120}$

$= 628\ mm^2$

Aspakai > As_{min}

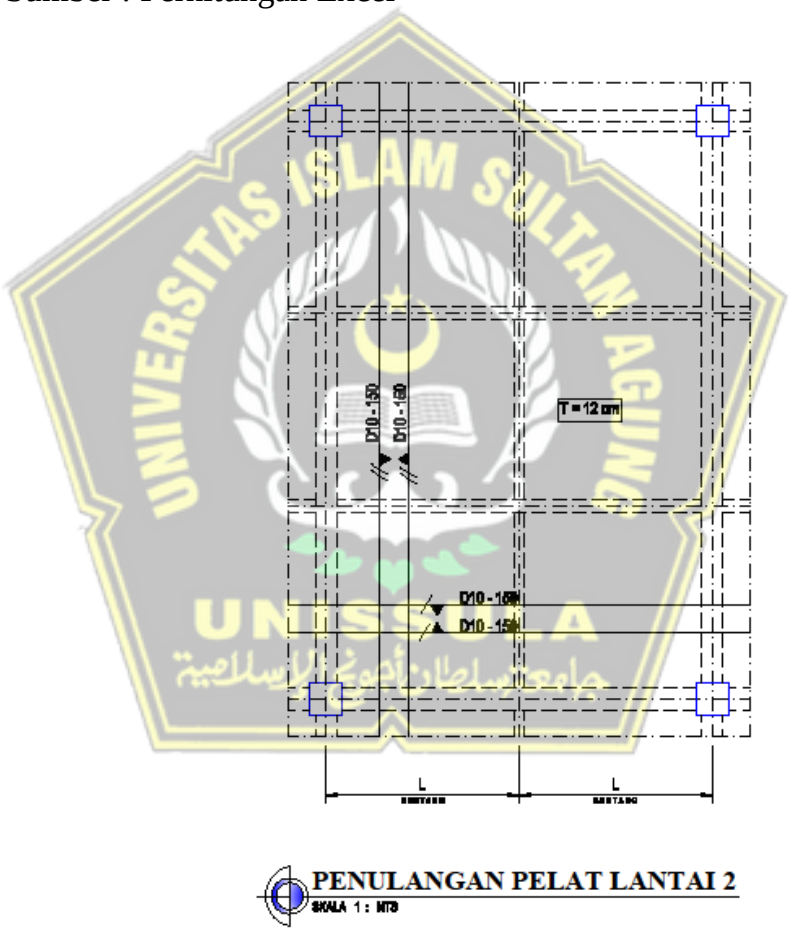
628 mm^2 > 305,06 mm^2 (Memenuhi)

Maka untuk arah x digunakan tulangan D10-150

Tabel.4.21. Hasil Rekapikulasi Tulangan Pelat Lantai

Pelat	Lx	Ly	Tumpuan		lapangan	
	(m)	(m)	X	Y	X	Y
So=150	3	3,5	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150
S1=150	3	3,5	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150

Sumber : Perhitungan Excel

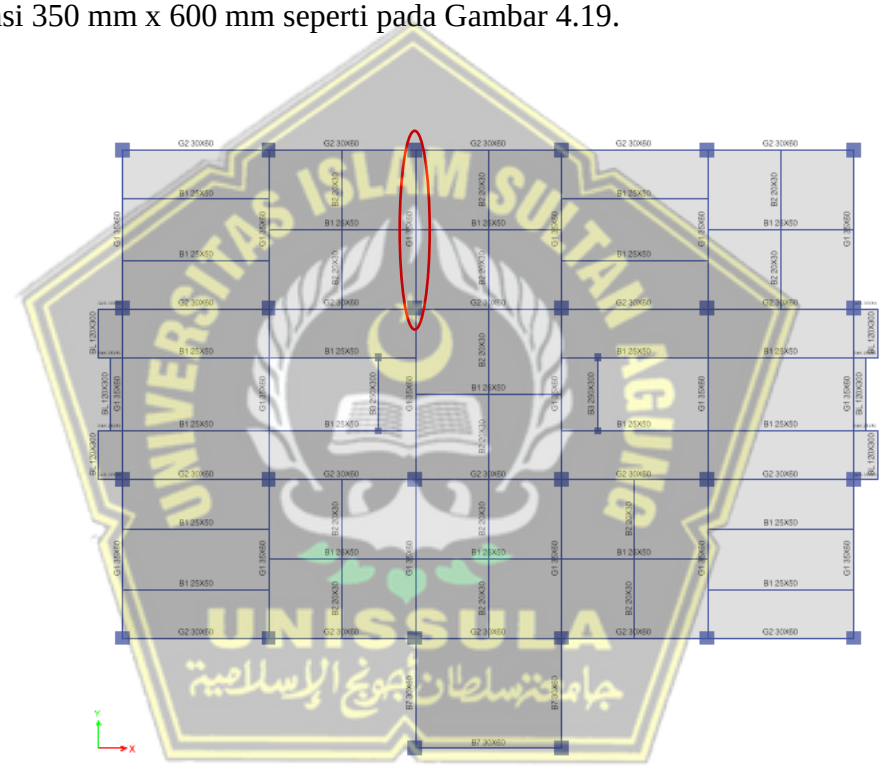


Gambar 4.18 Tulangan Pelat

4.6.2 Perencanaan Balok

Balok didesain untuk mampu menahan lentur, geser dan juga torsi. Desain balok dilakukan dengan bantuan *software* ETABS, yakni program ini dapat menentukan luas tulangan lentur, geser, dan torsi yang dibutuhkan oleh setiap elemen balok.

Dalam contoh desain ini dilakukan pengecekan desain oleh program secara manual terhadap satu balok, sedangkan untuk balok lainnya didesainsesuai dengan hasil desain ETABS. Pengecekan dilakukan untuk memberi Gambaran dan juga kepastian (jaminan) terhadap permodelan yang telah dilakukan. Balok yang didesain secara manual adalah balok G1 yang merupakan balok induk dengan dimensi 350 mm x 600 mm seperti pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19. Balok Induk B1

Data perencananaan yang digunakan adalah sebagai berikut,

Mutu baja tulangan, fy	= 420 MPa
Mutu beton, f'c	= 29,05 MPa
Tinggi balok, H	= 600 mm

Lebar balok, B = 350 mm

Tebal selimut beton, p = 40 mm

Tulangan utama, D = D - 22

Tulangan sengkang, Ds = D - 10

d'= p + Ds + 22/2= 40 + 10 +22/2 = 16 mm

Tinggi efektif arah, d = H - p - Ds – $\frac{D}{2}$

= 600 – 40 – 10 – $\frac{22}{2}$

= 539 mm

Dimensi balok induk yang direncanakan adalah sebagai berikut,

1. Persyaratan Lentur SRPMK

   (SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1)

   a. Kontrol dimensi

   $\frac{BH}{\frac{350}{600}}$ > 0,3

   > 0,3

   0,583 > 0,3

   Lebar balok (bw) 350 mm lebih dari syarat minimal yaitu 250 mm dan kurang dari 0,75 lebar kolom (600 mm), sehingga syarat dimensi balok terpenuhi.

   b. Kontrol dimensi balok terhadap penampang kolom

   $b_w < b_{kol} + 2(\frac{3}{4} h_{kol})$

   $350 < 600 + 2(\frac{3}{4}\ 600)$

   350 mm < 1500 mm...oke

   c. Kontrol geometri

   Bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektif balok.

   Bentang bersih (*ln*) = 6500 – (2 × ½ × 600)

   = 5900 mm

Persyaratan,

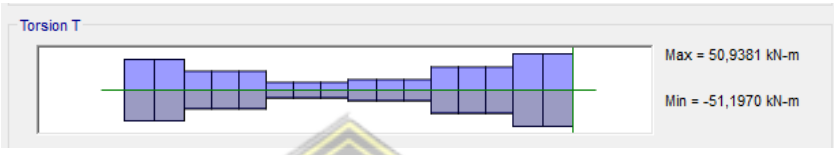
ln > 4 × d

5900 mm > 4 × 539 mm

5900 mm > 2156 mm

Syarat bentang bersih minimum elemen lentur terpenuhi, karenajika bentang balok terlalu pendek maka potensi terjadinya sendi plastis akan semakin kecil.

2. Desain Tahanan Torsi



Gambar 4.20. Nilai Torsi pada ETABS Balok 350x600

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan nilai torsi yang terjadiyaitu Tu = 51,197 kN.m.

a. Cek Kapasitas Torsi

$$Tc = 0{,}75 \times 0{,}083 \times 1\sqrt{29{,}05}\left(\frac{(350\times600)^2}{2\times(350+600)}\right)$$

$$= 7.787 \text{ kN.m}$$

Tu > Tc → Tulangan torsi dihitung

b. Desain penulangan torsi

1) Besaran-besaran untuk penulangan

$$x_o = b - 2\left(ts + \frac{d_s}{2}\right) = 260 \text{ mm}$$

$$y_o = h - 2\left(ts + \frac{d_s}{2}\right) = 510 \text{ mm}$$

$A_{oh} = x_o \times y_o$ = 132600 mm^2

$A_o = 0{,}85A_{oh}$ = 112710 mm^2

$P_h = 2(x_o + y_o)$ = 1540 mm

2) Desain tulangan torsi (transversal)

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn}{2A_o f_y \cot\theta} = \frac{(51{,}179/0{,}75)10^6}{2(112710)(420)\cot(45)} = 0{,}721 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Hasil dari desain diatas didesain bersamaan dengan penulangan transversal akibat gaya geser.

3) Desain tulangan torsi (longitudinal)

$A_l = (\frac{At}{s})P_h(\frac{fyt}{fy})cot^2\theta = (0{,}721)(1540)(\frac{420}{420})\cot^2(45)$

$=1110{,}35\ mm^2$

Tulangan torsi yang dipasang di pinggang adalah sebagai berikut,

$As_{min} = A_l / 2$

$= 1110{,}35 / 2 = 555{,}17\ mm^2$

$n_{butuh} = \frac{As_{min}}{(\frac{1}{4}\pi D\ 2)}$

$= \frac{555{,}17}{(\frac{1}{4}\pi 22^2)} = 1{,}46$ Tulangan

Trial tulangan yang akan dipakai yaitu 2D22 mm

$As_{torsi} = (\frac{1}{4}\pi D^2)\ n$

$= \frac{1}{4}\pi\ 22^2\ (2) = 759.88\ mm^2$

$As_{torsi} > As_{min}$ → (memenuhi)

Karena gaya torsi yang terjadi maka dipasangan tulangan peminggang di bagian tengah penampang sebesar 2D22. Tulangan torsi yang direncanakan pada bagian atas dan bawah balok adalah sebagai berikut,

$As_{min} = A_l / 4$

$= 1110{,}35 / 4 = 277{,}58\ mm^2$

Hasil dari desain diatas ditambahkan ke desain penulanganlentur.

3. Desain Penulangan Lentur

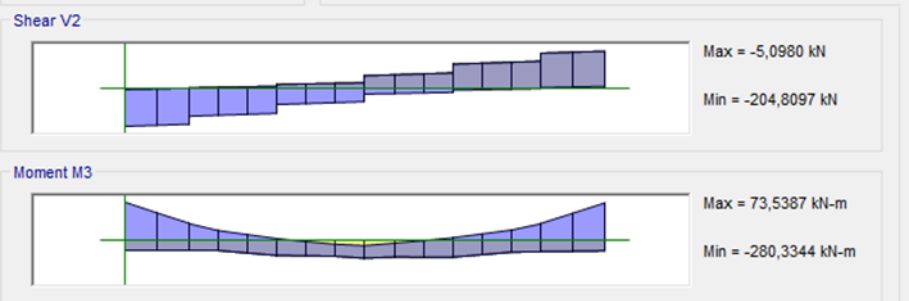
a. Rasio Penulangan

$\rho_{min} = 0{,}00333$

$\rho_{max} = 0{,}025$

b. Desain Penulangan

1) Penulangan pada Tumpuan



Gambar 4.21. Nilai Momen Tumpuan pada ETABS Balok 350x600

a) Desain tulangan tarik negatif

Mut^{-} = 280,33 kN-m

- Mencari rasio tulangan :

$$\rho = \frac{0{,}85fc}{fy}\left[1-\sqrt{1-\frac{4Mu}{1{,}7\phi fc\, bd^2}}\right]$$

$$= \frac{0{,}85(29{,}05)}{420}\left[1-\sqrt{1-\frac{4(280{,}33)}{1{,}7(0{,}9)(29{,}05)(350)(539)^2}}\right]$$

= 0,00781

Cek :

ρmin < ρ < ρmax... oke

- As tulangan

As = ρ b d = 0,00781(350)(539) = 1473,83

- Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

AS_{butuh} = ρ b d

= 0,0078(350)(539)

= 1473,83 mm^2

$n_{butuh} = \frac{ASbutuh}{(\frac{1}{4}\pi D^2)} + n_{butuh}$ torsi

$= \frac{1473{,}83}{(\frac{1}{4}\pi 22^2)} + 0{,}730$

4,609 = 5 tulangan

Trial tulangan yang akan dipakai yaitu 5D22 mm

$AS_{tekan} = (\frac{1}{4}\pi D^2)$ n

$= (\frac{1}{4}\pi 22^2)(5) = 1899{,}7$ mm^2

- Momen nominal balok :

a $= \frac{As\ fy}{0{,}85 fc\ b}$

$= \frac{(1899{,}7)(420)}{0{,}85(29{,}05)(350)} = 92{,}321$ mm

M_n = As fy (d - $\frac{a}{2}$) 10^{-6}

= (1899,7)(420)(539 - $\frac{92{,}321}{2}$)(10^{-6})

= 393,223 kNm

- Tahanan momen balok :

ϕmn = (0,9)(392,223)

= 353,901 kNm

Cek syarat :

ϕmn > M_u

353,901 > 280,33 oke

b) Desain tulangan tarik positif

Mut^+ = 78,18 kN-m

- Mencari rasio tulangan :

$$\rho = \frac{0{,}85 fc}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1{,}7\phi fc\ bd^2}}\right]$$

$$= \frac{0{,}85(29{,}05)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(78{,}18)}{1{,}7(0{,}9)(29{,}05)(350)(539)^2}}\right]$$

= 0,00207

Cek :

ρmin < ρ < ρmax... oke

- As tulangan

As = ρ b d = 0,00207(350)(539) = 390,59 mm^2

- Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

AS_{butuh} = ρ b d

= 0,00207(350)(539)

= 390,59 mm^2

n_{butuh} $= \frac{ASbutuh}{(\frac{1}{4}\pi D^2)} + n_{butuh}$ torsi

$= \frac{390,59}{(\frac{1}{4}\pi 22^2)} + 0,730$

$= 1,758 = 2$ tulangan

Trial tulangan yang akan dipakai yaitu 3D22 mm

$AS_{tekan} = (\frac{1}{4}\pi D^2)$ n

$= (\frac{1}{4}\pi 22^2)(3) = 1139,82$ mm^2

- Momen nominal balok :

a $= \frac{As\ fy}{0,85 fc\ b}$

$= \frac{(1139,82)(420)}{0,85(29,05)(350)} = 55,392$ mm

M_n $= As\ fy\ (d - \frac{a}{2})\ 10^{-6}$

$= (1139,82)(420)(539 - \frac{55,392}{2})(\ 10^{-6})$

$= 244,77$ kNm

- Tahanan momen balok :

ϕmn $= (0,9)(244,77)$

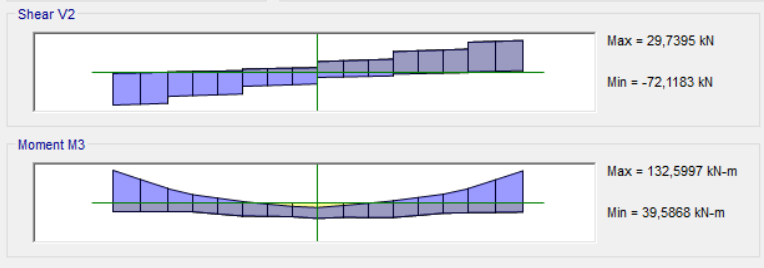
$= 220,296$ kNm

Cek syarat :

ϕmn > M_u

220,296 > 78,18 oke

2) Penulangan pada Lapangan



Gambar 4.22. Nilai Momen Lapangan pada ETABS Balok 350x600

a) Desain tulangan tarik negatif

Mut$^-$ = 39,58 kN-m

- Mencari rasio tulangan :

$$\rho = \frac{0{,}85fc}{fy}\left[1-\sqrt{1-\frac{4Mu}{1{,}7\phi fc\, bd^2}}\right]$$

$$= \frac{0{,}85(29{,}05)}{420}\left[1-\sqrt{1-\frac{4(39{,}58)}{1{,}7(0{,}9)(29{,}05)(350)(539)^2}}\right]$$

= 0,001039

Cek :

ρmin < ρ < ρmax... oke

- As tulangan

As = ρ b d = 0,001039(350)(539) = 195,99 mm^2

- Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

AS_{butuh} = ρ b d

= 0,001039(350)(539)

= 195,99 mm^2

$n_{butuh} = \frac{ASbutuh}{(\frac{1}{4}\pi D^2)}$ + n_{butuh} torsi

$= \frac{195{,}99}{(\frac{1}{4}\pi 22^2)}$ + 0,730

= 1,246 = 2 tulangan

Trial tulangan yang akan dipakai yaitu 2D22 mm

$AS_{tekan} = (\frac{1}{4}\pi D^2)$ n

$= (\frac{1}{4}\pi 22^2)(2)$ = 759,88 mm^2

- Momen nominal balok :

a $= \frac{As\ fy}{0{,}85 fc\ b}$

$= \frac{(759{,}88)(420)}{0{,}85(29{,}05)(350)} = 36{,}928$ mm

M_n = As fy (d - $\frac{a}{2}$) 10^{-6}

= (759,88)(420)(539 - $\frac{36{,}928}{2}$)(10^{-6})

= 166,128 kNm

- Tahanan momen balok :

ϕmn = (0,9)(166,128)

= 149,515 kNm

Cek syarat :

ϕmn > M_u

149,515 > 39,58 oke

b) Desain tulangan tarik positif

Mut^+ = 132,6 kN-m

- Mencari rasio tulangan :

$$\rho = \frac{0{,}85 fc}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1{,}7\phi fc\ bd^2}}\right]$$

$$= \frac{0{,}85(29{,}05)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(132{,}6)}{1{,}7(0{,}9)(29{,}05)(350)(539)^2}}\right]$$

= 0,00355

Cek :

ρmin < ρ < ρmax... oke

- As tulangan

As = ρ b d = 0,00355(350)(539) = 671,128 mm^2

- Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

AS_{butuh} = ρ b d

= 0,00355(350)(539)

= 671,128 mm^2

n_{butuh} = $\frac{ASbutuh}{(\frac{1}{4}\pi D^2)}$ + n_{butuh} torsi

= $\frac{671,128}{(\frac{1}{4}\pi 22^2)}$ + 0,730

= 2,497 = 3 tulangan

Trial tulangan yang akan dipakai yaitu 3D22 mm

AS_{tekan} = $(\frac{1}{4}\pi D^2)$ n

= $(\frac{1}{4}\pi 22^2)(3)$ = 1139,82 mm^2

- Momen nominal balok :

a = $\frac{As\ fy}{0,85 fc\ b}$

= $\frac{(1139,82)(420)}{0,85(29,05)(350)}$ = 55,392 mm

M_n = As fy (d - $\frac{a}{2}$) 10^{-6}

= (1139,82)(420)(539 - $\frac{55,392}{2}$)(10^{-6})

= 244,77 kNm

- Tahanan momen balok :

ϕmn = (0,9)(244,77)

= 220,296 kNm

Cek syarat :

ϕmn > M_u

220,296 > 132,6 oke

Gambar 4.23 Penulangan Balok G1

- Syarat Tulangan Lentur :

(SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1)

1) Sedikitnya harus disediakan dua buah tulangan menerus

2) $\phi mn^{+}_{ki} > \frac{1}{2} \phi mn^{-}_{ka}$

$220,296 > \frac{1}{2} 353,901$

$220,296 > 176,95$

3) ϕmn^{+} atau $\phi mn^{-} > \frac{1}{4} \phi mn$ terbesar

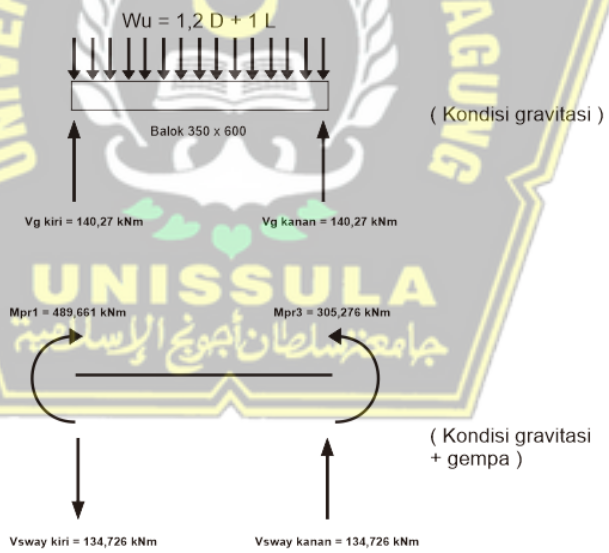
$149,515 > \frac{1}{4} 353,90$

$149,515 > 88,475$

4. Desain Penulangan Transversal

a. Gaya geser dari Momen Probable

1) Momen Probable Rangka bergoyang ke kanan



Gambar 4.24. Momen Probable Rangka Bergoyang ke Kanan Balok 350x600

Momen ujung tumpuan kanan negatif (M_{pr1})

$As = 1899,7\ mm^2$

$a_{pr1} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 420} = 96,167\ mm$

$M_{pr1} = 1,25 \times 1889,7 \times 420 \times (539 - \frac{96,167}{2})$

$= 489,611$ kN.m (searah jarum jam)

Momen ujung tumpuan kiri positif (M_{pr3})

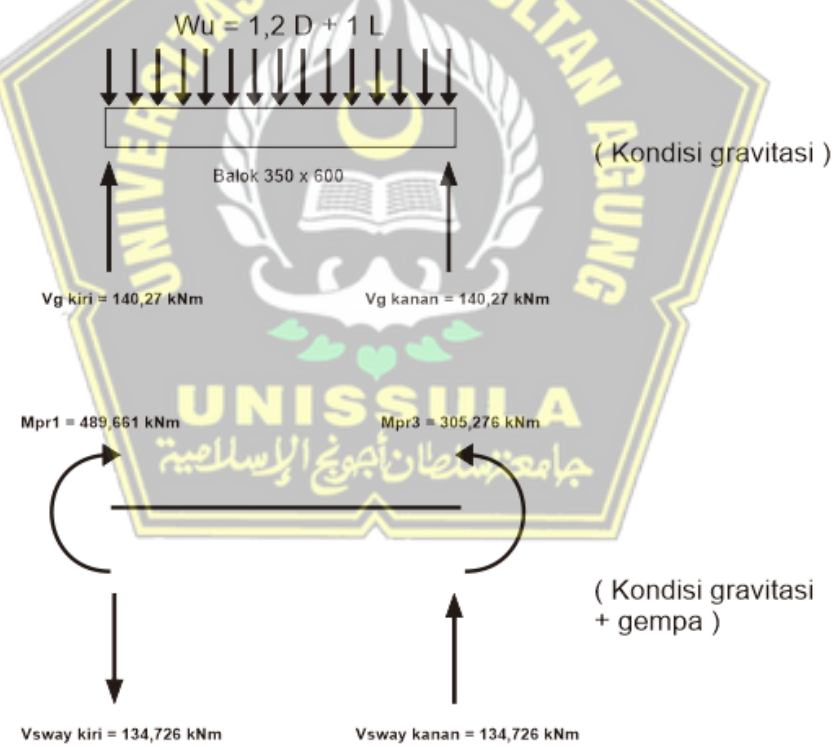
$As' = 1139,82\ mm^2$

$a_{pr3} = \frac{1,25 \times 1139,82 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 420} = 57,70\ mm$

$Mpr3 = 1,25 \times 1140,40 \times 420 \times (539 - \frac{57,70}{2})$

$= 305,276\ mm^2$

- Rangka bergoyang ke kiri



Gambar 4.25. Momen Probable Rangka Bergoyang ke Kiri Balok 350x600

Momen ujung tumpuan kiri negatif (M_{pr2})

As = 1899,7 mm^2

$a_{pr2} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 420} = 96,167$ mm

$M_{pr2} = 1,25 \times 1899,7 \times 420 \times (539 - \frac{96,167}{2})$

= 489,611 kN.m (searah jarum jam)

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4})

As' = 1139,82 mm^2

$a_{pr4} = \frac{1,25 \times 1138,82 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 420} = 57,70$ mm

$M_{pr4} = 1,25 \times 1139,82 \times 420 \times (539 - \frac{57,70}{2})$

= 305,276 kN.m (searah jarum jam)

2) Gaya Geser

Gaya geser dihitung dari goyangan rangka. Diambil Vg akibatbeban gravitasi terfaktor yaitu Wu = 1,2D + 1,0L. Gaya geser yang dihasilkan dengan bantuan dari software ETABS adalah sebagaiberikut,

Vg kiri = 140,27 kN

Vg kanan = 140,27 kN

- Rangka bergoyang ke kiri

$V_{sway\text{-}ki} = \frac{M_{pr1} + M_{pr3}}{ln}$

$= \frac{489,611 + 305,276}{5,9} = 134,726$ kN

Total reaksi di ujung kanan balok = 134,726 -140,27

= -5,543 kN

Total reaksi di ujung kiri balok = 134,726 +140,27

= 274,996 kN

- Rangka bergoyang ke kanan

$V_{sway\text{-}ka} = \frac{M_{pr2} + M_{pr4}}{ln}$

$= \frac{489,611 + 305,276}{5,9} = 134,726$ kN

Total reaksi di ujung kanan balok = 134,726 -140,27

= -5,543 kN

Total reaksi di ujung kiri balok = 134,726 +140,27

= 274,996 kN

b. Penulangan Transversal

1) Pada tumpuan

Gaya geser (Vu) pada tumpuan = 223.647 kN

Sesuai SNI 2847- 2019 pasal 18.6.5.2 Vc = 0 kN bila mana keduanya (1) dan (2) terjadi.

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah ataulebih dari kekuatan geser perlu maksimum.

Vs = 134,726 kN > 0,5 Vu

Vs = 134,726 < 0,5 × 274,996 = 137,498 kN (tidak terpenuhi)

- Gaya tekan aksial terfaktor Pu, termasuk pengaruh gempa kurangdari Ag f'c/20.

Pu = 0 kN < Ag f'c/20

= 0 kN < (350 ×600 × 29,05) / 20

= 0 kN < 305,025 kN (terpenuhi)

Maka Vc harus dihitung

- Desain penulangan transversal

$Vc = \sqrt{fc/6} * b * d * 10^{-3}$

$= \sqrt{29,05/6} * 350 * 539 * 10^{-3}$

= 415,101 kN

$\phi Vc = \frac{415,101}{0,75} = 311,326$ kN

$\phi Vs = \frac{134,726}{0,75} = 101,045$ kN

Vu = ϕVc + ϕVs = 412,371 kN

Vs = 412,371 / 0,75 = 549,828 kN

$Vs_{max} = 0,66 \times \sqrt{29,05} \times 420 \times 539$

= 671,079 > Vs (memenuhi)

direncanakan tulangan geser diameter 10 mm (3 kaki)

$s = \frac{As\ fy\ d}{Vs} = \frac{3(78,5)\ (420)\ (539)}{549,828} = 96,962$ mm

jarak maksimum sengkang tertutup 2h = 1200 mm tidak

boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $\frac{d}{4} = \frac{539}{4}$ = 134,75 mm
- $6d_b = 6(22)$ = 132 mm
- < 150

dipakai 1,5D10 - 100 sepanjang 1200mm dari muka tumpuan

2) Pada lapangan

Pada jarak 1200 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar :

Vu = 108,75 kNm (hasil dari aplikasi etabs)

Vc = 0,17 λ $\sqrt{fc'}$ bw d

= (0,17) (1) ($\sqrt{29,05}$) (350) (539)

= 172853 N

Vs = $\frac{Vu}{\phi}$ - Vc = $\frac{108750}{\phi}$ - 172853 = 144827 N

Cek :

Vs < 0,33 $\sqrt{fc}$ bw d

144827 < 335539

Jika digunakan d_b = 10mm, maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara :

- S1 = $\frac{Av\ fy\ d}{Vs} = \frac{157\ (420)(539)}{144827}$ = 245,4074 mm
- S2 = $\frac{d}{2} = \frac{539}{2}$ = 269,5 mm
- S3 = $\frac{Av\ fy}{0,35\ bw} = \frac{157(420)}{0,35\ (350)}$ = 538,285 mm
- S4 = 600 mm

jadi dipilih, s = 250 mm dipasang D10 – 250

Tabel 4.22 Penulangan Balok

Kode Balok	Tulangan		Luas (mm)		ϕmn (kN)	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
G1	5D 22	2D 22	1899,7	759,88	353,90	149,52
	3D 22	3D 22	1139,82	1139,82	220,30	220,30
G2	4D 22	2D 22	1519,76	759,88	284,89	148,63
	3D 22	2D 22	1139,82	759,88	218,31	148,63
B1	2D 22	2D 22	759,88	759,88	118,67	118,67
	2D 22	2D 22	759,88	759,88	118,67	118,67

Sumber : Perhitungan Excel

4.6.3 Desain Kolom

Sama halnya dengan balok, kolom didesain dengan menggunakan bantuan *software* ETABS. Dalam contoh desain ini, satu kolom akan dicek kembali secara manual dan *detailing* secara spesifik, sedangkan kolom lainnya didesain langsung menggunakan hasil dari ETABS. Kolom yang akan dicek adalah kolom G4 yang terletak pada lantai 2, tepat disebelah balok G1 yang telah didesain dan dicek sebelumnya. Properti kolom disajikan dalam Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Properti kolom K2

Properti Kolom		
Dimensi	600 × 600	mm
A_g	360000	mm^2
$f'c$	29,05	MPa
Ø tulangan memanjang	D 22	mm
Ø tulangan sengkang	D 13	mm
f_y	420	MPa
Tebal Selimut (p)	40	mm
Tinggi Kolom *Gross*	4000	mm
Tinggi kolom di *Joint*	600	mm
Tinggi kolom Bersih	3400	mm

Sumber : Perhitungan Perencanaan

a. Pengecekan definisi kolom

Kolom termasuk dalam komponen struktur yang menerima gaya aksial dan juga lentur. Lentur ini diakibatkan adanya gaya gempa yang membebani kolom secara lateral sehingga timbul momen yang cukup besar pada kolom. Definisi komponen yang menerima gaya aksial dan lentur disyaratkan dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.2 sebagai berikut :

b. Gaya aksial terfaktor (P_u) maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c < 10$.

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{360000 \times 29{,}05 \text{ N/mm}^2}{10} = 1045{,}8 \text{ kN}$$

Gaya aksial terfaktor maksimum = 1463,617 kN

gaya aksial terfaktor maksimum > 0,1 $A_g f'_c$. (memenuhi)

c. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.

Sisi terpendek kolom, b = 600 mm.

b > 300 mm. (memenuhi)

d. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

Rasio antara b dan $h = \frac{600 \text{ mm}}{\text{I}} = 1$

$\frac{b}{h} = 1 > 0{,}4$. (memenuhi)

e. Cek konfigurasi penulangan longitudinal penahan lentur.

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam yang didapatkan dari Etabs, dimensi kolomyang digunakan adalah 600 mm × 600 mm dengan **20** baja tulangan **D22**. Penulangan pada kolom K2 dapat dilihat pada tabel 4.22.

Tabel 4.24 Penulangan pada kolom K2

Jenis	Dimensi		Jumlah	A_s
D	Diameter (mm)	Luas / bar (mm^2)		(mm^2)
22	22	380	20	7740

Sumber : Perhitungan Excel

Rasio tulangan, ρ_g dibatasi tidak kurang dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06.

$$\rho_g = \frac{7740 \text{ mm}^2}{360000 \text{ mm}^2} = 0{,}0215$$

$0{,}01 < \rho_g < 0{,}06$ (memenuhi)

f. Penentuan Luas Tulangan *confnement* (transversal) pada kolom disyaratkan dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.4 Total luas penampang *hoops* tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$\frac{Ash1}{s} = 0{,}3 \left(\frac{b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

Dimana :

b_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang)

= b_w – 2(40 + ½ d_b)

= 600 – (2 × (40 + $^{10}/_{2}$)) = 510 mm.

A_{ch} = luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar *hoop* ke seratterluar hoop di sisi lainnya.

= (b_w – 2(40)) × (b_w – 2(40))

= $(600 - 80)^2$ = 270400 mm^2

s = Jarak sengkang

As = Luas penampang

tulangan Sehingga,

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 0{,}3 \left(\frac{b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0{,}3 \times \left(\frac{510 \times 29{,}05}{420} \right) \left(\frac{360000}{270400} - 1 \right)$$

= 3,51 mm^2/mm

dan

$$\frac{A_{sh2}}{s} = \frac{0{,}09 b f'_c}{f_{yt}}$$

$= \frac{0,09 \times 510 \times 29,05}{420}$

$= 3,17 \text{ mm}^2/\text{mm}$

4. Desain tulangan *confinement* (transversal)

a. Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop).

Tulangan hoop diperlukan sepanjang lo dari ujung-ujung kolom dengan merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847- 2019 pasal 18.7.5.2) :

Tinggi komponen struktur di joint, h =600 m

$\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur

$\frac{1}{6}$ x (3400 mm) = 566,67 mm

Maka jarak untuk lo digunakan 566,67 mm

b. Tentukan spasi maksimum hoop, smax, pada daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom.

Nilai *s* ini harus dievaluasi lebih lanjut, apakah memenuhi ketentuan *s* maksimum dan minimum yang disyaratkan. SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.3 mengatur bahwa spasi tulangan *confinement* sepanjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil di antara

1) ¼ dimensi penampang kolom terkecil = $\frac{b}{}$
2) 6 kali diameter tulangan longitudinal = 6db = 6 × 22= 132 mm.
3) So tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm. So menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

dengan $h_x = \frac{2}{3}$ x $b_c = \frac{2}{3} \times 510 = 340$ mm.

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - 340}{3} = 103,33 \text{ mm}$$

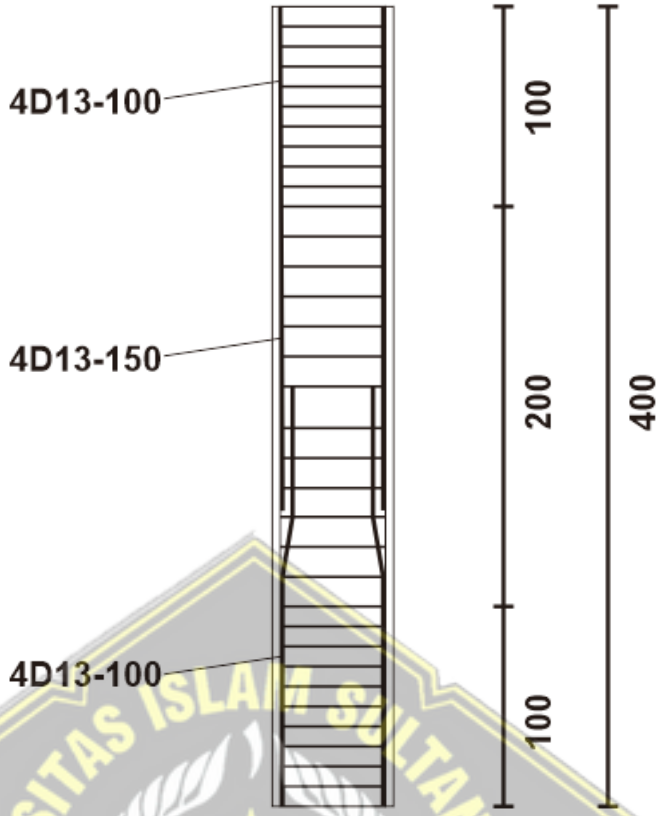
Nilai s_o= 103,33 mm tidak boleh melebihi 150 mm dan tidakperlu lebih kecil dari 100 mm.

A_{sh-1} = 3,51 mm^2/mm × 100 mm = 351 mm^2.

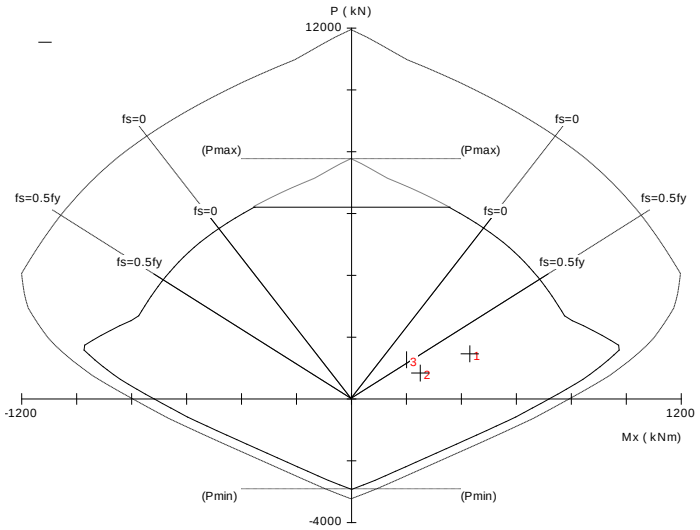
A_{sh-2} = 3,17 mm^2/mm × 100 mm = 317 mm^2.

Jadi gunakan 4 kaki baja D13 dengan luas penampang 531 mm^2 > 351 mm^2.

kebutuhan A_{sh-min} terpenuhi.



Gambar 4.26. Tulangan Geser pada Kolom



Gambar 4.27. Diagram Interaksi Pn-M pada Kolom 600 x 600 untuk Menentukan Nilai Momen Nominal Kolom

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

Trial and error pakai sengkang 4D13-150 mm. Coba tulangan berdiameter D13 untuk *hoops*. Hasil dari Penulangan *confinement* padakolom K2 pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Penulangan *confinement* pada kolom K2

Jenis	Dimensi		Jumlah	A_s (mm^2)
D	Diameter (mm)	Luas / bar (mm^2)		
13	13	132,7	4	531

Sumber : Perhitungan Excel

As Pakai = $\frac{As}{s} = \frac{531}{150}$ = 5,54 mm^2/mm

As pakai > $\frac{Ash\ 1}{s}$; Aspakai > $\frac{Ash\ 2}{s}$ (memenuhi)

Jadi gunakan 4 D13-150 mm dengan luas penampang Karenakebutuhan $A_{sh\text{-}min}$ terpenuhi.

5. Desain tulangan geser Kolom

Desain tulangan geser dari kolom disyaratkan dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.6.1.1. Gaya geser desain Ve harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gayamaksimum yang dapat terjadi di muka-muka joint pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi, Mpr, di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor, Pu, yang bekerja pada kolom. Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan Mpr balok yang merangka ke joint. Nilai Ve tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur.

- V_e tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok :

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top}DF_{top} + M_{pr-btm}DF_{btm}}{l\,u}$$

dengan, DF = faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah kolom yang didesain.

Karena kolom di lantai atas dan lantai bawah mempunyai kekakuan yang berbeda, maka

DF_{top} = 0,35 ; DF_{min} = 0,65

$M_{pr\text{-}top}$ dan $M_{pr\text{-}btm}$ adalah penjumlahan M_{pr}, untuk masing-masing balok di lantaiatas dan lantai bawah di muka kolom interior.

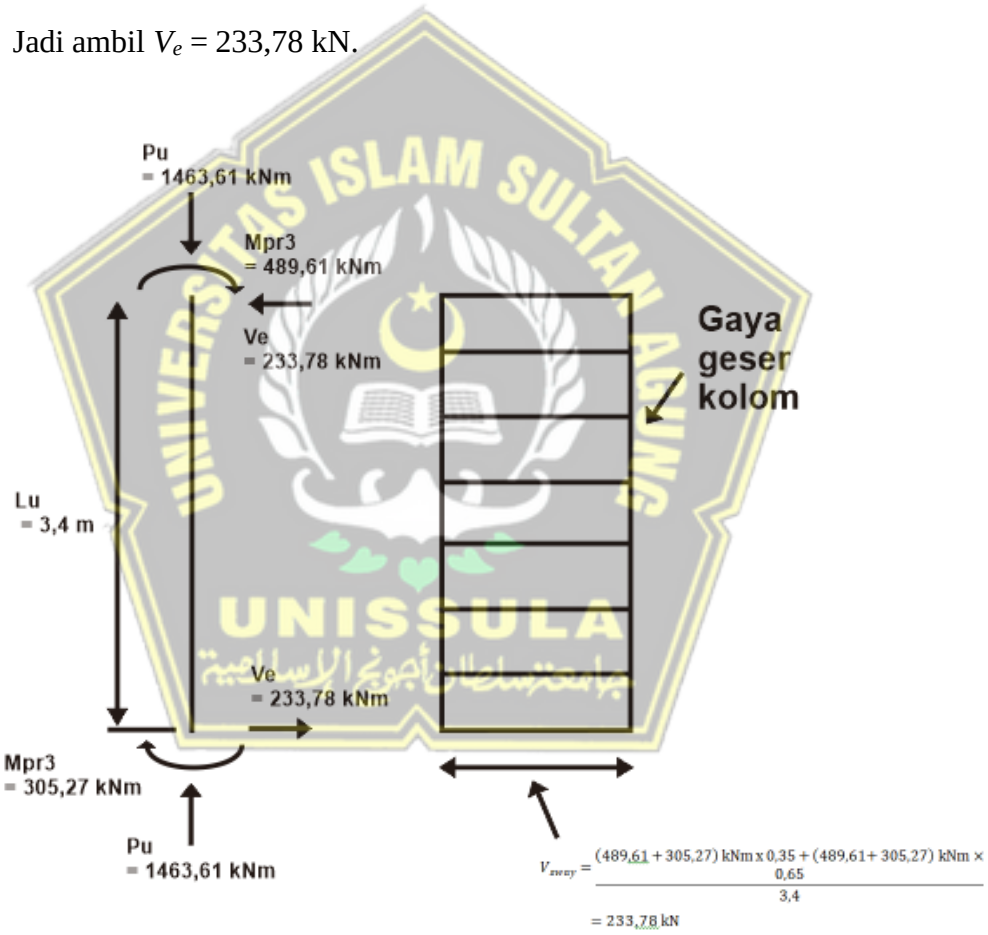
$$V_{sway} = \frac{(489{,}61 + 305{,}27)\ \text{kNm x } 0{,}35 + (489{,}61 + 305{,}27)\ \text{kNm} \times 0{,}65}{3{,}4}$$

$$= 233{,}78\ \text{kN}$$

- Tapi, V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis dari *software* ETABS, yaitu : 177 kN

  persyaratan $V_{e\text{-}min}$ terpenuhi.

  Jadi ambil V_e = 233,78 kN.



Gambar 4.28. Gaya Geser Desain Kolom G4

6. Tulangan transversal

Desain tulangan geser dari kolom disyaratkan dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.6.2.1. V_c dapat diambil = 0 jika V_e akibat gempa lebih besar dari ½ V_u dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui 0,05 $A_g f'c$.

Selain itu, V_c dapat diperhitungkan. Kenyataannya, pada kolom yang didesain, gaya aksial terfaktornya melampaui 0,05 A_g $f'c$. Jadi, V_c boleh diperhitungkan.

$V_c = \frac{\sqrt{fc}}{6} b_w d$

$= \frac{\sqrt{29,05}}{6} (600) (600-64) (10^{-3} = 288,9$ kN

a. Cek apakah dibutuhkan tulangan geser :

$\frac{Vu}{ø} > \frac{1}{2} V_c$

$\frac{233,78}{0,75} = 311,717 > \frac{1}{2} 288,9 = 144,446$ kN

b. Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum

$$ø > V_c + \frac{V_u}{3} b_w d \quad \frac{1}{1}$$

$\frac{Vu}{ø} = 311,717 > 288,9 + (\frac{1}{3} (600)(536)) = 107,48$ kN

Ternyata suku kiri lebih besar dari suku kanan, sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum.

$$A_{v-min} = \frac{1 b_w s}{3 f_y}$$

Karena sebelumnya telah dipasang tulangan *confinement* 4 kaki D13dengan spasi 100 mm. Berarti

$$A_{v-min} = \frac{1 \times 600 \times 150}{3 \times 4} = 71,43 \text{ mm}^2$$

Sementara itu, A_{sh} untuk 4 kaki D13 = 531 mm^2 > $A_{v\text{-}min}$, (memenuhi). V_s < $V_{s\text{-}dsn}$, persyaratan kekuatan geser terpenuhi.

- Untuk bentang di luar l_o,

  SNI 2847-2019 22.5.6 Persamaan (22.5.6.1) memberikan harga V_c bilaada gaya aksial yang bekerja :

$$Vc = 0{,}17\left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right)\lambda\sqrt{fc'}\,b_w d$$

Dengan N_u = gaya tekan aksial terkecil dari kombinasi pembebanan : 469,93 kN

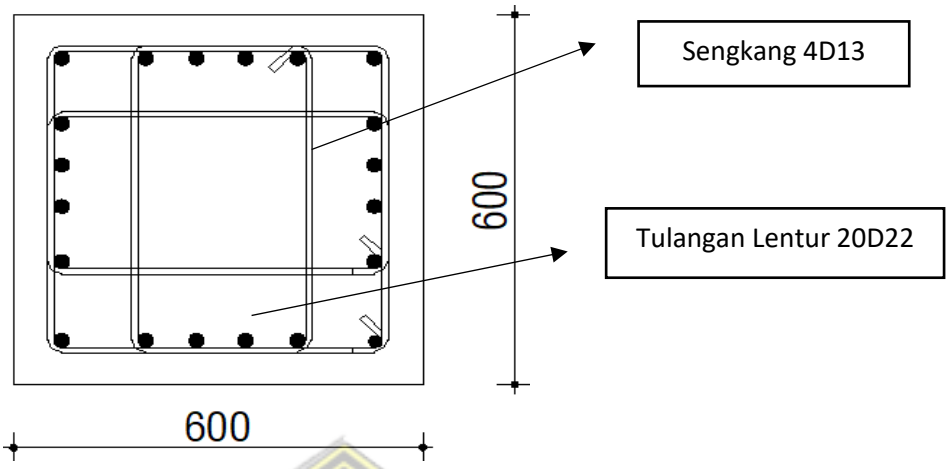
λ = 1, untuk beton normal (SNI 2847-2019 Pasal 8.6.1)

$$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{469{,}93}{14(600)(600)}\right)1\sqrt{29{,}05}(600)(536)$$

= 322,146 kN

Karena V_c melebihi $V_u/\emptyset$ untuk bentang kolom di luar l_o, maka pada daerah di luar lo dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak d/2 = 536/2 = 268 mm ≈ 250 mm. Namun persyaratan jarak tulangan transfersal di luar daerah lo menyatakan bahwa jarak antara tulangan tidak boleh melebihi 150 mm atau 6db (132 mm, sehingga dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150 mm.

Sketsa penampang kolom G4 dapat dilihat pada Gambar 4.29



Gambar 4.29. Sketsa penampang kolom G4

Tabel 4.26. Rekap Tulangan Kolom

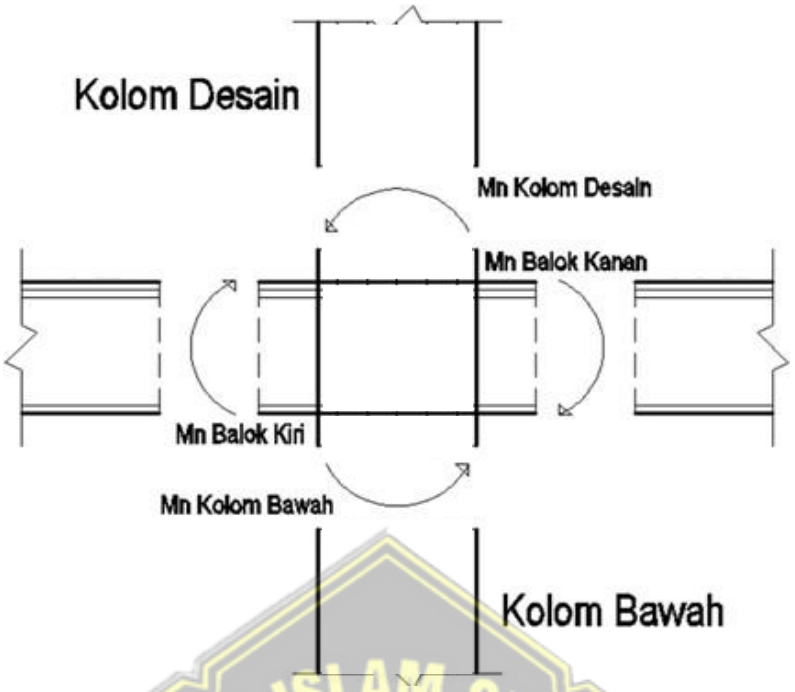
No.	Tipe Ko	Kode Kolom	Tulangan Pokok	Tulangan Geser	
				Tumpuan	Lapangan
1.	K 600 x 600	G4	20 D 22	4 D 13 -100	4 D 13-150
2.	K 500 x 500	G5	16 D 22	4 D 13 -100	4 D 13-150
3.	K 300 x 300	G3	16 D 16	4 D 13 -100	4 D 13-150

Sumber : Perhitungan Excel

Kuat kolom (*Strong Column-Weak Beam*)

Konsep *strong column weak beam* didasarkan pada momen nominal dari balok yang mengekang kolom. Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 21.6.2, kuat lentur ($\emptyset M_n$) setiap kolom harus memenuhi atau lebih besar 1,2 kali hasil tahanan lentur dari balok (konsep desain kapasitas)

1. Tinjauan *Joint* Balok Balok B1 350 x 600 dan Kolom G4 600 x 600



Gambar 4.30 Tinjauan *Joint* Balok G1 350 x 600 dan Kolom G4 600 x 600

Mn balok kiri = 393,22 kNm

Mn balok kanan = 220,29 kNm

Mn pada kolom dicari dengan memplotkan nilai gaya aksial terfaktor (Pn)kolom untuk mendapatkan nilai Mn baik pada kolom atas maupun kolom yang didesain. Contoh perhitungan *strong column weak beam* dilakukan pada kombinasi ENVELOPE untuk mengetahui gaya aksial terbesar. Adapun diagram interaksi kolom G4 600 x 600 dapat dilihat pada Gambar 4.27,

$Pn_{\text{kolom atas}}$ = P1 = 840,00 kN

$Pn_{\text{kolom desain}}$ = P2 = 1463,61 Kn

$Pn_{\text{kolom bawah}}$ = P3 = 1271,60 kN

Nilai Mn kolom sebagai berikut,

$Mn_{\text{kolom atas}}$ = M1 = 384,61 kN

$Mn_{\text{kolom desain}}$ = M2 = 652,30 kN

$Mn_{\text{kolom bawah}}$ = M3 = 301,53 kN

Cek syarat *strong column weak beam* desain sesuai SNI 2847-2019Pasal 21.6.2, sebagai berikut

$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \sum M_{nb}$

$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \times (\text{Mn}_{\text{balok kanan}} + \text{Mn}_{\text{balok kiri}})$Keterangan : $\sum M_{nc}$ = jumlah M_n dua kolom yang bertemu di *joint*

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang di evaluasi di muka- muka joint

Sehingga,

1. joint bagian atas kolom desain sebagai berikut,

   $(\text{Mn}_{\text{kolom atas}} + \text{Mn}_{\text{kolom desain}}) \geq 1{,}2 \times (\text{Mn}_{\text{balok kanan}} + \text{Mn}_{\text{balok kiri}})$

   (384,61+301,53) kNm ≥ 1,2 × (393,22 + 220,29) kNm

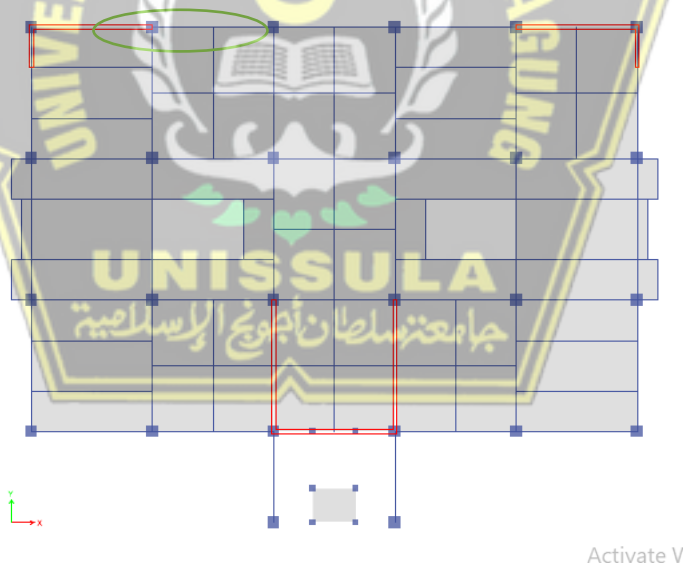
   686,15 kNm ≥ 306,255 kNm (memenuhi)

   Dengan hasil diatas dapat disimpulkan bahwa elemen kolom memenuhi desain *strong column weak beam.*

4.7 Perencanaan Dinding Geser

Dinding beton structural atau yang dikenal dengan dinding geser (*shear wall*) merupakan bagian dari suatu system struktur yang memikul beban-beban gravitasi maupun beban lateral yang bekerja pada struktur. Sebuah dinding structural memiliki kekakuan yang lebih baik dibandingkan dengan struktur rangka pemikul momen terbuka *(open frame)*, sehingga pada saat memikul beban gempa, dinding structural akan menunjukan kinerja yang lebih baik.

Dalam contoh desain ini dilakukan pengecekan desain oleh program secara manual terhadap satu dinding geser, sedangkan untuk dinding geser yang lainnya didesain sesuai dengan hasil desain ETABS. Pengecekan dilakukan untuk memberi Gambaran dan juga kepastian (jaminan) terhadap permodelan yang telah dilakukan. Dinding geser yang didesain secara manual adalah dinding geser Pier 1 yang dapat dilihat pada Gambar 2.31 dibawah.



Gambar 4.31. Dinding geser pier 1

Data perencananaan yang digunakan adalah sebagai berikut,

Pu	= 2790 kNm
Mu	= 8025,24 kNm
Vu	= 2024,25 kNm
Dimensi Kolom Batas	= 600mm x 600mm

Lebar dinding, tw = 200 mm2

Panjang dinding, lw = 6500 mm

Tinggi dinding, hw = 3000 mm

Fc’ = 29,05 mpa

Fy’ = 420 mpa

Syarat tulangan minimum :

1. Periksa apakah Vu > 0,083$A_{cv}\lambda\sqrt{fc}$

   A_{cv} = t_w*l_w

   = (200)(6500)

   = 1300000 mm

   Vu > 0,083(1300000)(1)($\sqrt{29,05}$

   2024,25 > 581,56

   Sehingga rasio tulangan vertical, ρ_l dan ρ_t = 0,0025

   (SNI 2847:2019 pasal 18.10.2.1)

2. Periksa apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis.

   (SNI 2847:2019 pasal 18.10.2.2)

   0,17$A_{cv}\lambda\sqrt{fc}$ = 0,17(1300000)(1)$\sqrt{29,05}$

   = 1191,147 kN

   Vu > 0,17$A_{cv}\lambda\sqrt{fc}$

   2024,25 kN > 1191,147 kN

   Maka tulangan disediakan dalam dua lapis

4.7.1 Perhitungan tulangan horizontal dan vertikal dinding structural

Rasio tulangan minimum adalah 0,0025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per-m' dinding geser sebesar :

$0{,}0025A_{cv}$ $= 0{,}0025(200(1000))$

$= 500\ mm^2/m$

Jika dipasang D16 dalam 2 lapis :

A_s $= 2(201)$

$= 402\ mm^2$

maka jarak antar tulangan menjadi :

s $= \frac{402}{500}$

$= 0{,}804 = 804\ mm > 450\ mm$

Jarak tulangan untuk masing – masing arah pada dinding structural tidak boleh diambil melebihi 450 mm sehingga dicoba menggunakan D16-200 dalam 2 lapis untuk arah horizontal dan vertical.

Periksa kekuatan geser :

$\frac{hw}{lw}$ $= \frac{3000}{6500} = 0{,}461 < 1{,}5$

Sehingga $\alpha_c = 0{,}25$ (SNI 2847:2019 pasal 18.10.4.1)

A_{cv} $= 200(6500) = 1300000\ mm^2$

ρ_t $= \frac{402}{200(200)} = 0{,}01$

V_n $= A_{cv}((\alpha_c \lambda \sqrt{fc}) + (\rho fy)$

$=(1300000)(((0{,}25)(1)(\sqrt{29{,}05}))+((0{,}01)(420))$

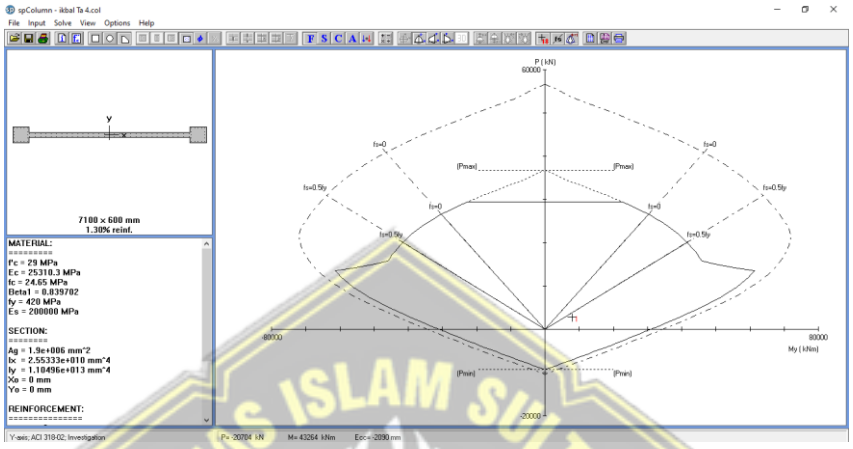
$= 7238987\ N$

ϕV_n $= 0{,}75(7238987)$

$= 5429240 > Vu\ldots$ oke

4.7.2 Kebutuhan tulangan untuk kombinasi aksial dan lentur

Kuat tekan dan lentur dinding structural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Bagian badan dinding diberi konfigurasi tulangan D16 – 200 mm, sedangkan bagian komponen batas yang berukuran 600 x 600 mm2 diberi tulangan memanjang 20D22.



Gambar 4.32. Diagram interaksi Dinding geser pier 1

Gambar 4. 33 Gambar Detail Dinding Geser

4.7.3 Sistem Ganda

Untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25 % gaya seismik desain. Tahanan gaya seismik total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Presentase gaya geser yang ditahan shear wall adalah (SNI 1726-2019),

Arah X= Vx sw/ (Vx sw + Vc Kolom) x 100%

= 5163,82/(5163,82 + 3168,2108) x 100%

= **62 %** (Memenuhi)

Arah X= Vy sw/ (Vy sw + Vc Kolom) x 100%

= 4575,57/(4575,57 + 3184,416) x 100%

= **59%** (Memenuhi)

4.8 Pengecekan Ketidakeraturan Struktur Horizontal danVertikal

Ketidakeraturan Horizontal

A. Ketidakberaturan Horizontal Torsi

Berdasarkan SNI-1726-2019, tipe dari ketidakberaturan torsi 1a dan ketidakeraturan torsi 1b ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δmax),defleksi minimum (δmin), dan defleksi rata-rata (δavg). δmax < 1,2 δavg = tanpa ketidakberaturan torsi ditunjukan pada Gambar 4.30.

1,2 δavg ≤ δmax ≤ 1,4 δavg = ketidakberaturan torsi 1a

Δmax > 1,4 δavg = ketidakberaturan torsi 1b

Tabel 4.27 Ketidakberaturan Horizontal 1b Sumbu X

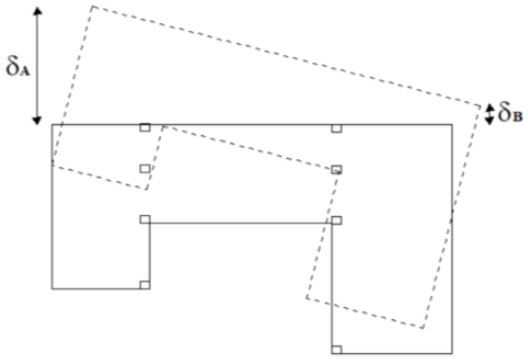
Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio	Cek
PLAT ATAP	spec DX Max	X	7,046	6,803	1,036	ok
LANTAI 3	spec DX Max	X	6,124	5,64	1,086	ok
LANTAI 2	spec DX Max	X	4,684	4,371	1,072	ok
LANTAI 1	spec DX Max	X	0,578	0,37	1,56	1b

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

Tabel 4.28 Ketidakberaturan Horizontal 1b Sumbu Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio	Cek
PLAT ATAP	spec DY Max	Y	7,414	6,966	1,064	ok
LANTAI 3	spec DY Max	Y	5,849	5,376	1,088	ok
LANTAI 2	spec DY Max	Y	4,324	3,934	1,099	ok
LANTAI 1	spec DY Max	Y	0,536	0,381	1,408	1b

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17



Gambar 4.34 Ketidakberaturan 1a dan 1b

Tabel 13 – Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	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 degan 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 turus 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** didefninisikan 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

B. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika Py > 0,15Lydan Px > 0,15Lx yang doitunjukan pada Gambar 4.31.

Px/ly>0,15 = Jarak non Simetris / Panjang Lantai

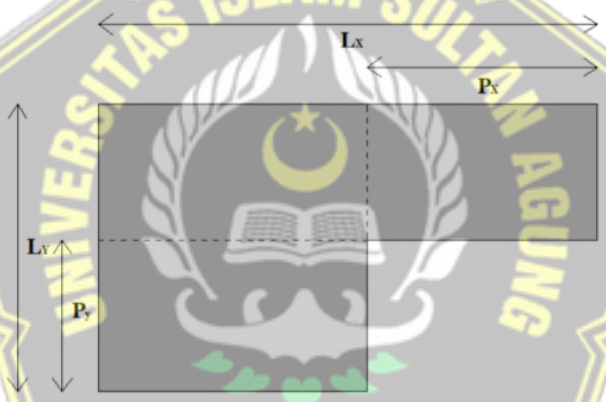
= 5 / 30

= 0,1667

Py/Ly>0,15 = Jarak non Simetris / Lebar lantai

= 5,3 / 20

= 0,265



***Gambar 4.35.**. Ketidakberaturan Sudut Dalam*

Berdasarkan denah bangunan dibawah ini, maka tidak ada ketidakeraturan sudut dalam.

C. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakeraturan ini didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan kontinuitas atau variasi kekakuan mendadak termasuk yang memiliki daerah terpotong atau bukaan lebih besar 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya atau perubahan kekakuan

diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ketingkatlainnya.

Luas lantai = 600 m²

Luas bukaan = 266 m²

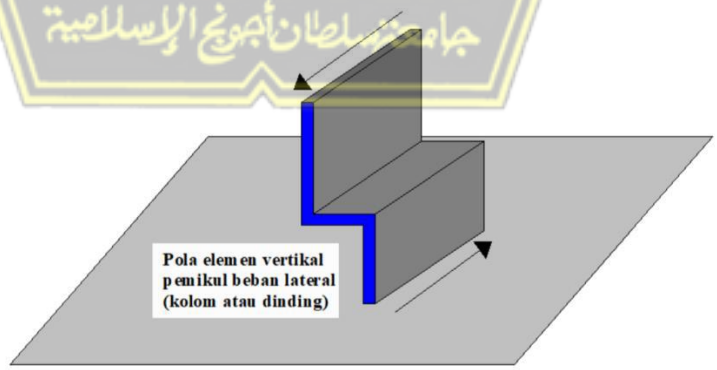
Rasio = Luas bukaan /Luas Lantai

= 266m² / 600 m²

= 0,4433 < 0,5 , sehingga ketidakberaturan ini tidak ada

D. Ketidakberaturan Akibar Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

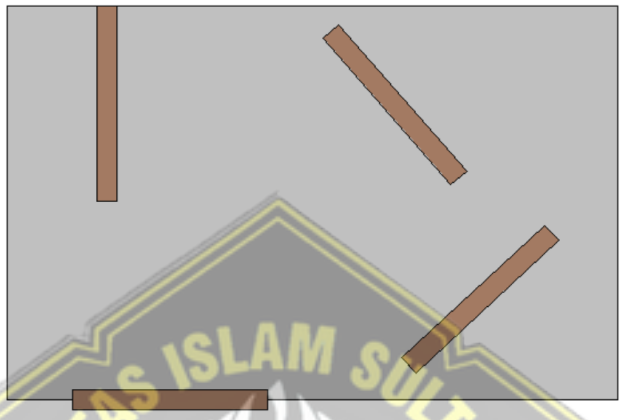
Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitasdalam lintasan tahanan lateral, seperti pada Gambar 4.32 pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.



***Gambar 4.36**. Ketidakberaturan 4*

E. Ketidakberaturan System Nonparalel

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertical tidak parallel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama system penahan seismik ditunjukan pada Gambar 4.33.



Gambar 4.37 *ketidakberaturan 5,(Sumber,SNI 1726-2019*

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

4.8.1 Ketidakeraturan Vertikal

A. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakeraturan ini didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkatyang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Nilai displacement (δ) didapat dari output Etabs dengancara Run - Display - Diplacement – Point Diplacement. Nilai Kekakuan (K) didapat dari persamaan sebagai berikut :

K = 1 / δ

= 1/ 0,003

= 3333,333 kN/m

Selisih = K lantai yang di tinjau / K lantai diatasnya

= K lantai di tinjau / K lantai diatasnya

= 3333,333 kN/m / 3333,333 kN/m

= 100% > 70 % … **Ok**

Berikut tabel perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :

Tabel 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 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

B. Ketidakberaturan Vertikal 1B

Tabel 4.29. Pengecekan ketidakberaturan vertikal 1b

Ketidakberaturan 1b

Lantai	ARAH X		ARAH Y	
	Kekakuan Kn/m	Cek	kekakuan kn/m	cek
Plat Atap	91967,836	OK	91166,453	OK
Lantai 4	32678,372	V.1B	114200,932	OK
Lantai 3	35692,106	OK	121244,719	OK
Lantai 2	13942840,45	OK	12679716,5	OK

Sumber Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

C. Ketidakberaturan Massa

Ketidakeraturan ini didefinisikan ad ajika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan daripada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau. Massa tiap lantai di dapat dari Output Etabs.

Berikut tabel perhitungan ketidakberaturan berat massa sebagai berikut

Tabel 4.30. *Pengecekan ketidakberaturan vertikal Berat Massa*

Ketidakberaturan massa

Lantai	Massa kg	cek
Plat Atap	161660,88	v.2
Lantai 4	697035,93	v.2
Lantai 3	725074,86	OK
Lantai 2	736144,01	v.2

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

D. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 4.31. *Pengecekan ketidakberaturan Geometri Vertikal*

Lantai	L (mm)	Cek
Lantai 4	400	OK
Lantai 3	400	OK
Lantai 2	400	OK
Lantai 1	300	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17

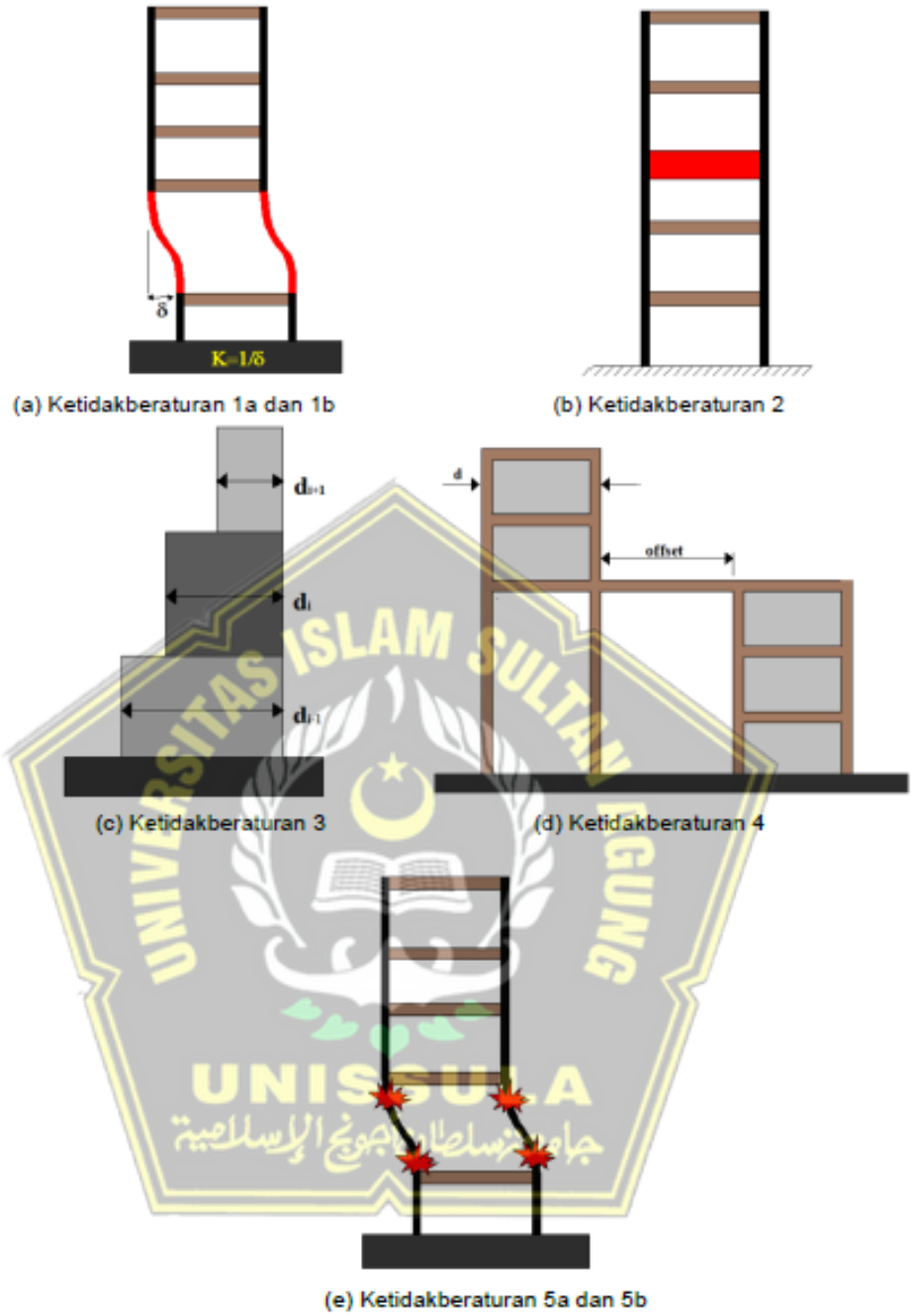
E. Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Tabel 4.32 Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

ketidakberaturan 5

Lantai	arah x		arah y	
	kekakuan kn/m	cek	kekakuan kn/m	cek
Atap	621,6282	OK	630,2424	OK
Lantai 4	2244,7428	OK	2233,4089	OK
Lantai 3	3063,1176	OK	3034,1312	OK
Lantai 2	3175,4756	OK	3192,4401	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Etabs 17



Gambar 6 – Ketidakberaturan vertikal

Gambar 4.38 Ketikberaturan Vertikal , SNI 1726-2019

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang didapatkan dari penulisan laporan tugas akhir dengan judul "Studi Perencanaan Struktur Atas Bangunan Tahan Gempa Menggunakan Kolom dan Dinding Geser Dengan Sistem SRPMK." antara lain sebagai berikut,

1. Hasil desain bangunan Gedung Tahan Gempa 4 Lantai menggunakan Respons Spektrum SNI 1726-2019 adalah sebagai berikut.
   a. Gaya geser statik ekuivalen didapatkan Untuk nilai Cs= 0,01802, dan didapatkan pembesaran arah X= 1,345 dan arah Y = 1,345.
2. Memperoleh sistem struktur ganda dimana presentase gaya geser pada dinding geser kurang dari 75%.
   a. Untuk Arah X = 62 %, Sedangkan Arah Y = 59%.
3. Hasil desain penulangan balok, pelat, kolom,, dan dinding geser menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
   a. Untuk pelat sendiri memiliki ketebalan 120 mm dan didapat momen nominal sebesar 17,009 kNm.
   b. Untuk Balok Pada tumpuan digunakan tulangan tarik 5D 22 dan tulangan tekan 3D 22 yang dapat menahan momen sebesar 353,9 kNm dan pada lapangan digunakan tulangan tarik 3D 22 dan tulangan tekan 2D 22 yang dapat menahan momen sebesar 220 kNm.
   c. Struktur kolom dengan dimensi terbesar yaitu K2 (600X600) mm, menggunakan tulangan utama 20D22.
   d. Bagian badan dinding geser dengan tebal 200 mm diberi konfigurasi tulangan D16 – 200 mm, sedangkan bagian komponen batas yang berukuran 600 x 600 mm^2 diberi tulangan memanjang 20D22.
   e. Untuk Ketidakberaturan Horizontal adalah Ketidakberaturan Torsi Berlebih, sedangkan untuk Ketidakberaturan vertikal adalah Kekakuan tingkat Lunak Berlebih Dan Massa.

4. Saran

Penulis juga bermaksud memberikan beberapa saran yang berkaitan dengan perencanaan struktur bangunan gedung kepada rekan-rekan mahasiswa teknik sipil lainnya:

1. Sebelum merencanakan suatu struktur bangunan gedung hendaknya didahului dengan pemilihan jenis struktur yang akan digunakan. Untuk perencanaan struktur tahan gempa, pemilihan sistem struktur sangat berpengaruh kepada hasil perencanaan. Maka hasil analisis dan desain struktur menjadi sangat penting. Agar pada perhitungan struktur nantinya diperoleh hasil perencanaan yang memuaskan baik dari segi kekuatan, kenyamanan, dan keindahan.
2. Untuk perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus memperhitungkan persyaratan SNI terbaru berdasarkan klasifikasinya, agar mennghasilkan perencanaan dengan stan dar peraturan yang terbaru.

DAFTAR PUSTAKA

Puskim PU. (2021). *Desain Spektra Indonesia*, diakses dari: http://puskim.pu.go.id/peta-zonasi-gempa/.

Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 03-1726-2019 "*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung",* BSN, Jakarta, Indonesia.

Standar Nasional Indonesia. 2020. SNI 1727-2020 *"Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung dan Bangunan lain"*, BSN, Jakarta, Indonesia.

Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 2847-2019 *"Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung"*, BSN, Jakarta, Indonesia.

Iswandi Impran & Fajar Hendrik. 2014. *"Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang"*, ITB, Bandung, Indonesia.

Nasution Amrinsyah .2009. " *Kapasitas Gemap Untuk Sistem Struktur".*ITB, Bandung.

Asroni, Ali. 2010. *" Balok dan Pelat Beton Bertulang".* Penerbit Graha Ilmu, Yogyakarta.

C.V.R, Murty. 2011. *" Shear Wall Design Manual".* ACI 318-18, California USA

Mc, Cormac 2005. *" Desain Beton Bertulang Jilid 2 Edisi kelima"* . Jakarta, Erlangga.

Patrisko Hirel Karisoh, Servi O Dapus, Ronny Pandeleka. 2018. *"Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus".* UNSRAT, Manado.

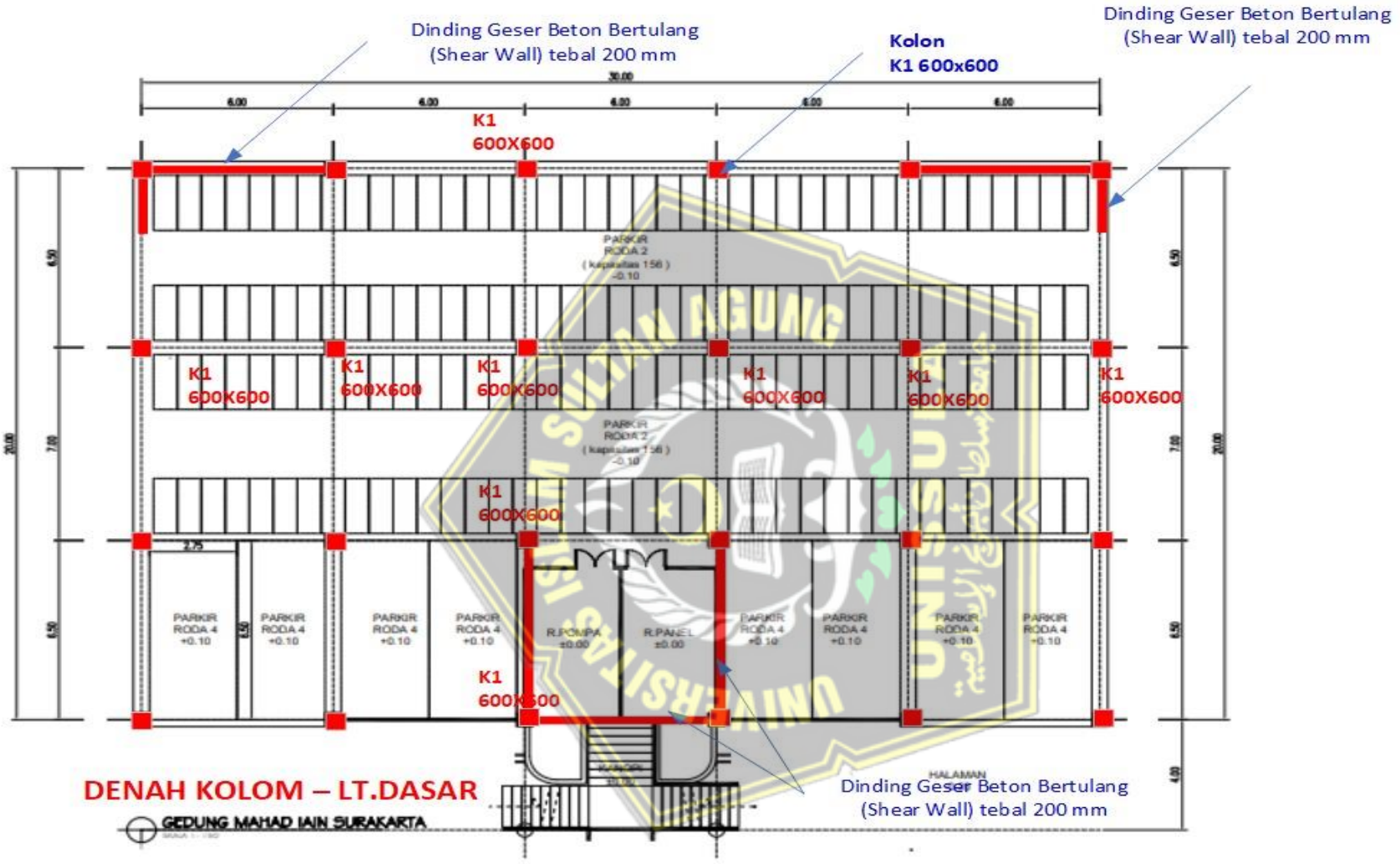
Wahyu Hardianto, Ario Bimo, hanintyo, Himawan Indarto, Ilham Nurhuda. 2014. *"Perencanaan Struktur Gedung Kuliah di Yogyakarta"*. UNDIP, Semarang.

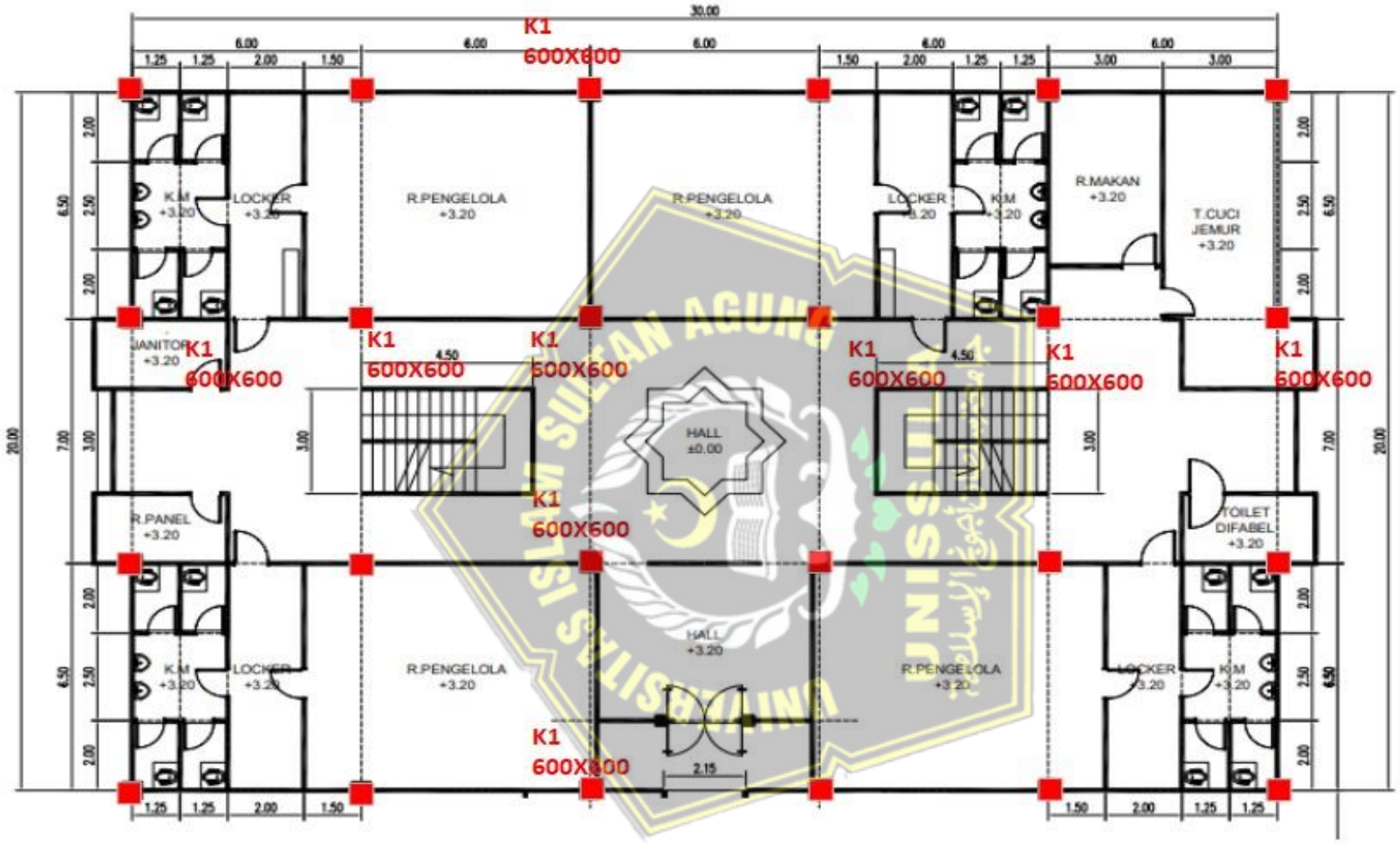
Widya Ayu Mayasari, Ir. Sudirman Indra,MSc, Ir Ester Priskasari,MT. 2017. *"Perencanaan Dinding Geser Dengan Bukaan Pada Gedung Dinas Pendidikan Kabupaten Ponorogo".* ITN, Malang.

Betania Mahendrayu, Wahyu Kartini. 2019.*"Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk) Struktur Beton Bertulang Pada Gedung Graha Siantar Top Surabaya".* UPN Veteran, Jatim.

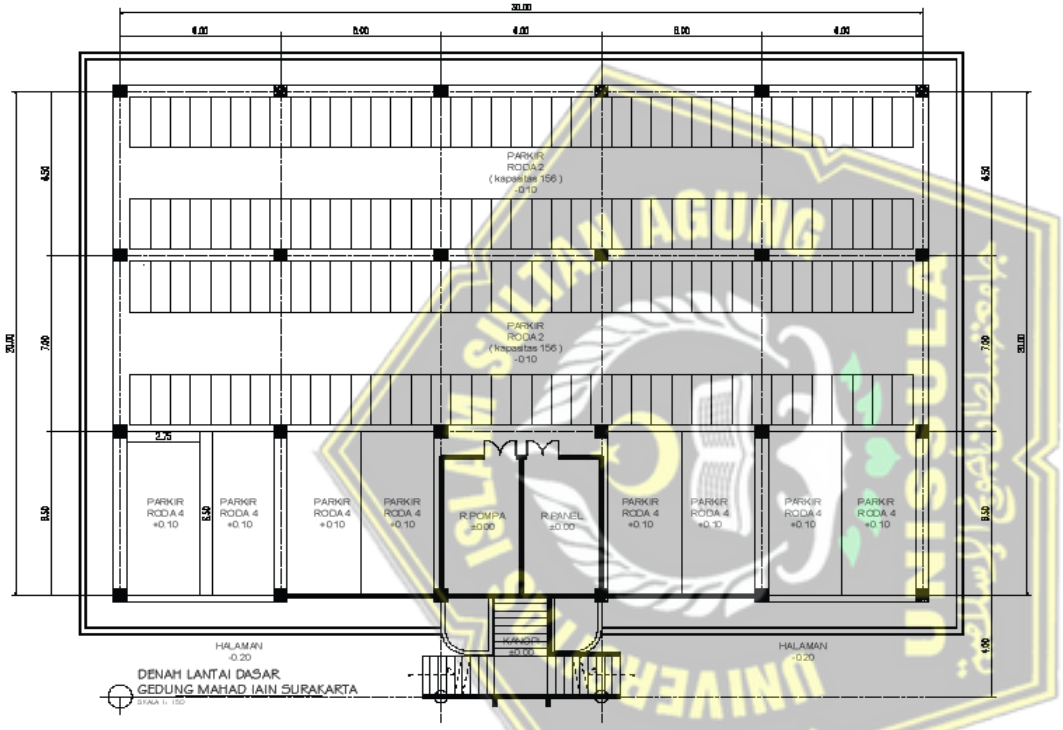
Sonif Muafandi, Arifien Nursandah,Bambang Kiswono.2019.*" Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Berdasarkan Sni 2847-2013 di Bantul – Yogyakarta"*. UM, Surabaya.

LAMPIRAN


Dinding Geser Beton Bertulang
(Shear Wall) tebal 200 mm
Kolon
K1 600x600
Dinding Geser Beton Bertulang
(Shear Wall) tebal 200 mm
30.00
6.00
6.00
6.00
6.00
6.00
K1
600X600
PARKIR
RODA 2
(kapasitas 156)
-0.10
K1
600X600
K1
600X600
K1
600X600
K1
600X600
K1
600X600
K1
600X600
PARKIR
RODA 2
(kapasitas 156)
-0.10
K1
600X600
2.75
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
R.POMPA
±0.00
R.PANEL
±0.00
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
PARKIR
RODA 4
+0.10
K1
600X600
20.00
7.00
6.50
6.50
6.50
4.00
HALAMAN
Dinding Geser Beton Bertulang
(Shear Wall) tebal 200 mm
DENAH KOLOM – LT.DASAR
GEDUNG MAHAD IAIN SURAKARTA



DENAH KOLOM – LT.01, LT.02



KEGIATAN

PEKERJAAN

TAHUN ANGGARAN

2021

MENGETAHUI

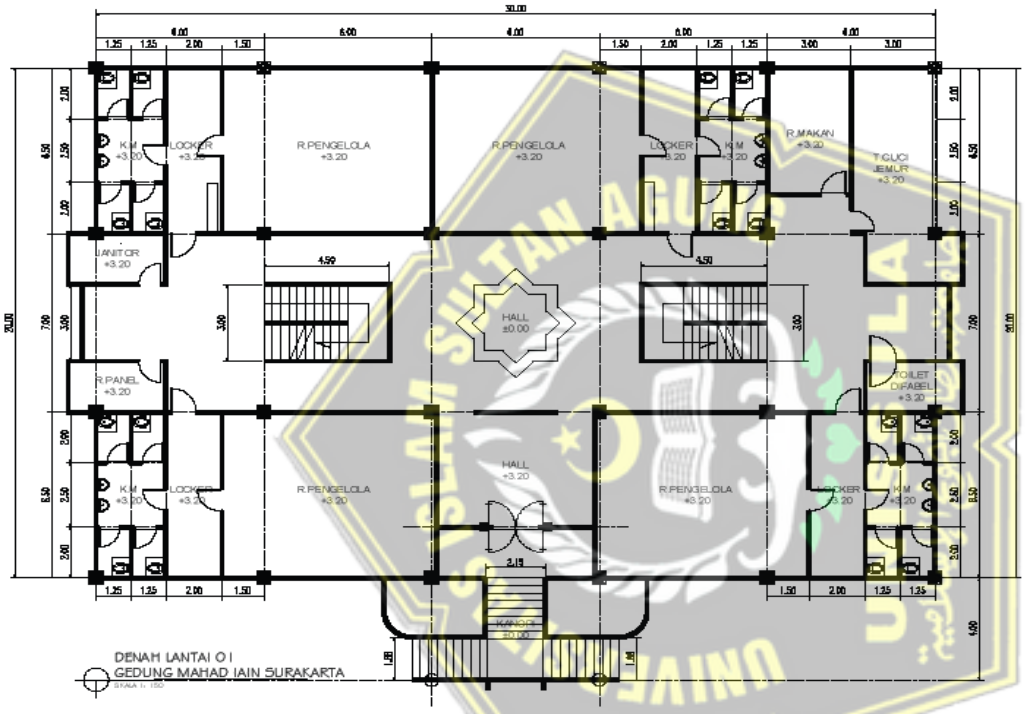
KONSULTAN PERENCANA

kirkan-muhanthika

M. TAUFIK HIDAYAT
DESIGN CIVIL

JUDUL GAMBAR	SKALA

TANGGAL	KODE	LEMBAR NO. GAMBAR
	ARS	



DENAH LANTAI 01
GEDUNG MAHAD IAIN SURAKARTA
SKALA 1 : 150

KEGIATAN

PEKERJAAN

TAHUN ANGGARAN

2021

MENGETAHUI

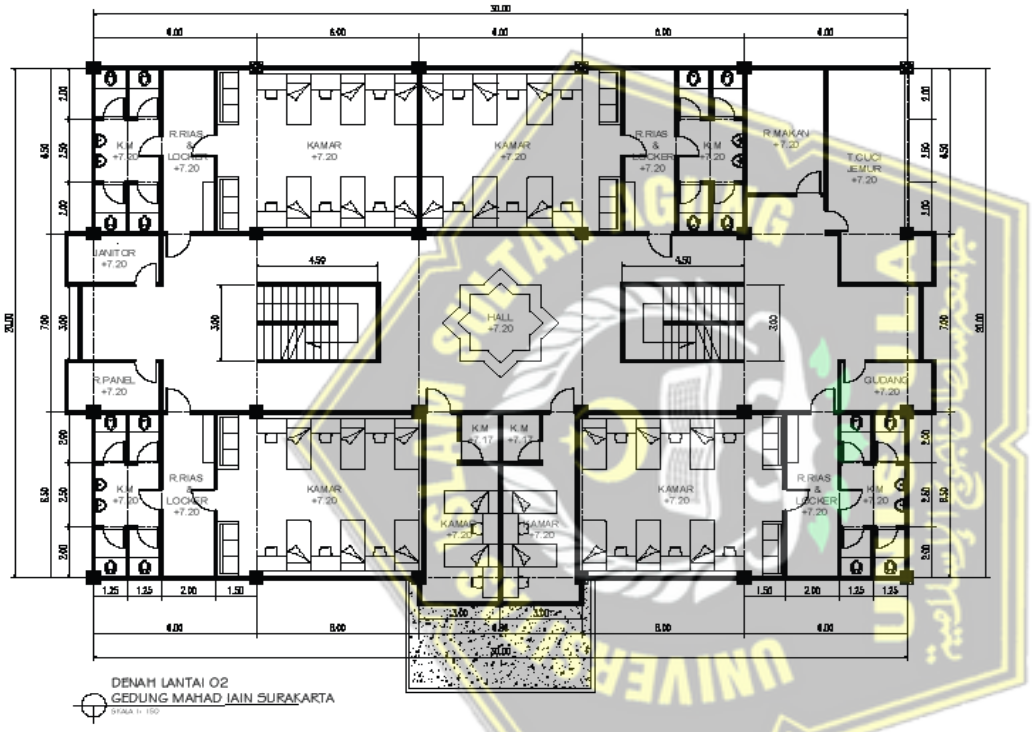
KONSULTAN PERENCANA

kirkan-maharghika

M. TAUFIK HIDAYAT
DIREKTUR

JUDUL GAMBAR	SKALA

TANGGAL	KODE	LEMBAR / NO. GAMBAR
	ARS	



DENAH LANTAI 02
GEDUNG MAHAD IAIN SURAKARTA
SKALA 1: 150

KEGIATAN

PEKERJAAN

TAHUN ANGGARAN

2021

MENGETAHUI

KONSULTAN PERENCANA

kinbam-mahardhika

M. TAUFIK HIDAYAT
DIBUAT OLEH

JUDUL GAMBAR	SKALA

TANGGAL	KODE	LEMBAR / NO. GAMBAR
	ARS	

DENAH LANTAI 03
GEDUNG MAHAD IAIN SURAKARTA
SKALA 1: 150

KEGIATAN

PEKERJAAN

TAHUN ANGGARAN

2021

MENGETAHUI

KONSULTAN PERENCANA

kinjan-mahardhika

M. TAUFIK HIDAYAT
DIREKTUR

JUDUL GAMBAR	SKALA

TANGGAL	KODE	LEMBAR / NO. GAMBAR
	ARS	

LEMBAR ASISTENSI

Nama	: Ikbal Delfiero P.	30201700083
	Khoirul Anwar	30201700093
Laporan Tugas	: Tugas Akhir	
Nama Proyek	: Perencanaan Gedung PSDKU Undip	
Dosen Pembimbing I	: Dr.Ir.H.Sumirin,MS	
Dosen Pembimbing II	: Dr.Abdul Rochim,SE.,MT	

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
1	15/03 2021	- Pengarahan Untuk Mengerjakan Laporan Tugas Akhir	
2.	31/03 2021	- Pengecekan Permodelan Etab Untuk Proyek UNDIP Batang	
3	27/04 2021	- Pengecekan Excel dan Permodelan Etabs - Pengecekan bab 1 - 4	
4.	27/05 2021	- Melanjutkan Laporan Dengan Proyek baru - Pengecekan Bab 1 - 4	

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
5.	02/06 2021	- Permodelan Etabs proyek IAIN Surakarta - Sambil mengerjakan perhitungan di word	
6.	10/06 2021	- Pengecekan pemodelan untuk Atap - Lanjut di word	
7	05/07/2021	- Bisa ke dosen pembimbing II	

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

LEMBAR ASISTENSI

Nama	**: Ikbal Delfiero P.**	**30201700083**
	Khoirul Anwar	**30201700093**
Laporan Tugas	**: Tugas Akhir**	
Nama Proyek	**: Perencanaan Gedung IAIN Surakarta**	
Dosen Pembimbing 1	**: Dr.Ir.H.Sumirin,MS**	
Dosen Pembimbing II	**: Dr.Abdul Rochim,ST.,MT**	

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
1.	15/03/2021	- Pengarahan untuk mengerjakan Laporan Tugas Akhir - Memilih dosen pembimbing	
2	31/03/2021	- Lengkapi Daftar pustaka, cover - Cermati spasi (setelah . ,) - penulis Sumber referensi cukup (nama, tahun dengan nama adalah nama belakang atau nama keluarga. - Jika 2 penulis diberi "and"	
3	15/05/2021	- Setelah narasi diberi spasi - Spasi 1,5 - Istilah Asing dibuat miring - Buat rumus menggunakan "tab" terus dikasih	

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
4	02/06/2021	- Jenis Font disesuaikan - Gambar diberi nomor Gambar - Penomor tabel dan Gambar disesuaikan.	
5.	03/07/2021	- Sesuaikan dengan pedoman Tugas Akhir terbaru - Abstrak disesuaikan dengan koreksi - Spasi dikoreksi kembali - Setelah Gambar dan Tabel dikasih sumbernya - Pada rumus dikasih kurung buka	
6.	18/07/2021	- Silakan bisa maju Seminar Tugas Akhir	
7	28/07/2021	- lembar Bebas Plagiasi 2 lembar pernyataan keaslian di buat 1 halaman /kelompok	
8	29/07/2021	Revisi Acc	

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK   Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

Nomor : 08 / A.2 / SA - T / VII / 2021

Pada hari ini, Rabu Tanggal 28 Juli 2021 telah dilaksanakan

Seminar Tugas Akhir, dengan peserta sebagai berikut :

1	Nama	Ikbal Delfiero Primadana	30201700083
2	Nama	Khoirul Anwar	30201700093

Judul TA   Redesain Struktur Atas bangunan Tahan Gempa Gedung Ma'Had Jamiah IAIN Surakarta
0
0

Dengan Hasil : Dapat dilanjutkan dengan perbaikan dilampirkan di data tertulis

Demikian Berita Acara Seminar Tugas Akhir ini dibuat untuk diketahui dan pergunakan seperlunya.

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II	Dosen Pembanding
Dr. Ir. H. Sumirin,MS	Dr. Abdul Rochim,ST,MT	Ir. M Faiqun Ni'am,MT,Ph.D

Mengetahui ,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar,ST,M.Eng

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK — Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

JUDUL TUGAS AKHIR DALAM BAHASA INGGRIS

Hari : Rabu
Tanggal : 28 Juli 2021
Jam : 10.00 WIB

Judul Tugas Akhir

Redesain Struktur Atas bangunan Tahan Gempa Gedung Ma'Had Jamiah IAIN Surakarta

0

0

JUDUL TUGAS AKHIR DALAM BAHASA INGGRIS

1	Ikbal Delfiero Primadana	30201700083	1
2	Khoirul Anwar	30201700093	2

Pembimbing Tugas Akhir

NO	NAMA	TANDA TANGAN	
1	Dr. Ir. H. Sumirin,MS	1	
2	Dr. Abdul Rochim,ST,MT		2

Semarang, 28 Juli 2021
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Mirkush Alwi, ST,M.Eng
NIK. 210216089

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

SEMINAR TUGAS AKHIR

Nama Mahasiswa / NIM : Khoirul Anwar / Ikbal Delfiero
Hari / Tanggal : 28 Juli 2021
Judul TA : STUDI Perencanaan Struktur atas Bangunan Tahan Gempa menggunakan kolom dan dinding geser dengan Sistem SRPMK

NO	
1	- Jarak tulangan pada dinding geser tidak Boleh melebihi diameter tulangan
2	- Kasih Sumber yang sesuai
3	- Flowchart diperbaiki
4	
5	

DOSEN PENGUJI

Dr. Ir. H. Sunarno, MS

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK — Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

SEMINAR TUGAS AKHIR
MAHASISWA FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG SEMARANG

Hari : Rabu, 28 Juli 2021
Tanggal : 28 Juli 2021
Tempat : .....

NO	NAMA	NIM	TANDA TANGAN
1	M. Wahyu Aji I	30201700128	1
2	Isnan Nur Amin	30201700088	2
3	M Faris	30201700120	3
4	Lona	30201700099	4
5			5
6			6
7			7
8			8
9			9
10			10
11			11
12			12
13			13
14			14
15			15
16			16
17			17
18			18
19			19
20			20

MENGETAHUI

DOSEN PENGUJI

Dr. Ir. H. Sumirin, MS

DOSEN PENGUJI

Dr. Abdul Rochim, ST. MT

YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK — Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

DOSEN PENGUJI
SEMINAR TUGAS AKHIR

Hari	Rabu
Tanggal	28 Juli 2021
Jam	10.00 WIB

Judul Tugas Akhir

Redesain Struktur Atas bangunan Tahan Gempa Gedung Ma'Had Jamiah IAIN Surakarta

1	Ikbal Delfiero Primadana	30201700083	1
2	Khoirul Anwar	30201700093	2

NO	NAMA	TANDA TANGAN	
1	Dr. Ir. H. Sumirin,MS	1	
2	Dr. Abdul Rochim,ST,MT		2
3	Ir. M Faiqun Ni'am,MT,Ph.D	3	

Semarang, 28 Juli 2021
Ketua Program Studi Teknik Sipil

M Ruslin Ahyar,ST,M.Eng
NIK. 210216089

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN KOLOM DAN DINDING GESER DENGAN SISTEM SRPMK

by Ikbal - Khoirul

Submission date: 05-Aug-2021 12:27AM (UTC+0800)
Submission ID: 1627720870
File name: LAPORAN_TA_IKBAL_DELFIERO_P_KHOIRUL_ANWAR_1.docx (16.79M)
Word count: 28259
Character count: 167763

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR ATAS BANGUNAN TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN KOLOM DAN DINDING GESER DENGAN SISTEM SRPMK

ORIGINALITY REPORT

13%	11%	4%	10%
SIMILARITY INDEX	INTERNET SOURCES	PUBLICATIONS	STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	Submitted to Sultan Agung Islamic University Student Paper	4%
2	Submitted to Erasmus University Rotterdam Student Paper	3%
3	migital.com Internet Source	1%
4	repository.its.ac.id Internet Source	1%
5	www.scribd.com Internet Source	1%
6	herbycalvinpascal.files.wordpress.com Internet Source	<1%
7	www2.mvr.usace.army.mil Internet Source	<1%
8	svn.openqa.org Internet Source	<1%
	www.mpinfo.org	

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

9	Internet Source	<1 %
10	prod.library.utoronto.ca:8090 Internet Source	<1 %
11	www.discoveraegina.gr Internet Source	<1 %
12	Submitted to UIN Sultan Syarif Kasim Riau Student Paper	<1 %
13	silo.pub Internet Source	<1 %
14	repositori.umsu.ac.id Internet Source	<1 %
15	repository.tudelft.nl Internet Source	<1 %
16	Submitted to Sriwijaya University Student Paper	<1 %
17	id.123dok.com Internet Source	<1 %
18	fisheye.primekey.se Internet Source	<1 %
19	staff.uny.ac.id Internet Source	<1 %
20	zh.scribd.com Internet Source	<1 %

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

21	H. C. Freeman, J. M. Guss. "The crystal and molecular structure of bis(glycinato)bis(imidazole)nickel(II)", Acta Crystallographica Section B Structural Crystallography and Crystal Chemistry, 1972 Publication	<1 %
22	digilib.unila.ac.id Internet Source	<1 %
23	Alexander S. Rybakov. "On the number of integer points in a multidimensional domain", Discrete Mathematics and Applications, 2018 Publication	<1 %
24	id.scribd.com Internet Source	<1 %
25	kurskservice.ru Internet Source	<1 %
26	Submitted to Udayana University Student Paper	<1 %
27	trl.co.uk Internet Source	<1 %
28	repository.unj.ac.id Internet Source	<1 %
29	eprints.itn.ac.id Internet Source	<1 %
30	eprints.ums.ac.id Internet Source	

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية

		<1 %
31	pt.scribd.com Internet Source	<1 %
32	www.laughingpanda.org Internet Source	<1 %
33	Submitted to Maastricht School of Management Student Paper	<1 %
34	anzdoc.com Internet Source	<1 %
35	Submitted to itera Student Paper	<1 %
36	Submitted to Eingereicht an Univerza v Ljubljani am 2012-04-02 Student Paper	<1 %
37	Submitted to UIN Raden Intan Lampung Student Paper	<1 %
38	cmbdata.gsfc.nasa.gov Internet Source	<1 %
39	www.utmed.com Internet Source	<1 %
40	cmgds.marine.usgs.gov Internet Source	<1 %

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA

41	pastel.archives-ouvertes.fr Internet Source	<1 %
42	repository.unpar.ac.id Internet Source	<1 %
43	Submitted to Hellenic Open University Student Paper	<1 %
44	es.scribd.com Internet Source	<1 %
45	repository.unissula.ac.id Internet Source	<1 %
46	As'ari As'ari, Seni Herlina Juita Tongkukut, Sarmaria Panjaitan, Iftita Anugraini Akasi, Meidy Rosalie Pulu. "Investigasi Patahan Manado di Pesisir Teluk Manado Sebagai Upaya Mitigasi Bencana Alam", Jurnal MIPA, 2020 Publication	<1 %
47	Güven Demirel, Bart L. MacCarthy, Daniel Ritterskamp, Alan R. Champneys, Thilo Gross. "Identifying dynamical instabilities in supply networks using generalized modeling", Journal of Operations Management, 2019 Publication	<1 %
48	Strachan, I.A.B.. "Weyl groups and elliptic solutions of the WDVV equations", Advances in Mathematics, 20100801	<1 %

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA

	Publication	
49	forge.ipsl.jussieu.fr Internet Source	<1 %
50	media.neliti.com Internet Source	<1 %
51	thekeep.eiu.edu Internet Source	<1 %
52	Lin, P.D.. "Matrix-based paraxial skew ray-tracing in 3D systems with non-coplanar optical axis", Optik - International Journal for Light and Electron Optics, 20060703 Publication	<1 %
53	D. T. Cromer, A. C. Larson. "The structures of the 1:1 complexes of CuCN with pyridazine and with 4-cyanopyridine", Acta Crystallographica Section B Structural Crystallography and Crystal Chemistry, 1972 Publication	<1 %
54	Ian A.B. Strachan. "Weyl groups and elliptic solutions of the WDVV equations", Advances in Mathematics, 2010 Publication	<1 %
55	hybrid-analysis.com Internet Source	<1 %
56	lib.unnes.ac.id Internet Source	<1 %

Exclude quotes	Off	Exclude matches	Off
Exclude bibliography	Off		

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
UNISSULA
جامعة سلطان أجونج الإسلامية