

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS
PENDIDIKAN 10 LANTAI**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

Rizki Dian Ramadhan

NIM : 30201900187

Romi Firmansyah

NIM : 30201900189

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

2023

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS
PENDIDIKAN 10 LANTAI**

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan

Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

2023

HALAMAN PENGESAHAN

PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS PENDIDIKAN 10 LANTAI



Rizki Dian Ramadhan
NIM : 30201900187



Romi Firmansyah
NIM : 30201900189

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 10 Agustus 2023

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT**
NIDN: 0605046703
2. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng**
NIDN: 0625059102
3. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D**
NIDN: 0607046802

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

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

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 46 / A.2 / SA - T / VIII / 2023

Pada hari ini, 10 Agustus 2023 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

1. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT
Jabatan Akademik : Guru Besar
2. Nama : Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
Jabatan Akademik : Lektor

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

Rizki Dian Ramadhan
NIM : 30201900187

Romi Firmansyah
NIM : 30201900189

Judul : PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS PENDIDIKAN 10 LANTAI

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan Dosen Pembimbing	14 Maret 2023	—
2	Seminar Proposal	16 Mei 2023	Acc
3	Pengumpulan Data	22 Maret 2023	—
4	Analisis Data	26 Mei 2023	—
5	Penyusunan Laporan	23 Maret 2023	—
6	Selesai Laporan	10 Agustus 2023	Acc

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

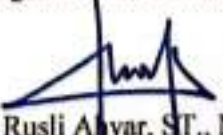
Dosen Pembimbing I


Prof. Dr. Ir. Antonius, MT

Dosen Pembimbing II


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Rizki Dian Ramadhan

NIM : 30201900187

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perancangan Ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai benar bebas dari plagiarisme. 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,

Yang membuat pernyataan,



Rizki Dian Ramadhan

NIM : 30201900187



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Romi Firmansyah

NIM : 30201900189

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perancangan Ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai benar bebas dari plagiarisme. Apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Romi Firmansyah

NIM : 30201900189

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Rizki Dian Ramadhan
NIM : 30201900187
JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai

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

Apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.



Semarang,

Yang membuat pernyataan,


Rizki Dian Ramadhan
NIM : 30201900187

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Romi Firmansyah
NIM : 30201900189
JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai

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

Apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.



Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Romi Firmansyah

NIM : 30201900189

MOTTO

“Kamu adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh yang makruf dan mencegah dari yang mungkar, serta beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman, namun kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik”.

[Q.S. Ali Imron : 110]

“Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya”.

[Q.S Al-Baqarah : 286]

“Hatiku tenang karena mengetahui bahwa apa yang melewatkanmu tidak akan pernah menjadi takdirku, dan apa yang telah ditakdirkan untukmu tidak akan pernah melewatkanmu”.

(Umar bin Khattab)

“Segala sesuatu menunggu pada waktunya, tak ada mawar yang mekar sebelum waktunya, matahari juga tidak terbit sebelum waktunya, tunggu saja, apa yang menjadi milikmu akan datang kepadamu”.

(Maulana Jalaludin Rumi)

“Suatu saat kau akan dapatkan sesuatu yang kau pinta dari Allah sejak lama, mungkin sejak masa kecilmu yang bahkan kau sudah lupakan itu, tapi Allah tak akan melupakannya”.

(Habib Umar bin Hafidz)

“Percayalah di saat kamu ikhlas dengan keadaanmu di situlah Allah merencanakan kebahagiaan untukmu, Allah mampu mengubah situasi paling terpuruk menjadi momen terbaik dalam kehidupanmu”.

(KH. Maimoen Zubair)

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terima kasih kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Budi Raharto, S.Ap. dan Ibu Susiyanti, kakak Ns. Nadya Tiara Sabila, S.Kep, serta adik saya Quinsa Hasna Aqila.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing pertama yang telah memberikan bimbingan dalam proses pembuatan laporan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing pendamping yang telah memberikan bimbingan dalam proses pembuatan laporan Tugas Akhir ini.
4. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah memberikan pengajaran tentang ilmu-ilmu keteknikan dan selalu memberikan motivasi kepada saya.
5. Lintang Enggartiasto, ST., MT. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
6. Fairuz Izdihar Athallah, ST. yang selalu berbagi ilmu, dan Raditya Aryanata, ST. yang senantiasa memberikan dukungan kepada kami.
7. Romi Firmansyah selaku rekan saya yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
8. Teman-teman “BARAK TEMPUR”, “WWW”, “KABINET HAGIA SHANKARA”, “SILAYA JUARA”, “ALIANSI SRPMK (Satuan Remaja Pemikul Momen Khusus)”, juga semua teman-teman KMFT yang saya cintai dengan penuh rasa bangga, terima kasih telah memberikan semangat dan motivasi serta senantiasa membantu penyelesaian Tugas Akhir ini.
9. Kepada *band* “*RADIOHEAD*”, “*ALTER BRIDGE*”, “*REIGNWOLF*”, “*DEWA 19*”, “*BARASUARA*” yang telah menemani saya dalam bentuk karya musik sehingga saya selalu bersemangat.

Rizki Dian Ramadhan

30201900187

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Udro'i dan Ibu Nyami, kakek Jasmin, serta adik saya Bunga Marta Utami, keluarga yang selalu jadi tempat pertama untuk pulang, do'a terbaik yang selalu disertakan demi kelancaran segala urusan saya.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing pertama yang telah memberikan bimbingan dalam proses pembuatan laporan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing pendamping yang telah memberikan bimbingan dalam proses pembuatan laporan Tugas Akhir ini.
4. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah memberikan pengajaran tentang ilmu-ilmu keteknikan dan selalu memberikan motivasi kepada saya.
5. Lintang Enggartiasto, ST., MT. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
6. Fairuz Izdihar Athallah, ST. yang selalu berbagi ilmu, dan Raditya Aryanata, ST. yang senantiasa memberikan dukungan kepada kami.
7. Rizki Dian Ramadhan selaku rekan saya yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir dengan hasil yang terbaik.
8. Maulina Ismiatun Khasanah selaku *Support System*, seseorang yang senantiasa mendengarkan keluh kesah, tempat cerita, dan menjadi salah satu alasan utama dalam penyelesaian Tugas Akhir selain keluarga saya.
9. Keluarga "MAPATEK", "KANTOR", "ALIANSI SRPMK (Satuan Remaja Pemikul Momen Khusus)", juga semua teman-teman KMFT yang saya cintai dengan penuh rasa bangga, terima kasih telah memberikan

semangat dan motivasi serta senantiasa membantu proses penyelesaian Tugas Akhir ini.

10. Kepada musisi idola saya, Iksan Skuter, Bagus Dwi Danto, Fajar Merah, Jason Ranti dengan karya musik istimewa, penuh makna, penuh rasa yang telah menemani setiap saat, serta “Tanasaghara” karya musik penuh semangat perjuangan dan inspiratif.

Romi Firmansyah

30201900189



KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS PENDIDIKAN 10 LANTAI”. Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Strata 1 (S-1) Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir dan menyusun laporan, Penyusun telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini Penyusun menyampaikan terima kasih kepada :

1. Allah SWT. dan Rasulullah Muhammad SAW.
2. Kedua orang tua kami yang memberi kami motivasi dan selalu memberi semangat kepada kami.
3. Yth. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyono, MT, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
4. Yth. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang dan selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
5. Yth. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir.
6. Yth. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Semarang, Agustus 2023

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	vi
MOTTO	viii
PERSEMBAHAN.....	ix
KATA PENGANTAR.....	xii
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR.....	xix
DAFTAR NOTASI.....	xxiii
DAFTAR LAMPIRAN	xxx
ABSTRAK	xxxi
BAB I PENDAHULUAN	1
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.....	4
2.1. Tinjauan Umum	4
2.2. Pembebanan Gedung.....	4
2.2.1. Beban Mati	4
2.2.2. Beban Hidup	5
2.2.3. Beban Angin	5
2.2.3. Beban Gempa	5
2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa.....	5
2.3.1. Spektrum Respon Desain	5
2.3.2. Kategori Desain Seismik.....	6
2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain.....	6
2.3.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko Tertarget	7
2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung	7
2.3.6. Klasifikasi Situs	7
2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah yang Berbeda.....	7
2.3.8. Gaya Dasar Seismik	8
2.3.9. Pengaruh P - Delta	8
2.3.10. Simpangan Antar Tingkat	9
2.3.11. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur.....	9
2.3.12. Analisis Spektrum Respon Ragam.....	10
2.3.13. Periode Fundamental.....	10
2.3.14. Kombinasi Pembebanan Dasar	11
2.3.15. Kombinasi Beban Gempa	11

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen	11
2.5. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	12
2.6. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	12
2.7. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	13
2.8. Pelat.....	15
2.9. Tie Beam (<i>Sloof</i>)	16
2.10. <i>Joint</i> Rangka Momen Khusus (Hubungan Kolom – Balok)	16

BAB III METODE PERANCANGAN.....	17
3.1. Diagram Alir	17
3.2. Pengumpulan Data	18
3.3. Langkah – langkah Perancangan.....	18
3.4. Standar yang Digunakan	19

BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN	20
4.1. Perancangan Struktur Sekunder	20
4.1.1 Desain Tangga.....	20
4.1.1.1. Perhitungan Pembebanan.....	22
4.1.1.2. Analisis Struktur Tangga	23
4.1.1.3. Perhitungan Rasio Tebal Pelat	24
4.1.1.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan	25
4.1.1.5. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga	25
4.1.1.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes	28
4.1.2. Perancangan Balok Bordes	31
4.1.2.1. Pembebanan Balok Bordes Bawah	31
4.1.2.2. Pembebanan Balok Bordes Atas	34
4.1.3. Perancangan Balok Lift	38
4.1.3.1. Data Perancangan	38
4.1.3.2. Pembebanan Lift	39
4.1.3.3. Balok Penggantung Lift 25/40	40
4.1.4. Perhitungan Desain Struktur Atap	43
4.1.4.1. Perhitungan Gording	43
4.1.4.1.1. Data Perancangan	43
4.1.4.1.2. Perhitungan Beban	44
4.1.4.1.3. Perhitungan Momen Akibat Beban.....	46
4.1.4.1.4. Perhitungan Momen <i>Ultimate</i> pada Gording	48
4.1.4.1.5. Perhitungan Momen Nominal	49
4.1.4.1.6. Menghitung Momen Yang Terjadi (M_A , M_B , dan M_C).....	51
4.1.4.1.7. Kontrol Momen Nominal.....	52
4.1.4.2. Perhitungan Landasan Gording.....	52
4.1.4.2.1. Data Perancangan.....	52
4.1.4.2.2. Perhitungan Pembebanan	52
4.1.4.2.3. Kombinasi Pembebanan.....	53
4.1.4.2.4. Perhitungan Dimensi Landasan Gording	53
4.1.4.2.5. Perhitungan Kontrol Tegangan	54
4.1.4.3. Perhitungan Ikatan Angin	55
4.1.4.3.1. Perhitungan Pembebanan	55

4.1.4.3.2. Perhitungan Dimensi Ikatan Angin	56
4.1.4.3.3. Perhitungan Dimensi Ikatan Angin	56
4.1.4.4. Perhitungan Kuda-kuda	57
4.1.4.4.1. Data Perancangan	57
4.1.4.4.2. Perhitungan Pembebanan	58
4.1.4.4.3. Perhitungan Gaya pada Kuda-kuda	59
4.1.4.4.4. Perhitungan Momen Tekan Nominal	59
4.1.4.4.5. Perhitungan Momen Nominal	61
4.1.4.4.6. Perhitungan Geser Nominal	63
4.1.4.5. Perhitungan <i>Overstack</i> Kuda-kuda	63
4.1.4.5.1. Data Perancangan	64
4.1.4.5.2. Perhitungan Gaya pada <i>Overstack</i>	65
4.1.4.5.3. Perhitungan Momen Tekan Nominal	65
4.1.4.5.4. Perhitungan Momen Nominal	66
4.1.4.5.5. Perhitungan Geser Nominal	69
4.1.4.6. Perhitungan Geser Nominal	70
4.1.4.6.1. Data Perancangan	70
4.1.4.6.2. Perhitungan Gaya pada Kolom Baja	70
4.1.4.6.3. Perhitungan Momen Tekan Nominal	70
4.1.4.6.4. Perhitungan Momen Nominal	72
4.1.4.6.5. Perhitungan Geser Nominal	73
4.2. Permodelan Struktur	74
4.3. Analisis Struktur	98
4.3.1. Pembebanan Gravitasi	98
4.3.2. Pembebanan Gempa Pada Struktur	110
4.3.3. Gaya Lateral Ekuivalen	126
4.4. Cek Kapasitas Penampang	159
4.4.1. Perancangan Balok	160
4.4.1.1. <i>Input</i> Data Balok	160
4.4.1.2. Perhitungan Material	162
4.4.1.3. Pengecekan Syarat Geometri	162
4.4.1.4. Desain Lentur	163
4.4.1.5. Desain Geser	171
4.4.1.6. Desain Torsi	174
4.4.1.7. <i>Detail</i> Tulangan Balok	179
4.4.2. Perancangan Kolom	183
4.4.2.1. Data Perancangan	183
4.4.2.2. Persyaratan Acuan	183
4.4.2.3. Pengecekan Konfigurasi Penulangan	185
4.4.2.4. Persyaratan <i>Strong Column Weak Beam (SCWB)</i>	185
4.4.2.5. Desain Tulangan <i>Confinement</i>	188
4.4.2.6. Desain Tulangan Geser	192
4.4.2.7. Desain Hubungan Balok-Kolom	201
4.4.3. Perancangan Pelat	203
4.4.3.1. Data Bahan Struktur	203
4.4.3.2. Data Pelat Lantai	203
4.4.3.3. Beban Pelat Lantai	204
4.4.3.4. Penulangan Pelat Lantai	205

4.4.3.3. Kontrol Lendutan Pelat Lantai	207
4.5. Perancangan Struktur Bawah	209
4.5.1. Perhitungan Pondasi.....	209
4.5.1.1. Data Properti Material.....	209
4.5.1.2. Data Tanah	210
4.5.1.3. Tahanan Aksial Tiang Pancang.....	210
4.5.1.4. Tahanan Lateral Tiang Pancang.....	214
4.5.2. Perhitungan <i>Pile Cap</i> PC 9	216
4.5.2.1. Data Properti Material.....	218
4.5.2.2. Jumlah Susunan Tiang	218
4.5.2.3. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial	219
4.5.2.4. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral.....	221
4.5.2.5. Tinjauan Geser Arah X	221
4.5.2.6. Tinjauan Geser Arah Y	223
4.5.2.7. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS).....	225
4.5.2.8. Cek Penulangan Lentur <i>Pile Cap</i> PC 9	226
4.5.2.8.1. Tulangan Lentur Arah X	226
4.5.2.8.2. Tulangan Lentur Arah Y	229
4.5.2.8.3. Tulangan Susut	231
4.5.3. Perhitungan <i>Pile Cap</i> PC 12	233
4.5.3.1. Jumlah Susunan Tiang	234
4.5.3.2. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial	235
4.5.3.3. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral.....	236
4.5.3.4. Tinjauan Geser Arah X	237
4.5.3.5. Tinjauan Geser Arah Y	238
4.5.3.6. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS).....	240
4.5.3.7. Cek Penulangan Lentur <i>Pile Cap</i> PC 12.....	241
4.5.3.7.1. Tulangan Lentur Arah X	241
4.5.3.7.2. Tulangan Lentur Arah Y	244
4.5.3.7.3. Tulangan Susut.....	246
4.5.4. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang.....	247
4.5.4.1. Kontrol Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang (<i>Group Pile</i>)	247
4.5.5. Perhitungan <i>Tie Beam</i>	254
4.5.5.1. Data Perancangan.....	254
4.5.5.2. Penulangan Lentur <i>Tie Beam</i>	255

BAB V PENUTUP.....	259
5.1. Kesimpulan	259
5.2. Saran.....	263

DAFTAR PUSTAKA.....	xxxii
LAMPIRAN.....	xxxiii

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang Tanpa Balok Interior.....	15
Tabel 3.1. Peraturan Standar Perancangan.....	19
Tabel 4.1. Beban Mati.....	98
Tabel 4.2. Parameter Percepatan <i>Respon</i> RSA2021.....	110
Tabel 4.3. Data Tanah	111
Tabel 4.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Periode Pendek.....	112
Tabel 4.5. Parameter Respon Spektral Percepatan Periode 1 Detik	113
Tabel 4.6. Kategori Desain Seismik Periode Pendek.....	114
Tabel 4.7. Kategori Desain Seismik Periode 1 Detik.....	114
Tabel 4.8. Ragam Getar Struktur.....	118
Tabel 4.9. Periode Fundamental Struktur	120
Tabel 4.10. Tipe Struktur	121
Tabel 4.11. Cek Periode Getar dan Frekuensi.....	122
Tabel 4.12. Partisipasi Massa Struktur.....	124
Tabel 4.13. Rangkuman Analisis Gempa.....	124
Tabel 4.14. Data Analisis Spektrum	125
Tabel 4.15. Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen.....	127
Tabel 4.16. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik	128
Tabel 4.17. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X	129
Tabel 4.18. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y	130
Tabel 4.19. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai	132
Tabel 4.20. Perhitungan Gempa Statik	134
Tabel 4.21. Rekapitulasi Beban Gempa Statik	136
Tabel 4.22. Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik.....	136
Tabel 4.23. Rekapitulasi Gaya Geser Desain dan Gaya Lateral Desain	138
Tabel 4.24. Simpangan Antar Tingkat Izin.....	139
Tabel 4.25. Simpangan Antar Lantai Arah X	140
Tabel 4.26. Simpangan Antar Lantai Arah Y	141
Tabel 4.27. Kontrol Efek P-Delta	143

Tabel 4.28. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A Arah X dan Y.....	146
Tabel 4.29. Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	148
Tabel 4.30. Rekapitulasi Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal	149
Tabel 4.31. Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan.....	149
Tabel 4.32. Perhitungan Ketidakberaturan Massa	150
Tabel 4.33. Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal	151
Tabel 4.34. Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	152
Tabel 4.35. Momen Torsi Arah X.....	152
Tabel 4.36. Momen Torsi Arah Y	153
Tabel 4.37. Gaya Geser Dasar.....	154
Tabel 4.38. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Release</i> Balok Arah X	155
Tabel 4.39. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Release</i> Balok Arah X	156
Tabel 4.40. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Release</i> Balok Arah Y	157
Tabel 4.41. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Release</i> Balok Arah Y	157
Tabel 4.42. Kombinasi Pembebanan Ultimit	158
Tabel 4.43. Kombinasi Pembebanan Layan.....	159
Tabel 4.44. Jumlah Tulangan Longitudinal untuk Torsi.....	179
Tabel 4.45. Data Tulangan Balok	179
Tabel 4.46. Beban Terfaktor dan Momen	189
Tabel 4.47. Data Tulangan Kolom.....	203
Tabel 4.48. Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi Tumpuan Bebas dan Terjepit Penuh	205
Tabel 4.49. Data Tanah Lokasi yang Ditinjau	211
Tabel 4.50. Hasil Uji SPT	213
Tabel 4.51. Kohesi Tanah Sepanjang Tiang	215
Tabel 4.52. Data Susunan Tiang Pancang PC 9.....	220
Tabel 4.53. Data Susunan Tiang Pancang PC 12.....	236

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat.....	9
Gambar 2.2. Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i>	13
Gambar 2.3. Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (<i>Wide Beam</i>) dan Persyaratan Tulangan Transversal.....	14
Gambar 2.4. Senggang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal	15
Gambar 3.1. Diagram Alir Perancangan	17
Gambar 4.1. Denah Tangga	20
Gambar 4.2. Potongan Tangga.....	21
Gambar 4.3. <i>Detail</i> Pelat Tangga.....	21
Gambar 4.4. Penulangan Pelat Tangga	25
Gambar 4.5. Penulangan Pelat Bordes.....	28
Gambar 4.6. Balok Bordes.....	31
Gambar 4.7. <i>Denah</i> Lift	38
Gambar 4.8. Desain Struktur Atap.....	43
Gambar 4.9. <i>Arah Pembebanan Profil Gording</i>	44
Gambar 4.10. Pengaruh Beban Angin Bangunan Gedung Tertutup dengan Atap Pelana	46
Gambar 4.11. Perancangan Perhitungan Gording.....	46
Gambar 4.12. 3D <i>Model View</i> 1.....	74
Gambar 4.13. 3D <i>Model View</i> 2.....	75
Gambar 4.14. 3D <i>Model View</i> 3.....	75
Gambar 4.15. 3D <i>Model View</i> 4.....	76
Gambar 4.16. 3D <i>Model View</i> 5.....	76
Gambar 4.17. 3D <i>Model View</i> 6.....	77
Gambar 4.18. Potongan Portal AS - 1.....	77
Gambar 4.19. Potongan Portal AS - 2.....	78
Gambar 4.20. Potongan Portal AS - 3.....	78
Gambar 4.21. Potongan Portal AS – 3”	79
Gambar 4.22. Potongan Portal AS - 4.....	79

Gambar 4.23. Potongan Portal AS - 5.....	80
Gambar 4.24. Potongan Portal AS - 6.....	80
Gambar 4.25. Potongan Portal AS - 0.....	81
Gambar 4.26. Potongan Portal AS – A	81
Gambar 4.27. Potongan Portal AS - B	82
Gambar 4.28. Potongan Portal AS - C	82
Gambar 4.29. Potongan Portal AS - D.....	83
Gambar 4.30. Denah Kolom Lantai 2	83
Gambar 4.31. Denah Kolom Lantai 3	84
Gambar 4.32. Denah Kolom Lantai 4	84
Gambar 4.33. Denah Kolom Lantai 5	85
Gambar 4.34. Denah Kolom Lantai 6	85
Gambar 4.35. Denah Kolom Lantai 7	86
Gambar 4.36. Denah Kolom Lantai 8	86
Gambar 4.37. Denah Kolom Lantai 9	87
Gambar 4.38. Denah Kolom Lantai Dak	87
Gambar 4.39. Denah Balok Lantai 2.....	88
Gambar 4.40. Denah Balok Lantai 3.....	88
Gambar 4.41. Denah Balok Lantai 4.....	89
Gambar 4.42. Denah Balok Lantai 5.....	89
Gambar 4.43. Denah Balok Lantai 6.....	90
Gambar 4.44. Denah Balok Lantai 7.....	90
Gambar 4.45. Denah Balok Lantai 8.....	91
Gambar 4.46. Denah Balok Lantai 9.....	91
Gambar 4.47. Denah Balok Lantai Dak	92
Gambar 4.48. Denah Pelat Lantai 2	92
Gambar 4.49. Denah Pelat Lantai 3	93
Gambar 4.50. Denah Pelat Lantai 4	93
Gambar 4.51. Denah Pelat Lantai 5	94
Gambar 4.52. Denah Pelat Lantai 6	94
Gambar 4.53. Denah Pelat Lantai 7	95
Gambar 4.54. Denah Pelat Lantai 8	95

Gambar 4.55. Denah Pelat Lantai 9	96
Gambar 4.56. Denah Pelat Lantai Dak.....	96
Gambar 4.57. Denah Fungsi Ruang Lantai 1	97
Gambar 4.58. Denah Fungsi Ruang Lantai 2-9	97
Gambar 4.59. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 2	99
Gambar 4.60. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 3	100
Gambar 4.61. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 4	100
Gambar 4.62. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 5	101
Gambar 4.63. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 6	101
Gambar 4.64. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 7	102
Gambar 4.65. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 8	102
Gambar 4.66. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 9	103
Gambar 4.67. <i>Input</i> Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai Dak	103
Gambar 4.68. <i>Input</i> Beban Dinding	104
Gambar 4.69. <i>Input</i> Beban Mati Atap.....	104
Gambar 4.70. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 2	105
Gambar 4.71. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 3	105
Gambar 4.72. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 4	106
Gambar 4.73. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 5	106
Gambar 4.74. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 6	107
Gambar 4.75. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 7	107
Gambar 4.76. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 8	108
Gambar 4.77. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai 9	108
Gambar 4.78. <i>Input</i> Beban Hidup pada Pelat Lantai Dak.....	109
Gambar 4.79. <i>Input</i> Beban Hidup Atap 1	109
Gambar 4.80. <i>Input</i> Beban Hidup Atap 2	109
Gambar 4.81. Spektral Percepatan RSA2021	110
Gambar 4.82. Spektrum <i>Respons</i> Desain	114
Gambar 4.83. <i>Respons</i> Spektrum	116
Gambar 4.84. Mode 1 Translasi Arah Y	117
Gambar 4.85. Mode 2 Translasi Arah X	117
Gambar 4.86. Mode 3 Rotasi	118

Gambar 4.87. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X.....	129
Gambar 4.88. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y.....	131
Gambar 4.89. Gaya Geser Per Lantai.....	133
Gambar 4.90. Diagram Geser Kumulatif Arah X dan Y.....	137
Gambar 4.91. Gaya Lateral Desain	138
Gambar 4.92. Simpangan Antar Lantai Arah X.....	142
Gambar 4.93. Simpangan Antar Lantai Arah Y.....	142
Gambar 4.94. Efek P-Delta	144
Gambar 4.95. Denah Area Bukaannya	147
Gambar 4.96. Cek Syarat Redundansi	154
Gambar 4.97. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Releases</i> Balok Arah X	155
Gambar 4.98. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Releases</i> Balok Arah Y	156
Gambar 4.99. <i>Input</i> Gambar Balok.....	160
Gambar 4.100 <i>Input</i> Data Geometri Balok	161
Gambar 4.101. <i>Detail</i> Balok yang Ditinjau	181
Gambar 4.102 Prinsip Tulangan Utama Balok yang Ditinjau	182
Gambar 4.103. <i>Detail</i> Potongan Balok yang Ditinjau	183
Gambar 4.104. Kolom yang Ditinjau	185
Gambar 4.105. Diagram Interaksi Dari <i>Software SPColumn</i>	188
Gambar 4.106. Titik Pelat yang Ditinjau	204
Gambar 4.107. <i>Two Way Slab</i>	205
Gambar 4.108. Titik Lokasi PC 9	218
Gambar 4.109. <i>Detail</i> Pile Cap PC 9	220
Gambar 4.110. Tinjauan Geser Arah X	222
Gambar 4.111. Titik Lokasi PC 12	234
Gambar 4.112. <i>Detail</i> Pile Cap PC 12	254

DAFTAR NOTASI

a	= Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)
A_b	= Luas setiap batang atau kawat individu (mm ²)
A_{ch}	= Luas penampang komponen struktur yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal (mm ²)
A_{cp}	= Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton (mm ²)
A_{cv}	= Luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau pada kasus dinding dan luas bruto penampang beton dalam kasus diafragma, tebalnya tidak melebihi lebar diafragma (mm ²)
A_{cw}	= Luas penampang beton pilar tunggal, segmen horizontal dinding, atau balok kopel yang menahan geser (mm ²)
A_g	= Luas bruto penampang (mm ²)
A_j	= Luas penampang efektif pada <i>joint</i> di bidang paralel terhadap bidang tulangan yang menimbulkan geser dalam <i>joint</i> (mm ²)
A_l	= Luas total tulangan longitudinal untuk menahan torsi (mm ²)
A_o	= Luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan alir geser (mm ²)
A_{oh}	= Luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi <i>transversal</i> tertutup terluar (mm ²)
A_s	= Luas tulangan tarik <i>longitudinal non</i> prategang (mm ²)
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
A_{sh}	= Luas penampang total tulangan <i>transversal</i> (termasuk ikat silang) dalam spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi b_c
$A_{s \min}$	= Luas minimum tulangan lentur (mm ²)
A_{st}	= Luas total tulangan <i>longitudinal non</i> prategang (mm ²)
A_t	= Luas 1 kaki sengkang tertutup menahan torsi dalam spasi s (mm ²)
A_v	= Luas tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
$A_{v \min}$	= Luas minimum tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
A_x	= Faktor amplifikasi torsi
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
b	= Lebar muka tekan komponen struktur (mm)

b_c	= Dimensi penampang inti komponen struktur yang diukur ke tepi luar tulangan transversal yang membentuk luas A_{sh} (mm)
b_f	= Lebar sayap efektif penampang T (mm)
b_w	= Lebar badan, tebal dinding, diameter penampang lingkaran (mm)
c	= Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral (mm)
c_c	= Selimut bersih (<i>clear cover</i>) tulangan (mm)
c_t	= Jarak dari muka <i>interior</i> kolom ke tepi pelat yang diukur paralel terhadap c_1 , tetapi tidak melebihi c_2 (mm)
c_1	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah bentang dimana momen ditentukan (mm)
c_2	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah tegak lurus terhadap c_1 (mm)
C	= Konstanta penampang untuk menentukan properti torsi pelat dan balok
C_d	= Faktor pembesaran simpangan lateral
C_s	= Koefisien <i>respons</i> seismik
C_u	= Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
C_v	= Koefisien vertikal
d	= Tinggi efektif pelat, jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik <i>longitudinal</i> (mm)
d'	= Jarak serat tekan jauh ke pusat tulangan tekan <i>longitudinal</i> (mm)
d_b	= Diameter nominal batang tulangan (mm)
D	= Pengaruh beban mati layan
D_F	= Faktor distribusi momen di bagian atas dan kolom yang didesain
E	= Pengaruh gaya gempa horizontal dan vertikal
E_c	= Modulus elastisitas beton (MPa)
E_h	= Pengaruh gaya seismik horizontal
E_s	= Modulus elastisitas tulangan dan baja struktural (MPa)
E_v	= Pengaruh gaya seismik vertikal
f'_c	= Kekuatan tekan beton (MPa)

f_r	= Modulus hancur (<i>rupture</i>) beton (MPa)
f_s	= Tegangan tarik dihitung dalam tulangan saat beban layan (MPa)
f_s'	= Tegangan dalam tulangan tekan terkena beban terfaktor (MPa)
f_y	= Kekuatan leleh tulangan (MPa)
f_{yt}	= Kekuatan leleh tulangan transversal yang disyaratkan f_y (MPa)
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek (pada periode 0,2 detik)
F_i, F_x	= Bagian dari gaya geser dasar, V , pada tingkat- i atau tingkat- x
F_p	= Gaya seismik yang bekerja pada elemen atau komponen dari struktur
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik)
F_x	= Gaya seismik lateral (kN) di level- x
h	= Tebal atau tinggi keseluruhan komponen struktur (mm)
h_n	= Batasan tinggi struktur (m)
h_{sx}	= Tinggi tingkat untuk tingkat- x (mm)
h_w	= Tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas atau tinggi bersih segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau (mm)
h_x	= Spasi horizontal ikat silang atau kaki sengkang pengekang (<i>hoop</i>) pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom
I_{cr}	= Momen inersia penampang retak ditransformasi ke beton (mm ⁴)
I_e	= Faktor keutamaan gempa, momen inersia efektif untuk perhitungan defleksi (mm ⁴)
I_g	= Momen inersia penampang beton bruto terhadap sumbu pusat, yang mengabaikan tulangan (mm ⁴)
k	= Faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan
k_f	= Faktor kekuatan beton
k_n	= Faktor efektivitas pengekangan
l	= Panjang bentang balok atau pelat satu arah (mm)
l_c	= Panjang komponen tekan, diukur dari pusat ke pusat <i>joint</i> (mm)
l_n	= Panjang bentang bersih diukur muka ke muka tumpuan (mm)
l_o	= Panjang, diukur dari muka <i>joint</i> sepanjang sumbu komponen struktur, dimana tulangan transversal khusus disediakan (mm)

l_w	= Panjang seluruh dinding, atau panjang segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser (mm)
L	= Pengaruh beban hidup layan
Lr	= Pengaruh beban hidup atap layan
MCE_R	= Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
M_{cr}	= Momen retak (N-mm)
M_{max}	= Momen maksimum terfaktor pada penampang akibat beban luar yang bekerja (N-mm)
M_n	= Kekuatan lentur nominal pada penampang (N-mm)
M_{nb}	= Kekuatan lentur nominal balok termasuk pelat bilamana tertarik, yang merangka ke dalam <i>joint</i> (N-mm)
M_{nc}	= Kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam <i>joint</i> , yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur yang terendah (N-mm)
M_{pr}	= Kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka <i>joint</i> yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1,0
M_u	= Momen terfaktor pada penampang (N-mm)
n	= Jumlah batang tulangan
N_i	= Tahanan penetrasi standar sesuai SNI 4153:2008
$\bar{N}$	= Tahanan penetrasi standar rata-rata lapisan 30 m paling atas
$\bar{N}_{ch}$	= Tahanan penetrasi standar rata-rata tanah nonkohesif dalam lapisan 30 m paling atas
N_u	= Gaya aksial terfaktor tegak lurus terhadap penampang yang terjadi serentak dengan V_u atau T_u (N-mm)
p_{cp}	= Keliling luar penampang beton (mm)
p_h	= Keliling pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm)
P_n	= Kekuatan aksial nominal penampang (N)
P_u	= Gaya aksial terfaktor (N)

q_u	= Beban terfaktor per satuan luas (N/m^2)
Q_E	= Pengaruh gaya seismik horizontal
r	= Radius girasi penampang komponen struktur tekan (mm)
R	= Koefisien modifikasi <i>respons</i>
s	= Spasi pusat ke pusat suatu benda (mm)
s_o	= Spasi pusat ke pusat tulangan transversal dalam panjang I_e (mm)
s_u	= Kuat geser niralir
$\bar{s}_u$	= Kuat geser niralir rata-rata di dalam lapisan 30 m paling atas
S_{ui}	= Kuat geser niralir suatu lapisan tanah kohesifi di dalam lapisan 30 m paling atas
S_a	= <i>Respons</i> spektra percepatan
S_{DS}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral pada periode pendek
S_{D1}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral pada periode 1 detik
S_{MS}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	= Percepatan percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_s	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode pendek
S_1	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode 1 detik
S_n	= Kekuatan momen, geser, aksial, torsi atau tumpu nominal
t	= Tebal dinding penampang (mm)
T	= Periode fundamental bangunan
T_a	= Periode fundamental pendekatan
T_{cr}	= Momen retak torsi (N-mm)
T_L	= Peta transisi periode panjang
T_n	= Kekuatan momen torsi nominal (N-mm)
T_u	= Momen torsi terfaktor pada penampang (N-mm)
U	= Kekuatan perlu untuk menahan beban terfaktor atau momen dan gaya dalam yang terkait dengan kombinasinya

v_s	= Kecepatan rambat gelombang geser pada regangan geser yang kecil (m/detik) ($< 10^{-3}$ persen)
$\bar{v}_s$	= Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata pada regangan geser yang kecil, di dalam lapisan 30 m teratas
v_{si}	= Kecepatan rambat gelombang geser dalam lapisan tanah atau batuan ke- i, di dalam lapisan 30 m paling atas
V	= Geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau
V_c	= Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton (N)
V_e	= Gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa (N)
V_{IX}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah X
V_{IY}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah Y
V_n	= Kekuatan geser nominal (N)
V_s	= Kekuatan geser nominal diberikan oleh penulangan geser (N)
V_{sway}	= Gaya geser rencana berdasarkan momen kapasitas pada balok
V_t	= Nilai desain dari gaya geser dasar akibat seismik
V_u	= Gaya geser terfaktor penampang (N)
V_x	= Geser seismik desain di tingkat-x
V_X	= Gaya geser dasar pada arah X
V_Y	= Gaya geser dasar pada arah Y
w_c	= Berat volume beton normal atau berat volume ekuivalen beton ringan (kg/m^3)
w_u	= Beban terfaktor per satuan panjang balok atau pelat satu arah (N/mm)
W	= Berat seismik efektif bangunan
W_t	= Berat total struktur
x	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih pendek (mm)
y	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih panjang (mm)
α	= Sudut yang menentukan orientasi tulangan

α_c	= Koefisien yang menentukan kontribusi relatif kekuatan beton terhadap kekuatan geser dinding nominal
β_1	= Faktor yang menghubungkan tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen dengan tinggi sumbu netral
δ	= Faktor pembesaran momen untuk mencerminkan pengaruh kurvatur komponen struktur antara ujung-ujung komponen struktur tekan
δ_u	= Perpindahan desain
δ_{max}	= Perpindahan maksimum (mm) di Tingkat-X
δ_{avg}	= Rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di Tingkat-X
δ_x	= Defleksi pusat massa di Tingkat-X
δ_{xe}	= Defleksi pada lokasi ditentukan dengan analisis elastik
Δ	= Simpangan antar tingkat desain
Δ_a	= Simpangan antar tingkat yang diizinkan
ε_t	= Regangan tarik netto dalam lapisan terjauh baja tarik longitudinal pada kekuatan nominal, tidak termasuk regangan akibat dari prategang efektif, rangkai, susut, dan suhu
ε_{ty}	= Nilai regangan tarik netto pada lapisan terluar dari tulangan tarik longitudinal yang digunakan untuk menentukan penampang terkontrol tekan
θ	= Sudut antara sumbu strut, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord (<i>chord</i>) tarik komponen struktur; Koefisien stabilitas untuk pengaruh P-Delta
ρ	= Rasio A_s terhadap bd , Faktor redundansi struktur
ϕ	= Faktor reduksi kekuatan
λ	= Faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis tereduksi dari beton ringan, semuanya relatif terhadap beton normal dengan kekuatan tekan yang sama, Faktor pengaruh waktu
Ω_0	= Faktor kuat lebih, Faktor amplifikasi untuk memperhitungkan kekuatan lebih sistem penahan gaya seismik yang ditetapkan sesuai dengan tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 : Berita Acara Seminar Proposal Tugas Akhir
- Lampiran 2 : Berita Acara Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 3 : Lembar Koreksi Tugas Akhir
- Lampiran 4 : Daftar Hadir Dosen Penguji Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 5 : Daftar Hadir Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 6 : Lembar Bimbingan Tugas Akhir
- Lampiran 7 : Turnitin
- Lampiran 8 : Data Tanah
- Lampiran 9 : Beban Kumulatif Lantai
- Lampiran 10 : Gambar Kerja



ABSTRAK

PERANCANGAN ULANG GEDUNG FASILITAS PENDIDIKAN 10 LANTAI

Perancangan bangunan merupakan suatu hal yang sangat penting untuk diperhatikan dalam proses akan didirikannya sebuah bangunan. Analisis yang dilakukan meliputi Perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai dengan beban gempa, mendesain dimensi serta penulangan penampang balok, kolom, dan pelat, menganalisis ketidakberaturan struktur, menganalisis *strong column weak beam*, serta menganalisis penurunan pondasi dan perkiraan waktu penurunan.

Metodologi perancangan Tugas Akhir ini dimulai dari perumusan masalah, pengumpulan data, *preliminary design*, pemodelan struktur, cek stabilitas struktur, analisis pembebanan, dan kontrol keamanan struktur.

Berdasarkan hasil analisis, didapatkan kesimpulan Perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) memenuhi standarisasi perancangan SNI 1727:2020, SNI 1726:2019, dan SNI 2847:2019.

Kata Kunci : Perancangan Ulang, SRPMK, Struktur beton bertulang.

ABSTRACT

REDESIGN OF A 10-STORY EDUCATIONAL FACILITY BUILDING

Building design is a very important thing to consider in the process of erecting a building. The analysis carried out includes designing a 10-storey educational facility building with earthquake loads, designing dimensions and reinforcement of beam, column, and plate cross-sections, analyzing structural irregularities, analyzing strong column weak beam, and analyzing foundation settlement and estimated settlement time.

The design methodology of this Final Project starts from problem formulation, data collection, preliminary design, structural modeling, structural stability check, loading analysis, and structural safety control.

Based on the results of the analysis, it is concluded that the design of a 10-storey educational facility building using a Special Moment Bearing Frame System (SRPMK) meets the design standardization of SNI 1727:2020, SNI 1726:2019, and SNI 2847:2019.

Keywords : Redesign, Reinforced concrete structure, SRMF.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Perancangan bangunan merupakan suatu hal yang penting untuk diperhatikan dalam proses akan didirikannya sebuah bangunan. *Redesign* merupakan sebuah proses perancangan ulang sebuah struktur bangunan eksisting untuk melakukan suatu perubahan pada struktur dan fungsi bangunan untuk manfaat yang lebih baik dari desain sebelumnya. Pada perancangan ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini akan dirancang kembali dimensi komponen struktur atas hingga struktur bawah gedung tersebut agar lebih efisien.

Dalam era perkembangan zaman perancangan suatu bangunan selalu berkembang dengan ditemukannya sistem – sistem dan penelitian yang terbaru. Bangunan gedung bertingkat tinggi merupakan salah satu bangunan yang akan terus berkembang dalam beberapa tahun kedepan. Di kota – kota besar bangunan gedung bertingkat tinggi dibutuhkan dalam beberapa hal seperti sebagai tempat usaha, tempat tinggal, perkantoran, dan lain sebagainya.

Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai merupakan bangunan yang memiliki fungsi penunjang aktivitas mahasiswa di bidang non akademik. Sehingga untuk menjamin kelangsungan dan peningkatan gedung ini dapat mewujudkan bangunan gedung yang fungsional, andal, berjati diri, sepadan, selaras. Sehingga dalam sistem perancangannya harus benar – benar memperhatikan struktur bangunannya. Struktur bangunan harus dirancang berdasarkan standar yang berlaku sehingga akan menciptakan struktur bangunan yang kuat dan akan memberikan rasa aman dan nyaman bagi siapapun yang beraktivitas di dalam gedung tersebut.

Bangunan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai akan dirancang menggunakan software menggunakan struktur beton bertulang. Perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Perancangan gedung ini disesuaikan dengan Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019).

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini adalah seperti yang dinyatakan di bawah ini :

1. Bagaimana merancang struktur gedung bertingkat menggunakan standar SNI 1726:2019?
2. Bagaimana mendesain dimensi serta penulangan balok, kolom, dan pelat lantai menggunakan standar SNI 2847:2019?
3. Bagaimana menganalisis ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal?
4. Bagaimana menganalisis *strong column weak beam*?
5. Bagaimana menganalisis penurunan akhir pondasi dan perkiraan waktu penurunan?

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dari perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini adalah memperluas wawasan dalam ilmu rekayasa sipil khususnya perancangan struktur gedung bertingkat. Tujuan dari perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini adalah sebagai berikut :

1. Menganalisis struktur gedung bertingkat untuk beban gempa menggunakan standar SNI 1726:2019.
2. Mendesain dimensi serta penulangan balok, kolom, dan pelat lantai menggunakan standar SNI 2847:2019.
3. Menganalisis ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal.
4. Menganalisis *strong column weak beam*.
5. Mengetahui penurunan akhir pondasi dan perkiraan waktu penurunan.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai ini adalah sebagai berikut :

1. Struktur gedung difungsikan sebagai bangunan fasilitas pendidikan.
2. Perancangan tidak meliputi perancangan instalasi mekanikal, elektrikal, dan plumbing.

3. Tidak dilakukan peninjauan dari segi analisis biaya, metode pelaksanaan, serta manajemen konstruksi.
4. Peraturan yang digunakan dalam perancangan gedung fasilitas pendidikan 10 lantai ini adalah sebagai berikut :
 - a. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020).
 - b. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019)
 - c. Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019).

1.5. Sistematika Penulisan

Sistematika dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini terdiri dari 5 BAB yang disusun sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

BAB ini menerangkan tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah dan sistematika Tugas Akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

BAB ini menerangkan tentang konsep analisis beban gempa dan persyaratan struktur tahan gempa.

BAB III METODE PERANCANGAN

BAB ini menerangkan tentang pengumpulan data, analisis dan perhitungan, diagram alir, peraturan SNI yang akan digunakan, serta *software* yang digunakan.

BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN

BAB ini menerangkan cara analisis dari perancangan struktur berdasarkan *software* yang digunakan.

BAB V PENUTUP

BAB ini menerangkan tentang kesimpulan dari perancangan ulang Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Bangunan gedung bertingkat tinggi merupakan bangunan yang perlu diperhatikan dalam proses perancangannya. Proses perancangan yang dilakukan harus sesuai aturan-aturan yang telah ditetapkan sehingga bangunan tersebut aman dan layak digunakan. Perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi harus memperhatikan ketahanan strukturnya terhadap berat sendiri bangunannya, beban hidup yang nantinya akan bekerja pada bangunan tersebut dan beban gempa. Proses perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi mengacu pada beberapa peraturan agar dihasilkan struktur yang aman dan kokoh antara lain Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020), Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019).

2.2. Pembebanan Gedung

Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang struktur bangunan. Dalam proses perancangan struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada gedung. Beban pada gedung meliputi berat sendiri, beban kerja, pengaruh gaya prategang, gempa, kekangan terhadap volume dan perbedaan penurunan.

2.2.1. Beban Mati

Beban mati yaitu beban yang didominasi berat sendiri struktur bangunan yang mencakup dinding, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, dan juga *finishing*, komponen arsitektur yang tetap diam dan beberapa perlengkapan serta barang yang tidak bergerak. Nilai besaran beban mati yang digunakan yaitu sebesar 1,8 kN (SNI 1727:2020 Tabel C3.1-1 Beban Mati Desain Minimum).

2.2.2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh penghuni dan penggunaan bangunan gedung atau struktur lain. Termasuk beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban banjir dan beban gempa. Dalam hal ini gedung fasilitas pendidikan termasuk dalam kategori gedung perkantoran yang memiliki beban hidup senilai $2,5 \text{ kN/m}^2$.

2.2.3. Beban Angin

Beban angin adalah beban pada gedung yang terjadi karena adanya selisih dalam tekanan udara. Arah gaya beban angin tegak lurus dengan bangunan. Gaya terbesar beban angin berada pada bangunan yang paling tinggi.

2.2.4. Beban Gempa

Gempa bumi merupakan beban dinamis, yaitu beban yang besar dan arahnya dapat berubah-ubah menurut waktu. Salah satu akibat dinamis ini adalah gedung akan mengalami simpangan horizontal, apabila suatu bangunan telah melebihi syarat aman dari simpangan horizontal yang telah ditetapkan maka bangunan tersebut akan mengalami keruntuhan. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen akibat gempa (V) yang bekerja pada struktur bangunan gedung ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.1)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien *respons* seismik

W = Berat seismik efektif

Peta Gempa Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum dan parameter gerak tanah S_1 gempa maksimum dapat dilihat pada SNI 1726:2019.

2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa Bangunan Gedung

2.3.1. Spektrum Respons Desain

Dalam menghitung nilai spektrum *respons* desain dapat mengacu pada rumus-rumus berikut sesuai dengan aturan SNI 1726:2019 Pasal 6.4 :

1. Nilai $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.2)$$

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

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots (2.3)$$

3. Nilai $T_s \leq T \leq TL$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.4)$$

4. Nilai $TL \leq T$

$$S_a = \frac{S_{D1} \times TL}{T^2} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan :

T = Periode getar fundamental struktur (detik)

S_a = Nilai *respons* spektrum desain

S_{DS} = Parameter *respons* spektral percepatan desain periode pendek

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

Nilai T_0 dan T_s diperoleh dari :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$

2.3.2. Kategori Desain Seismik

Sebuah bangunan harus diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik untuk menentukan besarnya kemungkinan gempa saat merancang struktur bangunan tahan gempa. Kategori desain seismik berdasarkan parameter *respons* percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik dapat dilihat pada SNI 1726:2019 Pasal 6.5.

2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode S_{DS} dan periode S_{D1} :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter *respons* spektral percepatan desain periode pendek

S_{D1} = Parameter *respons* spektral percepatan desain periode 1 detik.

2.3.4. Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko

Tertarget

Nilai parameter *respons* spektral akselerasi pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan masing – masing menggunakan Persamaan 2.10 dan Persamaan 2.11.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.10)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots(2.11)$$

Keterangan :

S_s = Parameter *respons* spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_s = Parameter *respons* spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

Untuk koefisien situs F_a dan koefisien situs F_v dapat dilihat pada Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2019.

2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung

Kategori risiko bangunan ditentukan oleh sifat dan tujuan struktur. Menurut SNI 1726:2019, gedung fasilitas pendidikan termasuk dalam kategori risiko IV. Setelah mengetahui kategori risiko bangunannya maka akan diperoleh faktor keutamaan gempa dengan mengacu pada Tabel 4 SNI 1726:2020.

2.3.6. Klasifikasi Situs

Besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu lokasi harus dikategorikan sebelum membuat kriteria desain seismik untuk bangunan di permukaan tanah. Untuk data klasifikasi situs dapat dilihat pada Tabel 5 SNI 1726:2020.

2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda

Saat menggunakan beberapa sistem gaya gempa, nilai R , D_c dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, bersama dengan batasan struktural yang tercantum dalam Tabel

12 SNI 1726:2019. Berdasarkan analisis, sistem yang digunakan dalam perancangan ini yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.3.8. Gaya Dasar Seismik

Dalam SNI 1726:2019 gaya dasar seismik dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots(2.36)$$

$$C_s = \frac{(S_{DS})}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(2.37)$$

$$C_s \max = \frac{S_{DS}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots(2.38)$$

$$C_s \min = 0,004 \times S_{DS} \times I_e > 0,001 \dots\dots\dots(2.39)$$

Persamaan 2.39 digunakan untuk menentukan nilai C_s untuk $S_1 \geq 0,6g$.

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(2.40)$$

2.3.9. Pengaruh P-Delta

SNI 1726:2019 menyatakan bahwa jika koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,10$, tidak perlu memperhitungkan dampak P – delta pada geser dan momen tingkat, tekanan dan momen yang dihasilkan dari elemen struktur atau akibat simpangan antar tingkat.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots(2.41)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total di atas tingkat X

Δ = Simpangan antar tingkat desain

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat X dan X-1

H_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat X

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

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} , nilai θ_{max} dapat diperoleh menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots(2.42)$$

Dengan β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat X dan X-. β ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0 .

2.3.10. Simpangan Antar Tingkat

Perhitungan simpangan antar tingkat rancangan (Δ) sebagai selisih daviasi antara pusat massa dan di bawah tingkat. Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung simpangan pusat massa pada tingkat -x (δ_x) (mm) :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.43)$$

Keterangan :

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 12 SNI 1726:2019

δ_{xe} = Simpangan di tingkat -X yang disyaratkan ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 4 SNI 1726:2019



Gambar 2.1. Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Penyimpangan antar tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan tingkat yang diizinkan, menurut SNI 1726:2019. Untuk simpangan antar tingkat izin dapat dilihat pada Tabel 20 SNI 1726:2019.

2.3.11. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur

A. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan struktur horizontal adalah kategori untuk struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Sesuai ketentuan SNI 1726:2019,

ketidakberaturan horizontal ada 5 tipe. Untuk penjelasan tipe ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada Tabel 13 SNI 1726:2020.

B. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan struktur vertikal didefinisikan sebagai struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Sesuai ketentuan SNI 1726:2019, ketidakberaturan horizontal ada 5 tipe. Untuk penjelasan tipe ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada Tabel 14 SNI 1726:2020.

2.3.12. Analisis Spektrum Respons Ragam

A. Jumlah Ragam

Untuk mencapai massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur, maka untuk ragam satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

B. Parameter Respons Ragam

Nilai parameter desain, termasuk simpangan antar lantai, gaya dukung dan gaya eemen struktur individu harus dihitung dengan masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dalam 0 atau 0 dibagi kuantitas (R / I_e). Sedangkan nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d / I_e).

2.3.13. Periode Fundamental

Nilai krusial yang perlu dipertimbangkan saat merancang konstruksi bangunan tahan gempa adalah periode dasar (T). Karakteristik struktural dan karakteristik deformasi bagian pendukung dalam analisis yang diuji dapat digunakan untuk menentukan nilai periode dasar struktur. Periode pendekatan (T_a) juga dapat digunakan secara langsung untuk menentukan nilai periode dasar (T). Berdasarkan SNI 1726:2019 nilai T_a dapat dicari menggunakan persamaan berikut :

$$T_{\max} = C_u T_a \dots \dots \dots (2.44)$$

$$T_a = C_t h_n^x \dots \dots \dots (2.45)$$

Berikut merupakan persamaan yang menjadi acuan untuk menentukan periode desain yang akan digunakan :

Jika $T_c < T_a$, maka yang diambil adalah dari perhitungan manual T_a

jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka yang diambil adalah perhitungan software T_c

Jika $C_u \times T_a < T_c$, maka yang diambil adalah perhitungan pendekatan $C_u \times T_c$

Keterangan :

T = Periode getar struktur (detik)

C_u = Koefisien untuk batasan atas periode yang dihitung

T_a = Periode pendektan (detik)

T_{max} = Periode maksimum (detik)

H_n = Ketinggian struktur (m)

T_c = Periode fundamental struktur hasil ETABS (detik)

C_t dan X ditentukan dari Tabe 18 SNI 1726:2019

2.3.14. Kombinasi Pembebanan Dasar

Sebuah bangunan dibangun untuk dapat memiku beban yang akan diletakkan di atasnya. Berikut merupakan kombinasi pembebanan menurut SNI 1726:2019.

$$1,4D \dots\dots\dots(2.46)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.47)$$

$$1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots(2.48)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2.49)$$

$$0,9D + 1,0W \dots\dots\dots(2.50)$$

2.3.15. Kombinasi Beban Gempa

Sangat penting untuk mempertimbangkan perhitungan beban gempa saat merancang bangunan, terutama bangunan bertingkat tinggi, berikut merupakan kombinasi beban gempa menurut peraturan SNI 1726:2019.

$$1,2D + E_y + E_h + L \dots\dots\dots(2.51)$$

$$0,9D - E_y + E_h \dots\dots\dots(2.52)$$

$$1,2D + E_y + E_{mh} + L \dots\dots\dots(2.53)$$

$$0,9D - E_y + E_{mh} \dots\dots\dots(2.54)$$

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem Rangka Pemiku Momen (SRPM) adalah sistem rangka pemiku momen yang mealui mekanisme lentur dapat memiku beban lateral yang ditimbulkan oleh gempa

bumi serta gravitasi dalam ruang tumpuan lengkap. Beban mati struktur dan beban hidup yang dibawa di dalam gedung itu sendiri bersama – sama membentuk beban gravitasi. Beban angin dan seismik termasuk dalam beban lateral. Sistem Rangka Pemiku Momen (SRPM) meliputi tiga tingkatan berdasarkan SNI 1726:2019. Pada perencanaan ini sistem yang dipakai yaitu Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus (SRPMK).

2.5. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pada desain seismik kategori D dan E digunakan Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus (SRPMK). Sistem rangka ini pada struktur beton bertuang dengan detail menghasilkan struktur yang fleksible sehingga memiliki daktilitas yang tinggi. Berdasarkan Pasal 18.6 SNI 2847:2019, eemen struktur berikut merupakan bagian dari Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus (SRPMK):

- a. SNI 2847:2019 Pasal 18.6 ini mengatur tentang Sistem tahan gempa pada Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus (SRPMK)

- b. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) pada komponen struktur

$$P_u < A_g \times \frac{F_c}{10} \dots\dots\dots(2.55)$$

- c. Tinggi efektif (d) dan bentang bersih komponen struktur (l_n)

$$l_n > 4d \dots\dots\dots(2.56)$$

- d. Lebar komponen (b_w)

$$b_w > 0,3h \dots\dots\dots(2.57)$$

- e. $250 \text{ mm} < b_w < c + 2 \left(\frac{3}{4} h \right) \dots\dots\dots(2.58)$

2.6. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Spesifikasi dimensi penampang kolom Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus (SRPMK) menurut SNI 2847:2019 adalah sebagai berikut :

- Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm bila diukur dalam garis lurus meintasi pusat geometri.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Berdasarkan Pasal 18.7.3.2 SNI 2847:2019, kekuatan lentur kolom harus memenuhi syarat seperti persamaan 2.27 agar kolom lebih besar dari pada balok

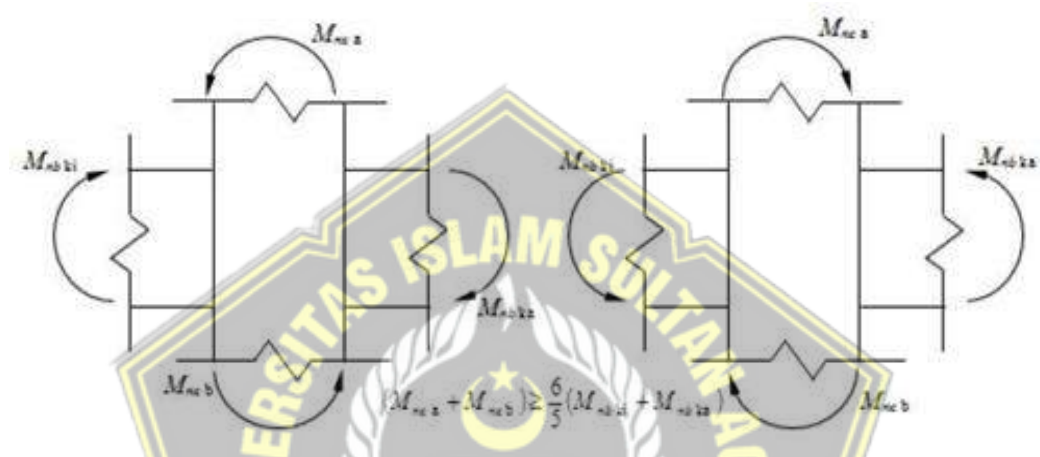
(*strong column weak beam*) dan guna mengurangi kemungkinan leleh pada kolom yang dianggap sebagai bagian dari sistem pemiku gaya seismik.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \dots\dots\dots (2.59)$$

Keterangan :

$\sum M_{nc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangkap ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangkap ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

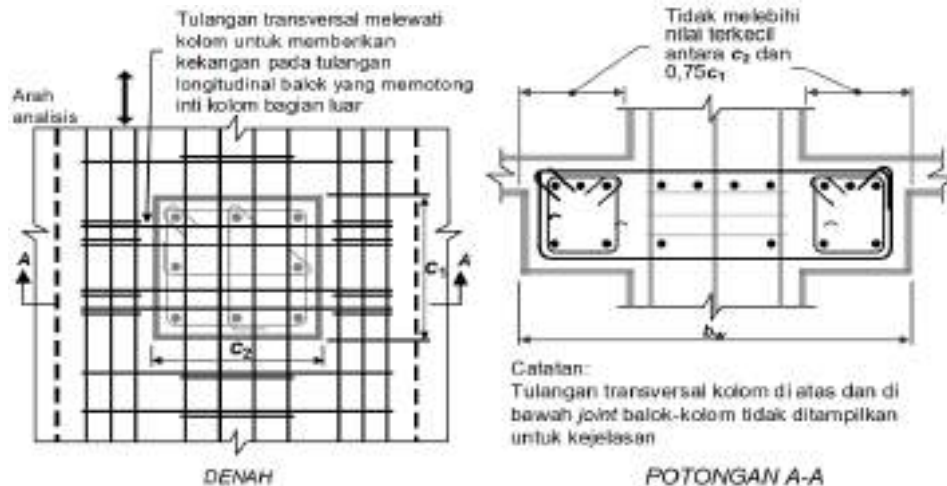


Gambar 2.2. Konsep *Strong Column Weak Beam*

2.7. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019 syarat dimensi penampang balok SRPMK adalah sebagai berikut :

- Bentang bersih l_n harus minimal $4d$.
- Lebar penampang b_w harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
- Proyek lebar balok yang meampaui kolom penumpu tidak boleh meebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.



Gambar 2.3. Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (Wide Beam) dan Persyaratan Tulangan Transversal

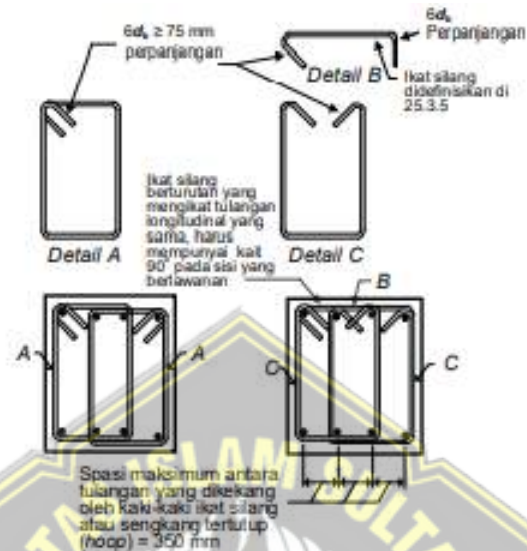
Sesuai SNI 2847:2019 tulangan longitudinal pada balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada pertimbangan kerapatan tulangan dan secara langsung membatasi tegangan geser balok dengan proporsi tipikal maka batasan rasio tulangan adalah 0,025. Sambungan lewatan diperbolehkan jika sengkang spiral digunakan di sepanjang sambungan lewatan, tetapi tidak diperbolehkan di dalam sambungan, dalam dua kali kedalaman balok dari permukaan sambungan atau dua kali kedalaman balok dari penampang kritis. Sambungan las harus mengikuti Pasal 18.2.8 SNI 2847:2019 serta Pasal 18.2.7 SNI 2847:2019 untuk mekanisme penyambungannya.

Sesuai SNI 2847:2019, tulangan transversal digunakan sebagai kekangan beton mempertahankan pendukung lateral untuk batang tulangan di lokasi keeehan terjadi. Sengkang pengegang yang terdapat pada tulangan transversal pada lokasi balok sebagai berikut :

- Di kedua ujung balok, sepanjang garis yang memanjang dua kali tinggi balok dari geagar ke tengah bentang.
- Peeehan lentur diperkirakan terjadi di sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi penampang.

Sengkang dengan kait seismik pada kedua ujungnya, dua batang tulangan dan pengikat silang untuk penutup dapat digunakan sebagai pengikat pada balok. Sengkang pengegang pertama ditempatkan tidak lebih 50 mm dari muka kolom penumpu. Jarak sengkang pengegang tidak boleh lebih besar dari :

- $d/4$ dengan d adalah diameter tulangan.
- Sesuai dengan Pasal 9.7.2.3 SNI 2847 – 2019, tulangan longitudinal samping yaitu enam kali diameter terkecil tulangan lentur utama.
- 150 mm.



Gambar 2.4. Sengkang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal

2.8. Pelat

Dalam SNI 2847:2019 tercantum beberapa aturan dalam merancang pelat dua arah yaitu sebagaimana ditunjukkan dalam Tabe 2.1.

Tabel 2.1. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah
Non Prategang Tanpa Balok Interior

Fy, MPa ⁽²⁾	Tanpa drop panel ⁽³⁾			Dengan drop panel ⁽³⁾		
	Panel eksterior	Panel interior	Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok	Dengan balok tepi ⁽⁴⁾		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
280	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
420	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$
520	$L_n/28$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/34$	$L_n/34$

2.9. Tie Beam (Sloof)

Sesuai SNI 2847:2019 ada beberapa persyaratan dalam merencanakan *tie beam* antara lain :

- Harus memiliki tulangan longitudinal menerus yang harus disalurkan dalam atau melewati kolom yang ditumpu atau diangkur dalam pondasi tetap.
- Dimensi penampang terendah tidak boleh lebih besar dari 450 mm, tetapi tidak boleh kurang dari ruang kosong antara kolom yang terhubung dibagi 20. Sengkang untuk pengekangan tertutup harus diberi jarak tidak lebih dari 300 mm atau setengah ukuran penampang ortogonal.
- *Sloof* dan balok-balok yang merupakan bagian pondasi pelat rakit yang dikenai lentur dari kolom yang merupakan bagian sistem pemikul gaya seismik harus memenuhi pasal 18.6 SNI 2847:2019.

Semua pengikat pondasi diharuskan memiliki kekuatan tarik dan tekan desain yang sekurang – kurangnya sama dengan gaya sebesar 10% S_{DS} dikali nilai terbesar beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pada penutup atau kolom tiang pondasi yang lebih besar sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.13.6.2.

2.10. Joint Rangka Pemikul Momen Khusus (Hubungan Kolom – Balok)

Pada Pasal 18.6.1 SNI 2847:2019 diwajibkan bahwa *joint* balok – kolom menghubungkan balok horizontal dan kolom vertikal pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 15.2 apabila *joint* dikekang secara lateral pada keempat sisi balok maka pada daerah *joint* balok – kolom interior bangunan tidak membutuhkan tulangan geser. Tulangan transversal dibutuhkan pada *joint* ini untuk mencegah tekuk pada tulangan longitudinal kolom. Luas kaki tulangan transversal pada *joint* balok – kolom berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 15.4.2 diambil dari :

$$0,062 \sqrt{F_c'} \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.60)$$

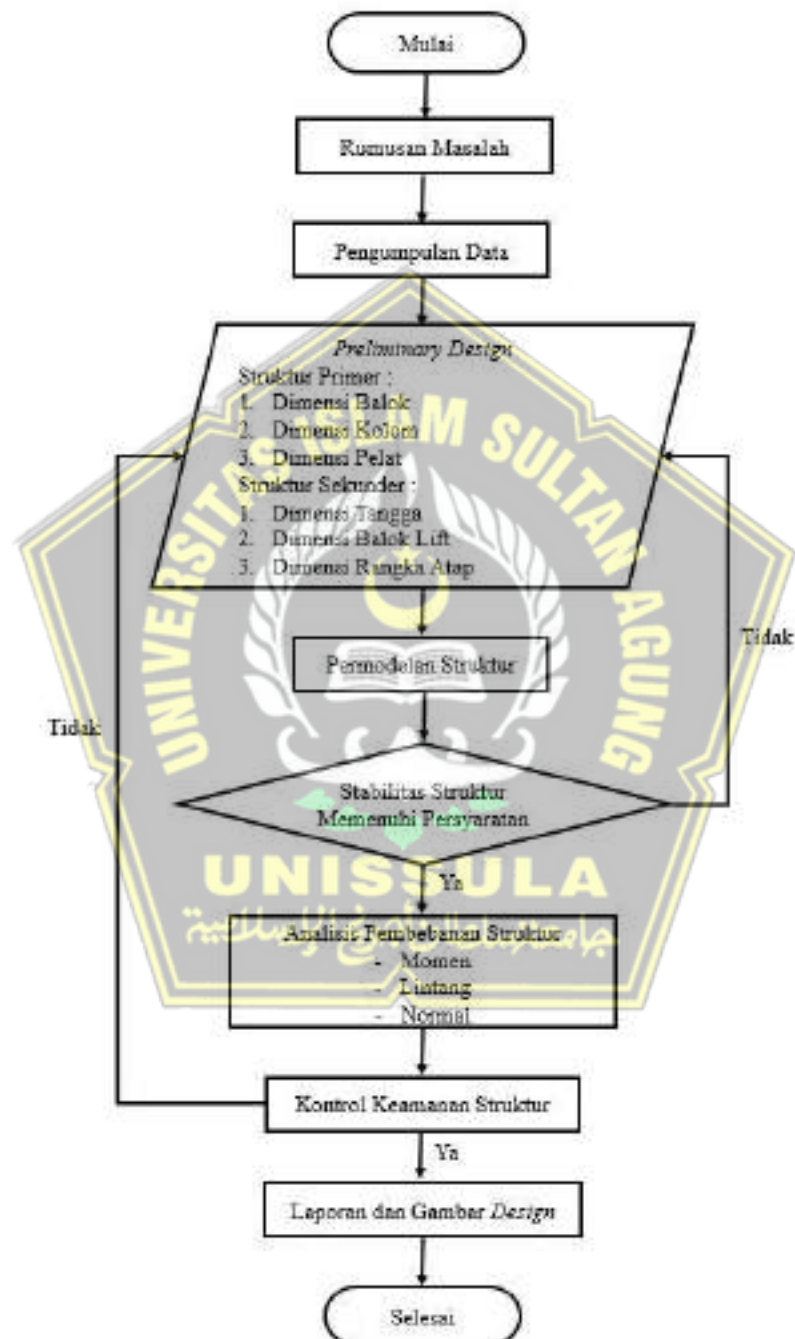
$$0,35 \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.61)$$

Dimana b merupakan dimensi bagian kolom yang tegak lurus terhadap arah yang dipantau.

BAB III

METODOLOGI PERANCANGAN

3.1. Diagram Alir



Gambar 3.1. Diagram Alir Perancangan

3.2. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan sebagai proses dari analisis dan perancangan perhitungan struktur. Data primer dan skunder tentang gedung ini dibutuhkan dalam perancangan yang pada Tugas Akhir ini. Beberapa data yang dikumpulkan antara lain :

1. Gambar Struktur dan Arsitektur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai.
2. Data Seismik Wilayah Semarang.

3.3. Langkah – langkah Perancangan

Analisis perancangan struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai yang akan dilaksanakan memiliki beberapa tahapan, yaitu :

1. Permodelan Struktur Gedung

Permodelan pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai menggunakan *software* ETABS v21.0.0. Fungsi *software* ETABS yaitu untuk menentukan gaya lintang, gaya momen dan gaya normal akibat pembebanan.

2. Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai berdasarkan SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum Perancangan Gedung dan Struktur Lain berdasarkan SNI 2726:2019. Serta menghitung Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen akibat gempa.

3. Perancangan dan Permodelan Elemen Struktur

Perancangan pada struktur atas meliputi :

a. Perancangan Pelat Lantai

- Menentukan beban pelat lantai berdasarkan SNI 2847:2019.
- Menghitung M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} .
- Merancang tulangan pelat.

b. Perancangan Balok

- Menentukan dimensi balok dengan tulangan.
- Membuat permodelan menggunakan *software*.
- Mengumpulkan data dari momen, gaya geser dan torsi.
- Mendesain penulangan lentur, penulangan transversal dan torsi.

c. Perancangan Kolom

- Mengumpulkan data gaya aksial dan gaya lateral dari *software*
- Menentukan dimensi kolom.
- Mendesain tulangan longitudinal.
- Melakukan perhitungan pada momen kapasitas kolom.
- Melakukan kontrol pada *Strong Column Weak Beam*.
- Menghitung tulangan transversal dan gaya geser desain (V_e).

d. Perancangan Hubungan Balok – Kolom (*Joint*)

- Melakukan perhitungan pada gaya geser pada *joint*.
- Melakukan perhitungan tulangan transversal.

3.4. Standar yang Digunakan

Perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai menggunakan beberapa peraturan dalam menentukan pembebanan dan perhitungan seperti yang terdapat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1. Peraturan Standar Perancangan

No	Nama Peraturan	Tentang
1	SNI 1727:2020	Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan lain
2	SNI 2847:2019	Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
3	SNI 1726:2019	Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
4	Standar peraturan lain yang berlaku di Indonesia	

BAB IV

ANALISIS PERHITUNGAN

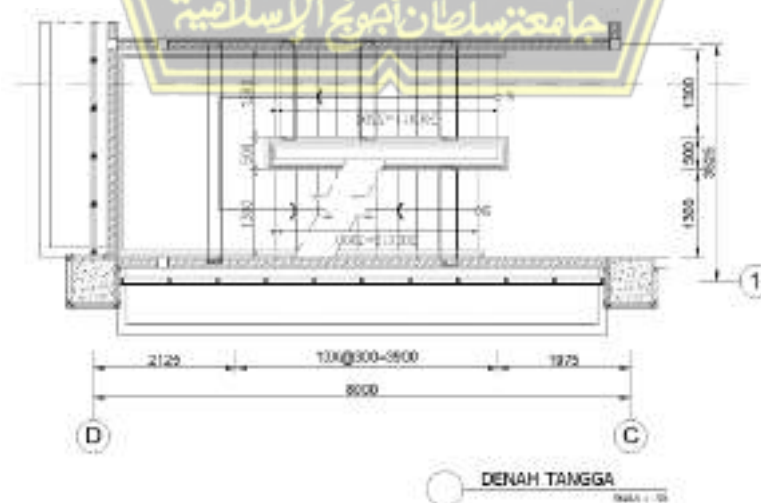
4.1. Perancangan Struktur Sekunder

Perhitungan struktur sekunder yang akan dibahas pada bab ini diantaranya adalah perancangan tangga, balok bordes, perancangan balok lift, dan perancangan atap.

4.1.1. Desain Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 4.1 dan data desain sebagai berikut :

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
Tinggi antar lantai	= 4200 mm
Panjang bordes	= 3525 mm
Lebar bordes	= 2125 mm
Lebar injakan	= 300 mm
Tinggi injakan	= 150 mm
Lebar tangga	= 1300 mm
Tebal plat tangga	= 150 mm
Tebal plat bordes	= 150 mm
Tebal seimut beton	= 30 mm

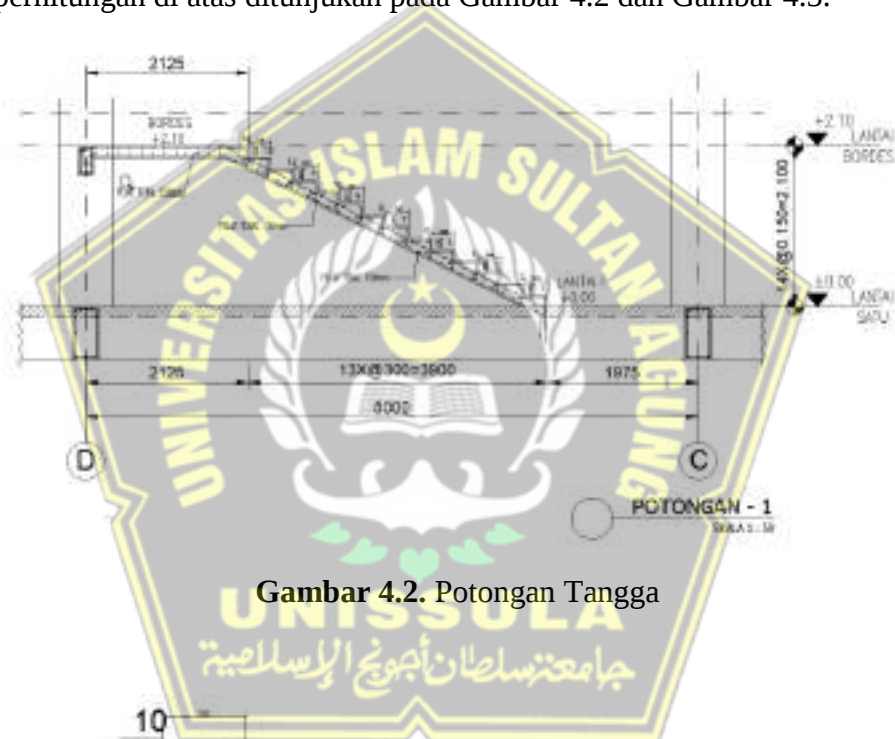


Gambar 4.1. Denah Tangga

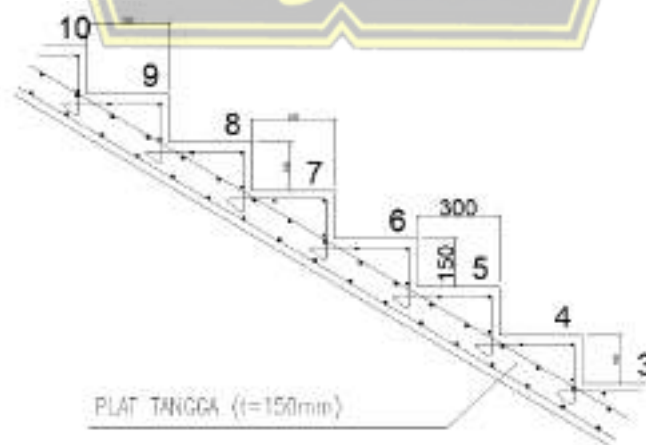
Dengan acuan data dan gambar di atas, untuk jumlah tanjakan, injakan, dan sudut kemiringan tangga dihitung berdasarkan setengah tingi dari tinggi antar lantai :

- Jumlah tanjakan : $n_t = 2100 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$
 $= 14 \text{ buah}$
- Jumlah injakan : $n_i = n_t - 1$
 $= 14 - 1$
 $= 13 \text{ buah}$
- Sudut kemiringan : $\alpha = \tan^{-1} (150 \text{ mm} / 300 \text{ mm})$
 $= 27^\circ$

Dari perhitungan di atas ditunjukkan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3.



Gambar 4.2. Potongan Tangga



Gambar 4.3. Detail Pelat Tangga

4.1.1.1. Perhitungan Pembebanan

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (*DL*)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,15}{\cos 27} \times 24 = 4,198 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tege (10 mm)} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (20 mm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total (DL)} = 5,358 \text{ kN/m}^2$$

Akibat gravitasi, maka :

$$QDL = 5,358 \times \cos 27^\circ = 4,773 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*LL*)

$$\text{Beban hidup tangga LL} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (4,595) + 1,6 (3) \\ &= 10,314 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (*DL*)

$$\text{Pelat bordes} = 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tege (10 mm)} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (20 mm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total (DL)} = 4,76 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*LL*)

$$\text{Beban hidup tangga LL} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (4,76) + 1,6 (3) \\ &= 10,512 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.1.1.2. Analisis Struktur Tangga

a. Reaksi Perletakan Tangga

Analisa struktur tangga menggunakan metode statis tertentu dengan perletakan sendi-rol.

$$\sum MC = 0$$

$$RA \times 5,875 - \left[10,314 \times 3,9 \times \left(\frac{3,9}{2} + 1,975 \right) \right] - \left[10,512 \times 1,975 \times \frac{3,9}{2} \right] = 0$$

$$RA \times 4,875 - 157,881 - 40,584 = 0$$

$$RA = \frac{178,394}{5,875}$$

$$RA = 30,365 \text{ kN}$$

$$\sum MA = 0$$

$$-RC \times 5,875 - \left[10,512 \times 1,975 \times \left(\frac{1,975}{2} + 3,9 \right) \right] - \left[10,314 \times 3,9 \times \frac{3,9}{2} \right] = 0$$

$$-RC \times 5,875 + 101,470 + 78,437 = 0$$

$$RC = \frac{179,907}{5,875}$$

$$RC = 30,620 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0$$

$$30,365 + 30,620 - (10,314 \times 3,9) - (10,512 \times 1,975) = 0 \text{ (Memenuhi)}$$

b. Gaya Dalam Tangga

Akibat beban yang diterima pada struktur tangga maka terjadi gaya-gaya akibat beban yang dibebankan tersebut seperti gaya momen, gaya lintang, dan gaya normal. Berikut ini adalah perhitungan untuk mendapatkan gaya-gaya tersebut.

1. Pada pelat bordes

- Gaya lintang

Potongan X_1

$$DX1 = RC - q1 \times X1 = 30,620 - 10,512 \times X1$$

$$X1 = 0 \text{ m} \quad \quad \quad DC = 0 \text{ kN}$$

$$X1 = 1,975 \text{ m} \quad \quad \quad DB = 9,858 \text{ kN}$$

- Momen

Potongan X_1

$$MX1 = RC \times X1 - q1 \times 0,5 \times X1^2$$

$$X1 = 0 \text{ m} \quad \quad \quad MC = 0 \text{ kN}$$

$$X1 = 1,975 \text{ m} \quad \quad \quad MB = 39,123 \text{ kN}$$

2. Pada pelat bordes

- Gaya lintang

$$\text{Titik B} = 9,858 \text{ kN} \times \sin 27 = 4,475 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik A} &= 4,475 - 10,314 \times \sin 27 \times 3,9 \\ &= -13,786 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya normal

$$\text{Titik B} = 9,858 \text{ kN} \times \cos 27 = 8,883 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik A} &= 8,883 - 10,314 \times \cos 27 \times 3,9 \\ &= -9,478 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya momen

Potongan X_2

$$M_{X2} = R_A \times X_2 - q_2 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$M_{X2} = 21,712 \times X_2 - 10,314 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \quad M_A = 0 \text{ kNm}$$

$$X_2 = 3,9 \text{ m} \quad M_B = 39,123 \text{ kNm}$$

- Momen maksimum

Momen maksimum terjadi pada daerah yang nilai gaya lintang nol ($D_x = 0$)

$$D_x = R_A - q_2 \times X_2 = 0$$

$$30,365 - 10,314 \times X_2 = 0$$

$$X = 2,944 \text{ m (dari titik A)}$$

$$M_{max} = R_A \times X - q_2 \times 0,5 \times X^2$$

$$\begin{aligned}M_{max} &= 30,365 \times 2,944 - 10,314 \times 0,5 \times 2,944^2 \\ &= 44,689 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4.1.1.3. Perhitungan Rasio Tebal Pelat

$$L_y = 3244,996 \text{ mm}$$

$$L_x = 1400 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = 3244,996 / 1400$$

$$= 2,318 > 2,00$$

Maka pelat tipe tangga termasuk pelat satu arah.

4.1.1.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

Dari momen maksimum yang didapat dari setiap bentang pada denah pelat tangga maupun pelat bordes dapat digunakan untuk perhitungan tulangan pada struktur tangga.

4.1.1.5. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga

Data perancangan tulangan :

$$Mu = 22,853274 \text{ kNm}$$

$$= 22853274 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal seimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan susut} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$



Gambar 4.4. Penuangan Pelat Tangga

$$dx = 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right)$$

$$= 113,5 \text{ mm}$$

$$dy = 150 - 30 - D \text{ lentur} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ susut}\right)$$

$$= 150 - 30 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right)$$

$$= 102 \text{ mm}$$

Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol tarik)}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$

$$= \frac{22853274}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2}$$

$$= 1,9711 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c^1}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c^1}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,971}{0,85 \times 30}}\right) \\ &= 0,00489\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0018 < 0,00489$$

Maka, dipakai $\rho = 0,0048$

Luas tulangan

$$\begin{aligned}A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_x \\ &= 0,00489 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 555,025 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c^1 \times b} \\ &= \frac{555,025 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 9,14\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c^1 - 28}{7}\right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{30 - 28}{7}\right) \\ &= 0,8\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{9,14}{0,8} \\ &= 10,94\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 10,94}{10,94} \\ &= 0,0281\end{aligned}$$

$$\epsilon_t > 0,005$$

$$0,0281 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan.

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 :

$$3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D13 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{555,025} \\ &= 239,025 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 239,025 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{150} \\ &= 884,433 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 555,025 \text{ mm}^2 \\ &\text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D13-150 mm.

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2 untuk mutu baja (f_y) 420 Mpa dipasang tulangan susut suhu dengan ρ sebesar 0,0018.

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ As \text{ perlu} &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\ &= 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847:2019 pasal 7.5.2.3).

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{270} \\ &= 290,741 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 290,741 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Jadi, tulangan susut yang dipakai D10-200 mm

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200^2} \\
 &= 392,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 270 \text{ mm}^2 \\
 &\text{(Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4.1.1.6 Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned}
 Mu &= 21,0286 \text{ kNm} \\
 &= 21028600 \text{ kNm} \\
 \text{Tebal pelat tangga} &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Tebal seimut beton} &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan lentur} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan susut} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Mutu baja (fy)} &= 420 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu beton (fc')} &= 30 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Gambar 4.5. Penuangan Pelat Bordes

$$\begin{aligned}
 dx &= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right) \\
 &= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right) \\
 &= 113,5 \text{ mm} \\
 dy &= 150 - 30 - D \text{ lentur} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ susut}\right) \\
 &= 150 - 30 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) \\
 &= 102 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan arah X

$\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} \\
 &= \frac{21028600}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2}
 \end{aligned}$$

$$= 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c^1}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c^1}}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,8}{0,85 \times 30}}\right)$$

$$= 0,00452$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0018 < 0,00452$$

Maka, dipakai $\rho = 0,00452$

Luas tulangan

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times 1000 \times d_x$$

$$= 0,00452 \times 1000 \times 113,5$$

$$= 513,06 \text{ mm}^2$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s_{\text{perlu}} \times f_y}{0,85 \times f_c^1 \times b} \\ &= \frac{513,06 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 8,45 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c^1 - 28}{7}\right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{30 - 28}{7}\right) \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{8,45}{0,85} \\ &= 9,94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 9,94}{9,94} \times 0,003 \\ &= 0,031 \end{aligned}$$

$$\epsilon_t > 0,005$$

$$0,031 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 :

$$3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D13 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{513,06} \\ &= 258,575 \text{ mm} \\ S &= 258,575 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm} \\ S_{pakai} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{150} \\ &= 884,433 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 513,06 \text{ mm}^2 \\ &\text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D13-150 mm.

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2 untuk mutu baja (f_y) 420 Mpa dipasang tulangan susut suhu dengan ρ sebesar 0,0018.

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ As \text{ perlu} &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\ &= 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847:2019 pasal 7.5.2.3).

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{270} \\ &= 290,741 \text{ mm} \\ S &= 290,741 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm} \\ S_{pakai} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan susut yang dipakai D10-150 mm

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{150} \\
 &= 523,333 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 270 \text{ mm}^2 \\
 &(\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

4.1.2 Perancangan Balok Bordes

Perencanaan desain balok bordes berdasarkan pada SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1 yaitu balok bordes dianggap sebagai balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang (l) 2900 mm didapatkan :

$$h = \frac{1}{16} = \frac{3100}{16} = 193,75 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok 400 x 200 mm.

4.1.2.1 Pembebanan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang atau direncanakan sebagaimana dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat perletakan dari tangga itu sendiri.

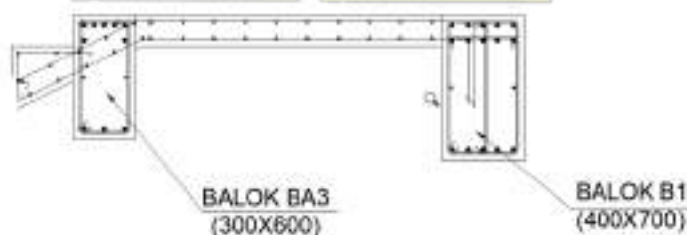
$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,4 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m.}$$

$$qd = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$Qd \text{ utimate} = 1,2 \times qd = 1,2 \times 1,92 = 2,304 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban pelat bordes} = 10,512 \text{ kN/m}$$

$$Qu = 12,82 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.6. Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{10} \times Qu \times l^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 12,82 \times 3,1^2
 \end{aligned}$$

$$= 12,32 \text{ kNm}$$

$$= 12320022 \text{ Nmm}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{senggang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$$

$$d = 342 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{12320022}{0,9 \times 200 \times 342^2} \\ &= 0,59 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc^1} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,47 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}}\right) \\ &= \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,59}{420}}\right) \\ &= 0,00141 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Syarat : $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$

$$0,00141 < 0,0033 \text{ (Memenuhi)}$$

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} As &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 200 \times 342 \\ &= 228 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2 menetapkan As tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{fc^1}}{fy} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 200 \times 342 \\ &= 223 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau,

$$\begin{aligned} A_s \min &= \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 200 \times 342}{420} \\ &= 228 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, A_s pakai = 228 mm²

Digunakan tulangan D16 mm ($A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{D16}} \\ &= \frac{228}{200,96} \\ &= 1,13 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 200} \\ &= 33,10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{33,10}{0,85} = 38,94 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{342}{38,94} - 1 \right) \\ &= 0,0235 \end{aligned}$$

Diipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{d}{c} a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(420 - \frac{d}{c} 33,10 \right)$$

$$= 4967218 \text{ Nmm}$$

$$= 49,67218 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 49,67218 \text{ kNm} > Mu = 10,77826 \text{ (Memenuhi)}$$

Penulangan Geser

$$Vu = 0,5 \times Qu \times l$$

$$= 0,5 \times 12,82 \times 3,1$$

$$= 19,871 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17\lambda \sqrt{fc'} \times b \times d)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1\sqrt{30} \times 200 \times 342) \times 10^{-1}$$

$$= 47,767 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi Vc \text{ kN} \leq Vu$$

$$23,8834 \text{ kN} \leq 18,58 \text{ kN}$$

(Tidak memenuhi)

Kekuatan geser balok tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum.

$$Vc1 = 0,333\sqrt{fc'} \times b \times d$$

$$= 0,333\sqrt{30} \times 200 \times 342$$

$$= 1247,56 \text{ kN}$$

$$Vs \leq Vc1$$

$$0 \leq 1247,56 \text{ kN (Memenuhi)}$$

Digunakan D10 mm dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{Av \times fy}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 942 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150).

4.1.2.2 Pembebanan Balok Bordes Atas

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat perletakan dari tangga itu sendiri.

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,4 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m.}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ kN/m} \\
qd &= 5,52 \text{ kN/m} \\
Qd \text{ ultimate} &= 1,2 \times qd = 1,2 \times 1,92 = 6,624 \text{ kN/m} \\
Qu &= 6,624 \text{ kN/m} \\
Mu &= \frac{1}{10} \times Qu \times l^2 \\
&= \frac{1}{10} \times 6,624 \times 3,1^2 \\
&= 6,365664 \text{ kNm} \\
&= 6365644 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$\begin{aligned}
d &= h - \text{decking} - \text{senggang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur} \right) \\
d &= 400 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16 \right) \\
d &= 342 \text{ mm} \\
Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\
&= \frac{6365664}{0,9 \times 200 \times 342^2} \\
&= 0,3 \text{ N/mm}^2 \\
m &= \frac{fy}{0,85 \times fc} \\
&= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
&= 16,47 \text{ N/mm}^2 \\
\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,3}{420}} \right) \\
&= 0,00072
\end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Syarat : $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$

$$0,00072 < 0,0033 \text{ (Memenuhi)}$$

Tulangan lentur tarik

$$As = \rho \text{ perlu} \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 200 \times 342$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 200 \times 342$$

$$= 223 \text{ mm}^2$$

Atau,

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 200 \times 342}{420}$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

Maka, A_s pakai = 228 mm²

Digunakan tulangan D16 mm ($A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ pakai}}}{A_{D16}}$$

$$= \frac{228}{200,96}$$

$$= 1,13 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

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

$$= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 200}$$

$$= 33,10 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{33,10}{0,85} = 38,94 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1\right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{342}{38,94} - 1\right) \\ &= 0,02594\end{aligned}$$

Diipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{d}{c}a\right)$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(420 - \frac{d}{c}33,1\right) \\ &= 4944429 \text{ Nmm} \\ &= 49,44429 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\phi Mn = 49,44429 \text{ kNm} > Mu = 5,570784 \text{ (Memenuhi)}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}Vu &= 0,5 \times Qu \times l \\ &= 0,5 \times 6,624 \times 3,1 \\ &= 10,2672 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17\lambda \sqrt{fc^1} \times b \times d)$$

$$\begin{aligned}\phi Vc &= 0,75 (0,17 \times 1\sqrt{30} \times 200 \times 342) \times 10^{-1} \\ &= 47,77 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi Vc \text{ kN} \leq Vu$$

$$23,9 \text{ kN} \leq 9,6 \text{ kN}$$

(Tidak memenuhi)

Kekuatan geser balok tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned}Vc_1 &= 0,333\sqrt{fc^1} \times b \times d \\ &= 0,333\sqrt{30} \times 200 \times 342 \\ &= 1247,56 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$Vs \leq Vc_1$$

$$0 \leq 1247,56 \text{ kN (Memenuhi)}$$

Digunakan D10 mm dua kali ($A_v = 158 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 942 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150).

4.1.3 Perancangan Balok Lift

4.1.3.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan rusun ini digunakan *lift* penumpang yang diproduksi oleh PT. Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut:

Tipe lift : Passenger Elevator

Kapasitas : 7,5 kN

Kecepatan : 60 m/min

Dimensi sangkar (car size) :

Car Wide (CW) : 1500 mm

Car Depth (CD) : 1500 mm

Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway) :

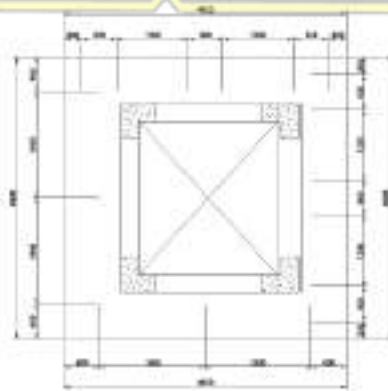
Hoistway Width (HW): 4100 mm

Hoistway Depth (HD) : 1900 mm

Beban reaksi ruang mesin

R1 : 46,50 kN

R2 : 20,80 kN



Gambar 4.7. Denah Lift

Perencanaan dimensi balok penumpu *lift*

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 450 = 28,125 \text{ cm} \approx 500 \text{ mm}$$

$$b_{max} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm} \approx 300 \text{ mm}$$

4.1.3.2 Pembebanan Lift

a) Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja pada balok penmpu merupakan bean akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan dan akibat bandu pemberat + perlengkapan.

b) Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatuaan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikunya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3.

Jasi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R \times \Psi \\ &= (46,50 + 20,80) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \end{aligned}$$

$$= 119,794 \text{ kN}$$

4.1.3.3 Balok Penggantung Lift 25/40

a) Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,4 \times 0,25 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat total } (qd) = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup} = 4 \text{ kN/m}^2 \text{ (pelat untuk ruang mesin)}$$

$$ql = 4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2qd + 1,6ql \\ &= 1,2(2,4) + 1,6(4) \\ &= 9,28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban terpusat lift } P = 119,794 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{1}{2} \times Qu \times L + \frac{1}{2} \times P \\ &= \frac{1}{2} \times 9,28 \times 1,5 + \frac{1}{2} \times 119,794 \\ &= 66,86 \text{ kN} \\ Mu &= \frac{1}{8} \times Qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times P \times L \\ &= \frac{1}{8} \times 9,28 \times 1,5^2 + \frac{1}{4} \times 119,794 \times 1,5 \\ &= 47,532750 \text{ kNm} = 47532750 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D_{\text{lentur}} \right)$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 19 \right)$$

$$d = 440,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{47532750}{0,9 \times 300 \times 440,5^2} \\ &= 0,91 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \end{aligned}$$

$$= 16,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,91}{420}} \right) \\ &= 0,00262\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Syarat : $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$

$$0,00262 < 0,0033 \text{ (Memenuhi)}$$

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 300 \times 440,5 \\ &= 440,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 440,5 \\ &= 393,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Atau,

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 300 \times 440,5}{420} \\ &= 440,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka, A_s pakai = 440,5 mm²

Digunakan tulangan D16 mm ($A_{D16} = 283,385 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{D16}}$$

$$= \frac{440,5}{283,385}$$

$$= 1,55 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($A_s = 566,77 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 566,77 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 22,01 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{22,01}{0,85} = 25,96 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{440,5}{25,96} - 1 \right) \\ &= 0,027 \end{aligned}$$

Diipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{d}{c} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times 566,77 \times 420 \times \left(440,5 - \frac{d}{c} 25,96 \right) \\ &= 72372448 \text{ Nmm} \\ &= 72,372448 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 72,372448 \text{ kNm} > Mu = 59,44815 \text{ (Memenuhi)}$$

Penulangan Geser

$$Vu = 70,081 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,75 \left(0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 300 \times 440,5 \right) \times 10^{-3} \\ &= 84,246 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi Vc \text{ kN} \leq Vu$$

$$42,123 \text{ kN} \leq 70,081 \text{ kN (Memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok memenuhi, namun demikian tetap harus dipasang tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,333 \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,333 \sqrt{30} \times 300 \times 440,5 \end{aligned}$$

$$= 2200,2975 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 2200,2975 \text{ kN (Memenuhi)}$$

Digunakan D10 mm dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{440,5}{2} = 220,25 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 628 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 200 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-200).

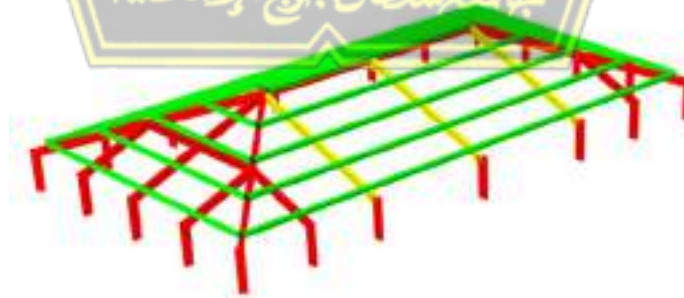
b) Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2019 Tabe 9.3.1.1, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L$$

4.1.4. Perhitungan Desain Struktur Atap

Bagian struktur atap yang akan dihitung dalam desain terdiri atas gording, penggantung gording, kuda-kuda, dan kolom yang akan mentransfer gaya dari kuda-kuda menuju balok pada lantai atap.



Gambar 4.8. Desain Struktur Atap

4.1.4.1 Perhitungan Gording

4.1.4.1.1 Data Perencanaan

Untuk data-data perencanaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu baja	= BJ 37
f_y	= 240 MPa
f_u	= 370 MPa
Tegangan sisa (fr)	= 70 Mpa
Jarak antar kuda-kuda	= 5,5 meter
Jarak antar gording	= 1,25 meter
Jenis atap	= Zincalume
Berat atap	= 0,5 kN/m ²
Kemiringan atap	= 20°

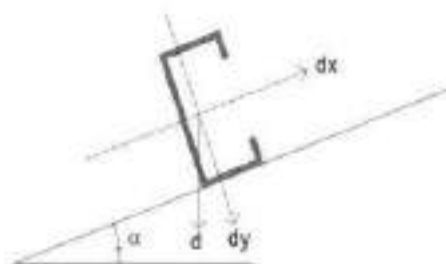
Untuk perencanaan gording, dicoba digunakan profil *Lip Channe* 150x65x20x3,2 dengan data sebagai berikut :

b	= 65 mm	C_y	= 21,1 mm
h_t	= 650 mm	I_x	= 3320000 mm ⁴
t	= 3,2 mm	I_y	= 540000 mm ⁴
a	= 20 mm	Z_x	= 44200 mm ³
W	= 75,1 N	Z_y	= 12200 mm ³

4.1.4.1.2. Perhitungan Beban

1. Beban mati (q_dL)

- Berat penutup atap ($q \times b$) = 0,88 kN.m
 - Berat gording = 7,51 kN/m
 - q_dL = 8,39 kN/m
 - Berat lain-lain (10% q_dL) = 8,39 kN/m
- q_dL total = 9,22 kN/m



Gambar 4.9. Arah Pembebanan Profil Gording

$$\begin{aligned}
 qdL X &= qdL \text{ total} \times \sin \alpha \\
 &= 9,22 \text{ kN/m} \times \sin 20^\circ \\
 &= -8,42055052 \text{ kN/m} \\
 qdL Y &= qdL \text{ total} \times \cos \alpha \\
 &= 9,22 \text{ kN/m} \times \cos 20^\circ \\
 &= 3,763944897 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup (q/L)

- Berat pekerja (Terpusat)

$$\begin{aligned}
 qlL X &= P_x = 10 \text{ kN} \times \sin \alpha \\
 &= 10 \text{ kN} \times \sin 20^\circ \\
 &= -9,129452507 \text{ kN} \\
 qlL Y &= P_y = 10 \text{ kN} \times \cos \alpha \\
 &= 10 \text{ kN} \times \cos 20^\circ \\
 &= 4,080820618 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban air hujan (Merata)

Beban air hujan dihitung berdasarkan pasal 5.4.4.2 pada SNI 03-1727-2013.

Diasumsikan, tinggi statis (ds) = 20 mm, tinggi hidrolis (dh) = 1,2 ds = 24 mm.

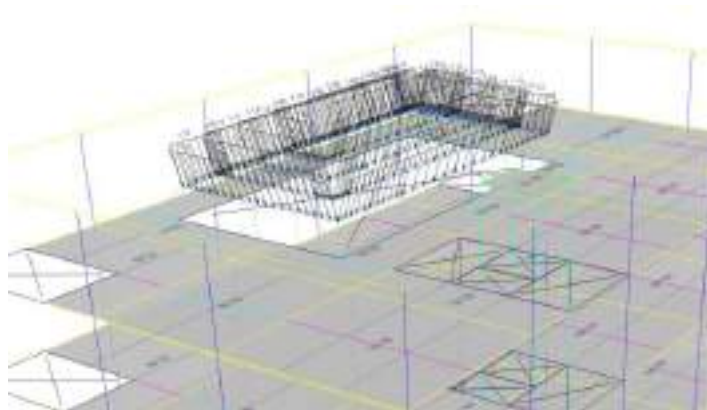
Sehingga,

$$\begin{aligned}
 R &= 0,0098 (ds + dh) \\
 R &= 0,4312 \text{ kN/m}^2 \\
 ql &= R \times \text{jarak gording} \\
 &= 4,312 \text{ kN/m}^2 \times 1,25 \text{ m} = 5,39 \text{ kN/m} \\
 ql X &= ql \times \sin 20^\circ = -4,920774901 \text{ kN/m} \\
 ql Y &= ql \times \cos 20^\circ = 2,199562313 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Berat angin (Merata)

Menurut pasal 27.1.5 SNI 1727-2013 beban angin desain minimum yang digunakan dalam desain SPBAU untuk bangunan gedung tertutup tidak boleh lebih kecil dari 0,38 kN/m^2 dikalikan dengan luas atap bangunan gedung. sehingga beban angin yang digunakan dalam perhitungan desain sebesar 0,38 kN/m^2 atau 38 kN/m^2 .

- Pengaruh angin pada atap



Gambar 4.10. Pengaruh Beban Angin Bangunan Gedung Tertutup dengan Atap
Pena

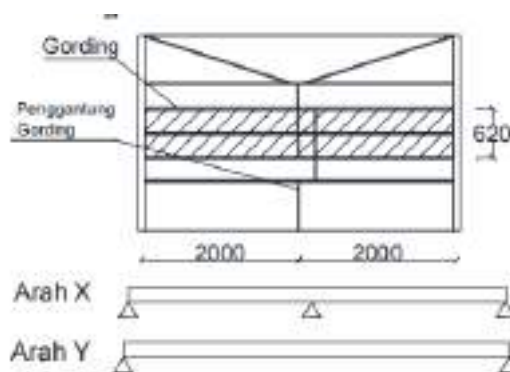
$$\begin{aligned} QW &= \text{Jarak gording x beban angin} \\ &= 1,25 \text{ m} \times 0,4 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} QW X &= QW \cdot \sin \alpha \\ &= 0,5 \text{ kN/m} \cdot \sin 20^\circ \\ &= -0,4565 \text{ kN/m} \\ &= -0,005 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} QW Y &= QW \cdot \cos \alpha \\ &= 0,5 \text{ kN/m} \cdot \cos 20^\circ \\ &= 0,204 \text{ kN/m} \\ &= 0,002 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

4.1.4.1.3. Perhitungan Momen Akibat Beban



Gambar 4.11. Perencanaan Perhitungan Gording

1. Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned}M_{DLX} &= \frac{1}{8} \cdot qdLx \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{1}{8} \cdot -8,42055052 \text{ kN/m} \cdot \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right)^2 \\&= -7,960051664 \text{ kNm} \\M_{DLY} &= \frac{1}{8} \cdot qdLy \cdot (L^2) \\&= \frac{1}{8} \cdot 3,763944897 \cdot (5,5\text{m}^2) \\&= 14,23241664 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2. Momen akibat beban hidup terpusat

$$\begin{aligned}M_{LLX} &= \frac{1}{4} \cdot Px \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \\&= \frac{1}{4} \cdot -9,129452507 \text{ kN} \cdot \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right) \\&= -6,276498599 \text{ kNm} \\M_{LLY} &= \frac{1}{4} \cdot Py \cdot (L) \\&= \frac{1}{4} \cdot 4,080820618 \text{ kN} \cdot (5,5\text{m}) \\&= 5,61112835 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3. Momen akibat beban hidup merata (Air hujan)

$$\begin{aligned}M_{RX} &= \frac{1}{8} \cdot qlx \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\&= \frac{1}{8} \cdot -9,129452507 \text{ kN/m} \cdot \left(\frac{5,5}{2\text{m}}\right)^2 \\&= -4,920774901 \text{ kNm} \\M_{RY} &= \frac{1}{8} \cdot qly \cdot (L^2) \\&= \frac{1}{8} \cdot 2,199562313 \text{ kN/m} \cdot (5,5\text{m}^2) \\&= 8,317094997 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4. Momen akibat beban angin

Beban angin bekerja tegak lurus dengan atap sehingga beban angin bekerja sama dengan arah y.

$$\begin{aligned}M_{WY} &= \frac{1}{8} \cdot QWy \cdot (L^2) \\&= \frac{1}{8} \cdot 0,204 \text{ kN/m} \cdot (5,5 \text{ m}^2) \\&= 0,771 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4.1.4.1.4 Perhitungan Momen Utmate pada Gording

Perhitungan beban kombinasi untuk momen utimate pada gording sebagai berikut:

$$1. M_{U1} = 1,4D$$

$$\begin{aligned} M_{U1X} &= 1,4 \times M_{DLx} \\ &= -11,14407 \text{ kNm} \\ &= -11144070 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U1Y} &= M_{DLY} \\ &= 14,2324166 \text{ kNm} \\ &= 14223241,66 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$2. M_{U2} = 1,2D + 1,6La + Lr$$

$$\begin{aligned} M_{U2X} &= 1,2 \times M_{DLx} + 1,6 \times M_{LLx} + 0,5 Lr \\ &= -19,54446 \text{ kNm} \\ &= -19544460 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U2Y} &= 1,2 \times M_{DLY} + 1,6 \times M_{LLy} + 0,5 Lr \\ &= 26,1067053 \text{ kNm} \\ &= 26106705,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$3. M_{U3} = 1,2D + 1,6Lr + 0,5Wx$$

$$\begin{aligned} M_{U2X} &= 1,2 \times M_{DLx} + 1,6 \times 0,5 \\ &= -9,3921 \text{ kNm} \\ &= -932100 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U2Y} &= 1,2 \times M_{DLY} + 1,6 + (Wx \times Mwy) \\ &= 19,6499 \text{ kNm} \\ &= 19649900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$4. M_{U4} = 1,2D + 1,3Lr + 0,5Wr$$

$$\begin{aligned} M_{U2X} &= 1,2 \times M_{DLx} + 1,3 \times M_{LLx} + Lr \\ &= -15,779 \text{ kNm} \\ &= -15779000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U2Y} &= 1,2 \times M_{DLY} + 1,3 \times M_{LLy} + 0,5 Lr \\ &= 22,74 \text{ kNm} \\ &= 22740000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$5. M_{U5} = 0,9D + 1W$$

$$M_{U3X} = 0,9 \times M_{DLx} + 1Wr$$

$$= -7,164 \text{ kNm}$$

$$= -71640000 \text{ Nmm}$$

$$M_{U3Y} = 0,9 \times M_{DLx} + 1W_r$$

$$= 12,8019 \text{ kNm}$$

$$= 12801900 \text{ Nmm}$$

Sehingga, untuk perhitungan dipilih momen M_{uX} dan M_{uY} terbesar yaitu -19,54446 kNm dan 26,1067053 kNm.

4.1.4.1.5. Perhitungan Momen Nominal

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4. 1b, sebagai berikut :

1. Penampang badan

$$\frac{b}{t} = 20,3125$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 28,87$$

Karena nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka penampang yang digunakan merupakan penampang dengan badan tidak kompak.

2. Penampang sayap

$$\frac{h}{t} = 46,875$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 164,5448$$

$$\lambda_r = 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 164,5448$$

Karena nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka penampang yang digunakan merupakan penampang dengan sayap tidak kompak. Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka penampang yang digunakan yaitu penampang non kompak. Untuk profil berbentuk kanal, maka momen nominal profil dihitung sesuai SNI 1729-2020 pasal F3 seperti berikut :

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 6250$

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \left(\sqrt{\frac{E}{f_y}} \right)$$

$$= 1230 \text{ mm}$$

- Konstanta warping

$$C_w = \frac{I_y \times h^2}{4}$$

$$= 3.04000 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y \times C_w}{S_x}}$$

$$= 916,289 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times C_w}{S_x}}$$

$$= 30,270 \text{ mm}$$

- Menghitung konstanta torsi

$$J = \frac{2 \times b \times t^3 + (h - t_f) \times t^3}{3}$$

$$= 3023.394 \text{ mm}^4$$

- Menghitung konstanta c

$$c = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$= 1.0 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 f_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h}} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h} \right)^3 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot f_y}{E} \right)^2}$$

$$= 3610,579 \text{ mm}$$

Diketahui nilai $L_b > L_r$ $5500 \text{ mm} > 3610,579 \text{ mm}$

Maka,

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

4.1.4.1.6. Menghitung Momen Yang Terjadi (M_A , M_B , dan M_C) :

$$\begin{aligned}\sum MB &= 0 \\ &= RA \times 6,3 + 2955,117 \\ RA &= 47,2819 \text{ kNm} \\ \sum V &= 0 \\ RA + RB &= Q + P \\ RB &= 47,2819 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Gambar reaksi dan beban pada Gording menghitung momen yang terjadi (M_a , M_b , dan M_c)

M_a = Momen yang terjadi pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}&= Vx \frac{4}{4} - 0,5x q x \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\ &= 40,165657 \text{ kNm}\end{aligned}$$

M_b = Momen yang terjadi pada $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned}&= Vx \frac{4}{2} - 0,5x q x \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\ &= 66,098899 \text{ kNm}\end{aligned}$$

M_c = Momen yang terjadi pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}&= Vx \frac{4}{4} - 0,5x q x \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\ &= 40,165657 \text{ kNm}\end{aligned}$$

M_{max} = 66,098899 kNm

$$\begin{aligned}Cb &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \\ &= 1,23\end{aligned}$$

$$F_{cr} = \frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078 \cdot \frac{J_c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$= 90,39939062 \text{ MPa}$$

$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$

$$= 3995653,065 \text{ Nmm}$$

$$= 399,5653065 \text{ kNm}$$

$M_p = 13764720 \text{ Nmm}$

Menghitung momen akibat tekuk local sayap tekan

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}$$

$$= 10455641,69 \text{ Nmm}$$

$$= 1045,564169 \text{ kN}$$

4.1.4.1.7. Kontrol Momen Nominal

Dari ketiga kondisi di atas, dicari nilai momen nominal paling kecil. Sehingga yang digunakan adalah nilai momen akibat tekuk lokal sayap tekan.

$$M_n \text{ min} = 129,466 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ maks} < \phi M_n$$

$$27,351 \text{ kNm} < 0,9 \cdot 129,466 \text{ kNm}$$

$$273,51 \text{ kgm} < 1165,20 \text{ kgm (Memenuhi)}$$

$$\text{Stress Ratio} \rightarrow M_u / \phi M_n = 0,25 \leq 1 \text{ (Memenuhi)}$$

4.1.4.2. Perhitungan Landasan Gording

4.1.4.2.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan untuk perhitungan penggantung adalah sebagai berikut :



Jumlah penggantung gording	= 1 buah
Jarak landasan gording (ℓ l)	= 5,5 meter
Jarak antar gording (b1)	= 1,25 meter
Jumlah gording yang ditumpu (n)	= 5 buah
Beban mati pada gording (arah Y)	= 3,7639449 kN/m
Beban hidup pada gording (arah Y)	= 4,0808206 kN
Beban angin pada gording (arah Y)	= 1,27525 kN/m
f_y	= 250 kN/cm ²
f_u	= 410 kN/cm ²
θ	= $\tan^{-1} \left(\frac{b}{l} \right)$ = 12,80°

4.1.4.2.2. Perhitungan Pembebanan

1. Beban mati

$$\begin{aligned} Q_D &= \ell l \cdot q_d \cdot n \\ &= 103,5084847 \text{ kN} \\ R_D &= Q_D \cdot \sin \theta \\ &= 22,9396646 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban hidup

a. Air hujan (Merata)

$$\begin{aligned} Q_{LR} &= \ell l \cdot q l_R \cdot n \\ &= 60,48796361 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{LR} &= Q_{LR} \cdot \sin \theta \\ &= 13,40540925 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Pekerja (Terpusat)

$$\begin{aligned} Q_{LL} &= n \cdot P_{LL} \\ &= 20,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{LL} &= Q_{LR} \cdot \sin \theta \\ &= 4,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Beban angin

$$\begin{aligned} Q_W &= \ell l \cdot Q_W \cdot n \\ &= 35,06955219 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_W &= Q_W \cdot \sin \theta \\ &= 77,72152858 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.1.4.2.3. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

1. $1,4D$ $= 1,4 \times R_d$
2. $1,2D+1,6L$ $= 1,2 \times R_d + 1,6 \times R_{lr}$
3. $1,2D+W_x+W_y$ $= 1,2 \times R_d + 0,375 \times R_w + 0,375 \times R_w$
4. $1,2D+1L+W_x+W_y$ $= 1,2 \times R_d + 1 \times R_{lr} \times 0,75 \times R_w + 0,75 \times R_w$
5. $0,9D+W_x$ $= 0,9 \times R_d + 1 \times R_w$

Maka, kombinasi pembebanan yang menentukan adalah $= 52,5912 \text{ kN}$

4.1.4.2.4. Perhitungan Dimensi Landasan Gording

$$\theta = \arctan \left(\frac{b_1}{l_1} \right) = 12,80^\circ$$

- Gaya yang tersalurkan ke kuda-kuda :

$$\sum V = 0, \quad T \sin \theta - N = 0$$

$$T = \frac{N}{\sin \theta} = 2373,02 \text{ kg} = 23730,2 \text{ N}$$

$$\text{Luas penggantung gording (A)} = \frac{T}{f_y}$$

Dicoba dipakai penggantung gording batang buat dengan diameter 19 mm dengan
 $A_s = 98,9 \text{ mm}^2$

4.1.4.2.5. Perhitungan Kontrol Tegangan

Gaya tarik nominal tulangan dihitung sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal D2 :

- Gaya dalam

$$\begin{aligned} R_{\text{tot}} &= 1,2 R_{DL} + 1,6 R_{LL} \\ &= 489,7625232 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya dalam yang diterima penggantung gording terakhir

$$\begin{aligned} \tan &= \text{Jarak miring gording} / (L/3) \\ &= 0,681818182 \\ &= 34,29 \text{ derajat} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= P_u / \sin \\ &= 489,7625232 / 34,29 \\ &= 869,396 \text{ kg} \\ &= 3693,95542 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kontrol leeh tarik pada penampang bruto

Gaya ultimate terjadi (T_u)

$$\begin{aligned} T &= 23730,2 \text{ N} \\ &= 2373 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya tarik nominal tulangan (T_n)

$$T_n \leq T_n \quad (\text{SNI 03-1729-2020})$$

$$\begin{aligned} P_u &= \phi \cdot f_y \cdot A_g & A_g &= 2,484484793 \text{ cm}^2 \\ &= (0,9 \times 2400) / 869,40 \end{aligned}$$

$$T_u \leq T_n = 2373 < 5590,0908 \quad (\text{Memenuhi})$$

- Kontrol tegangan putus

Gaya ultimate terjadi (T_u)

$$T = 23730 \text{ N}$$

Gaya tarik nominal tulangan (T_n)

$$T_u \leq \theta \times T_n \times T_n = \theta \times f_u \times A_e$$

Dimana : $A_e = A_n \cdot U$

Untuk nilai faktor *shear lag*, $U = 1,0$ (SNI 03-1729:2020 Tabe D3.1)

$$A_n = A_g = 248,45 \text{ mm}^2 \rightarrow A_e = 248,45 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_n &= 0,75 \cdot 410 \text{ N/mm}^2 \cdot 248,45 \text{ mm}^2 \\ &= 68944,45301 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_u \leq T_n = 23730,2 \text{ kg} < 68944,45301 \text{ kg} \quad (\text{Memenuhi})$$

Karena nilai $T_n \leq T_u$, maka digunakan penggantung gording dengan $\theta 19$

4.1.4.3. Perhitungan Ikatan Angin

4.1.4.3.1. Perhitungan Pembebanan

$$\begin{aligned} QW &= \text{Jarak gording} \times \text{beban angin} \\ &= 1,25 \times 0,4 \\ &= 0,5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Perhitungan tinggi bidang

$$\alpha = 20^\circ$$

Sehingga, untuk menghitung nilai h_1 sampai dengan h_{11} dapat digunakan cara sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_1 &= 1,5 \text{ meter} \\ H_2 &= 1,5 \text{ m} + (1,5 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 1,9 \text{ meter} \\ H_3 &= 1,5 \text{ m} + (3 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 2,3 \text{ meter} \\ H_4 &= 1,5 \text{ m} + (4,5 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 2,7 \text{ meter} \\ H_5 &= 1,5 \text{ m} + (6 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 3,1 \text{ meter} \\ H_6 &= 1,5 \text{ m} + (7,5 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 3,5 \text{ meter} \\ H_7 &= 1,5 \text{ m} + (9 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 3,8 \text{ meter} \\ H_8 &= 1,5 \text{ m} + (10,5 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 4,2 \text{ meter} \\ H_9 &= 1,5 \text{ m} + (12 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 4,6 \text{ meter} \\ H_{10} &= 1,5 \text{ m} + (13,5 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 5,0 \text{ meter} \\ H_{11} &= 1,5 \text{ m} + (15 \text{ m}) \times \sin 20^\circ = 5,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

- Perhitungan gaya yang bekerja

Gaya yang bekerja (R) dihitung dengan rumus $R=0,5 \times QW \times A$, dimana $QW = 38 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} R1 &= 0,5 \cdot 38 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m}^2 = 4,828 \text{ kN} \\ R2 &= 0,5 \cdot 38 \text{ kg/m}^2 \cdot 6,8 \text{ m}^2 = 12,976 \text{ kN} \\ R3 &= 0,5 \cdot 38 \text{ kg/m}^2 \cdot 9,2 \text{ m}^2 = 17,402 \text{ kN} \\ R4 &= 0,5 \cdot 38 \text{ kg/m}^2 \cdot 11 \text{ m}^2 = 21,827 \text{ kN} \\ R5 &= 0,5 \cdot 38 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,8 \text{ m}^2 = 14,786 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Perhitungan beban ikatan angin

Untuk mengetahui nilai S1, maka gaya-gaya akibat beban di atas dihitung menggunakan cara titik simpul.

$$\theta = \arctan \frac{3 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 36,87^\circ$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \sum V &= 0 \\ -R_A + R1 + S1 \cdot \cos \theta &= 0 \\ R_A &= R1 + S1 \cdot \cos \theta \\ S1 &= \frac{R_A - R1}{\cos \theta} = 11,65 \text{ kN (Tarik)} \end{aligned}$$

4.1.4.3.2. Perhitungan Dimensi Ikatan Angin

$$P_u = S1 = 11,65 \text{ kN (Tarik)} = 11656 \text{ N}$$

$$\text{Luas ikatan angin (A)} = \frac{S1}{f_y} = 46,62 \text{ mm}^2$$

Dicoba ikatan angin $\phi 10$, dengan $A_g = 78,54 \text{ mm}^2$

4.1.4.3.3. Perhitungan Kontrol Tegangan Ikatan Angin

Gaya tarik ultimate terjadi adalah : $S1 = 11656 \text{ N}$

- Kontrol kuat leleh tarik dengan penampang bruto

$$\begin{aligned} P_u &= \phi \cdot f_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 78,54 \text{ mm}^2 = 17671,5 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek, $17671,5 \text{ N} > 11656 \text{ N}$ (Memenuhi)

- Kontrol kuat putus

$$P_u = \phi \cdot f_u \cdot A_e$$

$$A_e = A_n \cdot U, U = 1,0 \text{ (SNI 1729:2020 Tabe D3-1)}$$

$$A_e = 78,54 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 0,75 \cdot 410 \text{ MPa} \cdot 78,54 \text{ mm}^2 = 28981,2 \text{ N}$$

$$\text{Cek : } 28981,2 \text{ N} > 11656 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.4. Perhitungan Kuda-kuda

Kuda-kuda memiliki fungsi untuk menahan gaya-gaya yang disalurkan oleh gording yang meliputi beban mati atap, beban hidup merata, beban hidup pekerja, dan beban angin yang bekerja.

4.1.4.4.1. Data Perencanaan

Data-data perencanaan untuk perhitungan kuda-kuda adalah sebagai berikut :

Mutu baja	= BJ 37
Jarak antar kuda-kuda	= 5,5 meter
Jarak antar gording	= 1,25 meter
Bentang kuda-kuda	= 11 meter
Sudut kemiringan	= 20°
Panjang miring atap	= 6,02 meter
Berat atap	= 7 kg/m ² (Zincalume)
Berat gording	= 75,1 kg/m

Untuk perencanaan kuda-kuda dicoba digunakan profil WF 200x100x5,5x8 dengan data berikut :

A	= 250 mm
B	= 135 mm
tw	= 6 mm
tf	= 9 mm
W	= 2,956 kN/m
Ag	= 37,66 cm ²
r	= 12 mm

$$\begin{aligned}
 I_x &= 40600 \text{ mm}^2 \\
 I_y &= 2940 \text{ mm}^2 \\
 S_x &= 3240 \text{ cm}^2 \\
 S_y &= 470 \text{ mm}^2 \\
 I_x &= 103,7 \text{ mm} \\
 I_y &= 27,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.1.4.4.2. Perhitungan Pembebanan

1. Beban mati

- Untuk nilai pada A

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= 4,8125 \text{ kN} \\
 \text{Berat gording} &= 41,305 \text{ kN} \\
 Q_d &= 46,1175 \text{ kN} \\
 \text{Berat lain-lain } (Q_d \cdot 10\%) &= 4,61175 \text{ kN} \\
 Q_d \text{ total} &= 50,72925 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Untuk nilai pada B

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= 24,0625 \text{ kN} \\
 \text{Berat gording} &= 41,305 \text{ kN} \\
 Q_d &= 43,71125 \text{ kN} \\
 \text{Berat lain-lain } (Q_d \cdot 10\%) &= 4,371125 \text{ kN} \\
 Q_d \text{ total} &= 48,082375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

Untuk beban hidup yang dimasukkan yakni beban hidup pekerja sebesar 1 kN = 100 kg

3. Beban angin

Beban angin yang dipakai sesuai dengan peraturan SNI 1727-2013 pasal 27.1.5 pembenan minimum angin pada atap yaitu sebesar 38 kg/m².

- Arah angin

- Untuk nilai pada A

$$\text{Angin datang} = 26,125 \text{ kN}$$

- Untuk nilai pada B
Angin datang = 13,0625 kN
- Untuk nilai pada C
Angin pergi = -26,125 kN
- Untuk nilai pada D
Angin pergi = -13,0625 Kn

4.1.4.4.3. Perhitungan Gaya pada Kuda-kuda

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda-kuda menggunakan hasil analisis dengan ETABS V21.0.0. Gaya diambil dari kuda-kuda dengan gaya terbesar yaitu pada *frame* berikut ini :

$$P_{max} = 1702,06 \text{ kg ; } V_{max} = 665,11 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 823,24 \text{ kg}$$

4.1.4.4.4. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$P_{max} = 1702,06 \text{ kg}$$

$$A_g = 37,66 \text{ cm}^2 = 3766 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

Panjang antar pengaku lateral = Jarak antar gording
= 1,25 m = 1250 mm

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} = 7,5$$

$$\lambda_r = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,8$$

Karena, nilai $\lambda < \lambda_r$ maka penampang yang digunakan merupakan penampang non langsing. Untuk perhitungan tekan nominal penampang non-langsing mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa eemen langsing).

1. Ke arah sumbu – X

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 12,05 < 200 \quad (\text{Memenuhi}) \dots \text{pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal tefaktor batang tekan

$$\text{Peirksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai } \frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ maka : } F_{cr} = [0,658 f_{fe}^{f_y}] f_y$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } F_e &= \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} \\ &= 13571,46649 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{f_y}{F_e}\right] f_y \\ &= 248,2637234 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 934961,1822 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Ke arah sumbu – Y

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 44,80 < 200 \quad (\text{Memenuhi}) \dots \text{pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal tefaktor batang tekan

$$\text{Peirksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai } \frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ maka : } F_{cr} = [0,658 f_{fe}^{f_y}] f_y$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } F_e &= \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} \\ &= 982,3758382 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{f_y}{F_e}\right] f_y = 224,7404311 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 846372,4634 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk menghitung kuat tekan nominal batang, diambil nilai P_n terkecil, sehingga

$$\begin{aligned}
 P_n &= 846372,4634 \text{ N} \\
 \phi P_n &= 0,9 \cdot 846372,4634 \text{ N} = 761735,217 \text{ N} \\
 \phi P_n > P_u &= 761635,217 \text{ N} > 1702,06 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

4.1.4.4.5. Perhitungan Momen Nominal

Diketahui: $f_r = 70 \text{ MPa}$, $M_{maks} = 15074,93 \text{ kgm}$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} = 7,5$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 10,97
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 28,87
 \end{aligned}$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, penampang badan kompak.

$$\frac{h}{t} = 41,67$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 108,54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_r &= 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 164,5448267
 \end{aligned}$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang ini memiliki sayap kompak. Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang yang dipakai termasuk penampang kompak. Untuk profil WF, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 pasal F2 ebagai berikut :

- Menghitung momen nominal akibat peeehan

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$\begin{aligned}
 Z_x &= \frac{t_w \cdot (h - 2t_f)^2}{4} + (h - t_f) \cdot t_f \cdot b_f \\
 &= 622986 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$Mn = 250 \text{ MPa} \cdot 622986 \text{ mm}^3$$

$$= 149516640 \text{ Nmm}$$

- Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 6020 \text{ mm}$

Menghitung nilai L_r :

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1417,510381 \text{ mm}$$

Menghitung nilai L_r :

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 f_y} \cdot \sqrt{\frac{j \cdot c}{S_x \cdot h} + \sqrt{\left(\frac{j \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^3 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot f_y}{E}\right)^2}}$$

Konstanta warping :

$$C_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} = 4,59450 \text{ mm}^3$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} = 1134,26 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{1134,26 \text{ mm}^2} = 33,6787657 \text{ mm}$$

Menghitung konstanta torsi :

$$J = \frac{2 \cdot b \cdot t \cdot f^3 + (h - t_f) \cdot t_w^3}{3}$$

$$= 82962 \text{ mm}^4$$

Menghitung konstanta c :

$$c = 1$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 f_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^3 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot f_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 3738,434118 \text{ mm}$$

Diketahui, nilai $L_b > L_r$

$$6020 \text{ mm} > 3738,434118 \text{ mm}$$

Maka: $M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078 \cdot \frac{j \cdot c}{S_x \cdot h} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_a + M_b + 3 M_c}$$

Momen yang terjadi (MA, MB, dan MC) dihitung menggunakan SOFTWARE dengan hasil analisis berikut :

$$\begin{aligned} M_A &\rightarrow \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} &= 2,9 \text{ kNm} \\ M_B &\rightarrow \text{Momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} &= 38,4 \text{ kNm} \\ M_C &\rightarrow \text{Momen pada } \frac{3}{4} \text{ bentang} &= 21,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{\text{maks}} = 82,324 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 M_{\text{max}}}{2,5 M_{\text{max}} + 3 M_a + M_b + 3 M_c} \\ &= 2,375 \end{aligned}$$

$$F_{cr} = 164,2525562 \text{ MPa}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$\begin{aligned} M_n &= 116,83 \text{ MPa} \cdot 164,2525562 \text{ mm}^3 \\ &= 53,21782822 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka, yang digunakan adalah $M_n = 53,21782822 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} \text{Periksa, } \phi M_n &= 0,9 \times 53,21782822 \text{ kNm} \\ &= 47,8960454 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 47,8960454 \text{ kNm} > 82,324 \text{ kNm} \quad (\text{Memenuhi})$$

$$\text{Stress Ratio} \rightarrow M_u / \phi M_n = 0,754 \leq 1 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.4.6. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui : $V_u \text{ maks} = 322,156 \text{ kN}$

1. Cek kebutuhan pengaku transversal

$$\begin{aligned} \text{Pengaku transversal tidak perlu apabila } \frac{h}{t_w} &\leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{h}{t_w} &= 41,66666667 \\ \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 71,01408311 \end{aligned}$$

Maka pada komponen struktur tidak membutuhkan pengaku transversal.

2. Perhitungan Kekuatan Geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanp pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G21.1.(a) sebagai berikut :

$$\text{Dengan } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ didapat nilai } C_v = 1 \text{ dan } \phi = 1$$

$$\begin{aligned} A_w &= h \times t_w \\ &= 1500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser $\rightarrow V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$

$$V_n = 0,6 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 3600 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 540000 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 540000 \text{ N} = 540000 \text{ N}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 540 \text{ kN} \geq 322,156 \text{ kN} \text{ (Memenuhi)}$$

4.1.4.5. Perhitungan Overstack Kuda-kuda

4.1.4.5.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan untuk perhitungan *overstack* kuda-kuda adalah sebagai berikut :

Mutu baja	= BJ 37
Jarak antar kuda-kuda	= 5,5 meter
Jarak antar gording	= 1,25 meter
Sudut kemiringan	= 20°
Panjang miring <i>overstack</i>	= 0,55 meter
Berat atap	= 7 kg/m^2
Berat gording	= 75,1 kN

Untuk perencanaan kuda-kuda dicoba digunakan profil WF 200x100x5,5x8 dengan data berikut :

A	= 200 mm
B	= 100 mm
tw	= 5,5 mm
tf	= 8 mm
W	= 21,3 kg/m
Ag	= $27,16 \text{ cm}^2$
r	= 11 mm
Ix	= 18400 mm^4
Iy	= 1340 mm^4
Sx	= 1840 mm^3
Sy	= 268 mm^3
Ix	= 82,4 mm
Iy	= 22,2 mm

4.1.4.5.2. Perhitungan Gaya pada Overstack

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda-kuda menggunakan hasil analisis dengan *Software*.

$$\begin{aligned}P_{max} &= 11,397 \text{ kN} ; & V_{max} &= 25,584 \text{ kN} \\M_{max} &= 13,674 \text{ Kn}\end{aligned}$$

4.1.4.5.3. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$\begin{aligned}P_{max} &= 11,397 \text{ kN} \\A_g &= 27,2 \text{ cm}^2 = 2720 \text{ mm}^2 \\f_y &= 240 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Panjang antar pengaku lateral = jarak antar gording
= 1,25 m = 1250 mm

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b}{2tf} \\&= 12,5 \\ \lambda_r &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \\&= 15,8\end{aligned}$$

Karena, nilai $\lambda < \lambda_r$ maka penampang yang digunakan merupakan penampang non langsing. Untuk perhitungan tekan nominal penampang non-langsing mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa eemen langsing).

1. Ke arah sumbu – X

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 15,19 < 200 \text{ (Memenuhi) ... pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal tefaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

Karena nilai $\frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ maka : $F_{cr} = [0,658 \frac{f_y}{f_e}] f_y$

$$\text{Dimana, } F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} = 8548,087051 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 237,196181 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\ &= 645173,5773 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Ke arah sumbu – Y

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 15,19 < 200 \quad (\text{Memenuhi}) \dots \text{pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

Karena nilai $\frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ maka : $F_{cr} = [0,658 \frac{f_y}{f_e}] f_y$

$$\text{Dimana, } F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} = 8528,087051 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = [0,658 \frac{f_y}{f_e}] f_y = 237,196181 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 645173,5773 \text{ N}$$

batang, diambil nilai P_n terkecil, sehingga

$$P_n = 645173,5773 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0,9 \times 645173,5773 \text{ N} = 580656,2196 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u = 580656,2196 \text{ N} > 113,97 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.5.4. Perhitungan Momen Nominal

Diketahui: $f_r = 70 \text{ MPa}$, $M_{maks} = 15074,93 \text{ kgm}$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 28,87$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, penampang badan kompak.

$$\frac{h}{t} = 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 164,5448267$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang ini memiliki sayap kompak. Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang yang dipakai termasuk penampang kompak. Untuk profil WF, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 pasal F2 sebagai berikut :

- Menghitung momen nominal akibat peeehan

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = \frac{tw \cdot (h - 2tf)^2}{4} + (h - tf) \cdot tf \cdot bf$$

$$= 307123 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 250 \text{ MPa} \cdot 307123 \text{ mm}^3$$

$$= 73709520 \text{ Nmm} = 7370,952 \text{ kgm}$$

- Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 2000 \text{ mm}$

Menghitung nilai L_p :

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1105,123046 \text{ mm}$$

- Menghitung nilai L_r :

$$L_r = 1,95 \cdot rts \cdot \frac{E}{0,7 f_y} \cdot \sqrt{\frac{j \cdot c}{S_x \cdot h} + \sqrt{\left(\frac{j \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^3 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E}\right)^2}}$$

- Konstanta warping :

$$C_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} =$$

$$= 1,34 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$rts^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}$$

$$= 728,26 \text{ mm}^2$$

$$rts = \sqrt{728,26 \text{ mm}^2} = 26,99 \text{ mm}$$

- Menghitung konstanta torsi :

$$J = \frac{2 \cdot b \cdot t \cdot f^3 + (h - t_f) \cdot t_w^3}{3}$$

$$J = 44781,33 \text{ mm}^4$$

- Menghitung konstanta c :

$$c = 1 \text{ (Untuk profil simetris I ganda (pasal F2-8a))}$$

$$L_r = 1,95 \cdot rts \cdot \frac{E}{0,7 f_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^3 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 3705,82 \text{ mm}$$

Diketahui, nilai $L_b > L_r$

$$2000 \text{ mm} > 3705,82 \text{ mm}$$

$$\text{Maka: } M_n = C_b \left(M_r + \left(M_p - M_r \left(\frac{L_b}{L_r} \right)^{C_x} \right) \right)$$

$$M_r = S_x \times F_L, \text{ dimana } F_L = F_y \times (K_p - 0,3 K_y)$$

Ditentukan K_p dan $K_y = 1$, maka $F_L = 0,7 F_y$

Sehingga,

$$F_L = 0,7 \times 250 \text{ MPa} = 175 \text{ MPa}$$

$$M_r = 184000 \text{ mm}^3 \times 175 \text{ MPa} = 32200000 \text{ MPa}$$

Momen yang terjadi (M_A , M_B , dan M_C) dihitung menggunakan *SOFTWARE* dengan hasil analisis berikut :

$$M_A \rightarrow \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} = 2,468 \text{ kNm}$$

$$M_B \rightarrow \text{Momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} = 7,42 \text{ kNm}$$

$$M_C \rightarrow \text{Momen pada } \frac{3}{4} \text{ bentang} = 10,201 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{maks}} = 13,674 \text{ kNm}$$

$$C_b = 2,21$$

$$F_{cr} = 7980,977468 \text{ MPa}$$

$$M_n = C_b \left(M_r + \left(M_p - M_r \left(\frac{L_b}{L_r} \right)^{C_x} \right) \right)$$

$$= 2585836700 \text{ Nmm}$$

$$\text{Maka, yang digunakan adalah } M_n = 737,0952 \text{ kNm}$$

$$\text{Periksa, } \phi M_n = 0,9 \cdot 737,0952 \text{ kNm} = 663,38568 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 663,38568 \text{ kNm} > 136,74 \text{ kNm} \quad (\text{Memenuhi})$$

$$\text{Stress Ratio} \rightarrow M_u / \phi M_n = 0,754 \leq 1 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.5.5. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui : $V_u \text{ maks} = 1036,02 \text{ kg}$

- Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak perlu apabila $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{t_w} = 36,36$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,58$$

Diketahui $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ maka pada komponen struktur tidak membutuhkan pengaku transversal.

- Perhitungan Kekuatan Geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanp pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G21.1.(a) sebagai berikut :

$$\text{Dengan } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ didapat nilai } C_v = 1 \text{ dan } \phi = 1$$

$$A_w = h \times t_w = 1100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat geser} \rightarrow V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$V_n = 158400 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 15840 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 15840 \text{ kg} \geq 255,84 \text{ kg} \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.6. Perhitungan Kolom Baja

4.1.4.6.1. Data Perencanaan

Diketahui : $h = 1,1 \text{ m} = 1100 \text{ mm}$

Untuk perencanaan kolom baja dicoba digunakan profil WF 200x100x5,5x8 dengan data berikut :

A	$= 200 \text{ mm}$
B	$= 100 \text{ mm}$
tw	$= 5,5 \text{ mm}$
tf	$= 8 \text{ mm}$
W	$= 21,32 \text{ kg/m}$
Ag	$= 27,2 \text{ cm}^2$
r	$= 11 \text{ mm}$
I_x	$= 18400 \text{ mm}^4$
I_y	$= 1340 \text{ mm}^4$
S_x	$= 1840 \text{ mm}^3$
S_y	$= 270 \text{ mm}^3$
I_x	$= 82,3 \text{ mm}$
I_y	$= 22,2 \text{ mm}$

4.1.4.6.2. Perhitungan Gaya pada Kolom Baja

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda-kuda menggunakan hasil analisis dengan *Software*. Gaya diambil dari kuda-kuda dengan gaya terbesar yaitu pada *frame* 2427 berikut ini :

$$\begin{aligned} P_{max} &= 11,397 \text{ kN} ; & V_{max} &= 25,584 \text{ kN} \\ M_{max} &= 13,674 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.1.4.6.3. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$\begin{aligned} P_{max} &= 11,397 \text{ kN} \\ Ag &= 27,2 \text{ cm}^2 = 2720 \text{ mm}^2 \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ \text{Tinggi kolom} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = 6,25$$

$$\lambda_r = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,8$$

Karena, nilai $\lambda < \lambda_r$ maka penampang yang digunakan merupakan penampang non langsing. Untuk perhitungan tekan nominal penampang non-langsing mengikuti SNI 1729:2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa eemen langsing).

1. Ke arah sumbu – X

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 7,29 < 200 \quad (\text{Memenuhi}) \dots \text{pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal tefaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai } \frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ maka } : F_{cr} = [0,658 \frac{f_y}{f_e}] f_y$$

$$\text{Dimana, } F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} = 37101,07227 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{f_y}{f_e}\right] f_y = 239,35 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 651034,9182 \text{ N}$$

2. Ke arah sumbu – Y

- Menghitung keangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi-sendi = 1,0

$$\frac{k.L}{r_x} = 7,29 < 200 \quad (\text{Memenuhi}) \dots \text{pasal E2}$$

- Menghitung kekuatan nominal tefaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai } \frac{k.L}{r_x} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ maka } : F_{cr} = [0,658 \frac{f_y}{f_e}] f_y$$

$$\text{Dimana, } F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{k.L}{r_x}\right)^2} = 37101,07227 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{f_y}{f_e}\right] f_y = 239,3510729 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\ &= 651034,9182 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk menghitung kuat tekan nominal batang, diambil nilai P_n terkecil, sehingga

$$P_n = 651034,9182 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0,9 \cdot 651034,9182 \text{ N} = 585931,4264 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u = 585931,4264 \text{ N} > 113,97 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.6.4. Perhitungan Momen Nominal

Diketahui: $f_r = 70 \text{ MPa}$, $M_{maks} = 987,097 \text{ kNm}$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729:2020 Tabe B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = 6,25$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 10,97 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 28,87 \end{aligned}$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, penampang badan kompak.

$$\frac{h}{t} = 36,36$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 108,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 164,5448267 \end{aligned}$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang ini memiliki sayap kompak. Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang yang dipakai termasuk penampang kompak. Untuk profil WF, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 pasal F2 ebagai berikut :

- Menghitung momen nominal akibat peeehan

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = F_y \cdot Z_x \\ Z_x &= \frac{t_w \cdot (h - 2t_f)^2}{4} + (h - t_f) \cdot t_f \cdot b_f \\ &= 153523 \text{ mm}^3 \\ M_n &= 250 \text{ MPa} \cdot 153523 \text{ mm}^3 \\ &= 36845520 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 600 \text{ mm}$

Menghitung nilai L_p :

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1105,123046 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena nilai $L_b < L_p \rightarrow 600 \text{ mm} < 1105,123046 \text{ mm}$, Maka menurut SNI 1729-2020 pasal F2.2)a) untuk momen nominal akibat tekuk torsi lateral dapat diabaikan. Sehingga nilai diambil $M_n = 36845520 \text{ Nmm}$.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3684,552 \text{ kgm} = 33160968 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 33160968 \text{ kgm} > 136,74 \text{ kgm} \quad (\text{Memenuhi})$$

$$\text{Stress Ratio} \rightarrow M_u / \phi M_n = 0,31 \leq 1 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.1.4.6.5. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui : $V_u \text{ maks} = 25,584 \text{ kN}$

- Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak perlu apabila $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{t_w} = 36,36$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,58$$

Diketahui $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ maka pada komponen struktur tidak membutuhkan pengaku transversal.

- Perhitungan Kekuatan Geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanp pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G21.1.(a) sebagai berikut :

Dengan $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ didapat nilai $C_v = 1$ dan $\phi = 1$

$$A_w = h \cdot tw = 1100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat geser} \rightarrow V_n = 0,6 \cdot fy \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \times C_v \\ &= 158400 \text{ N} \end{aligned}$$

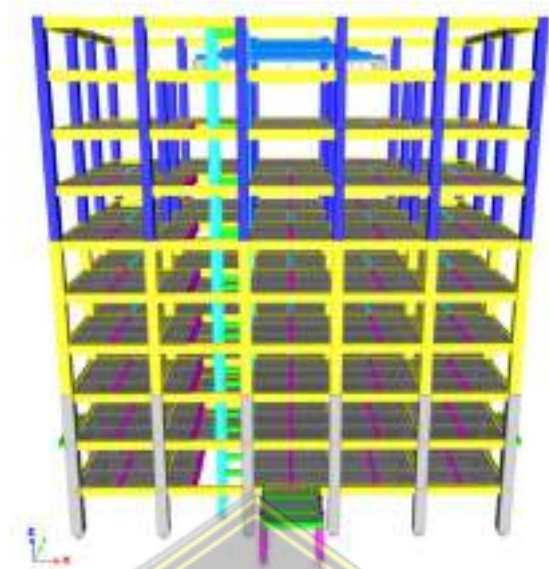
$$\begin{aligned} \phi V_n &= 1 \times V_n \\ &= 158400 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 158400 > 255,84 \quad (\text{Memenuhi})$$

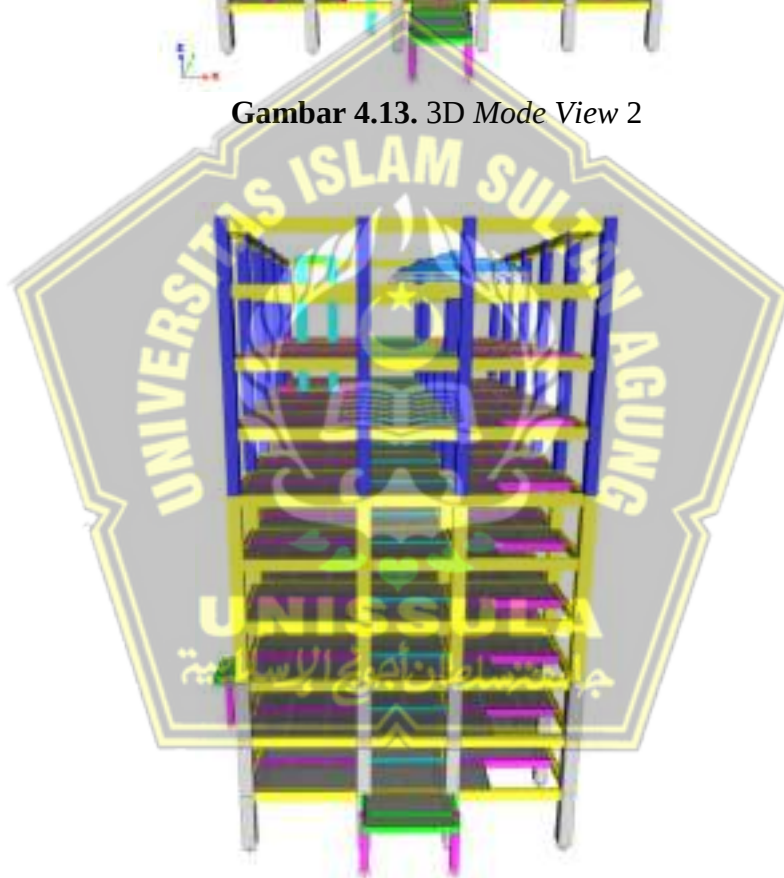
4.2. Permodelan Struktur



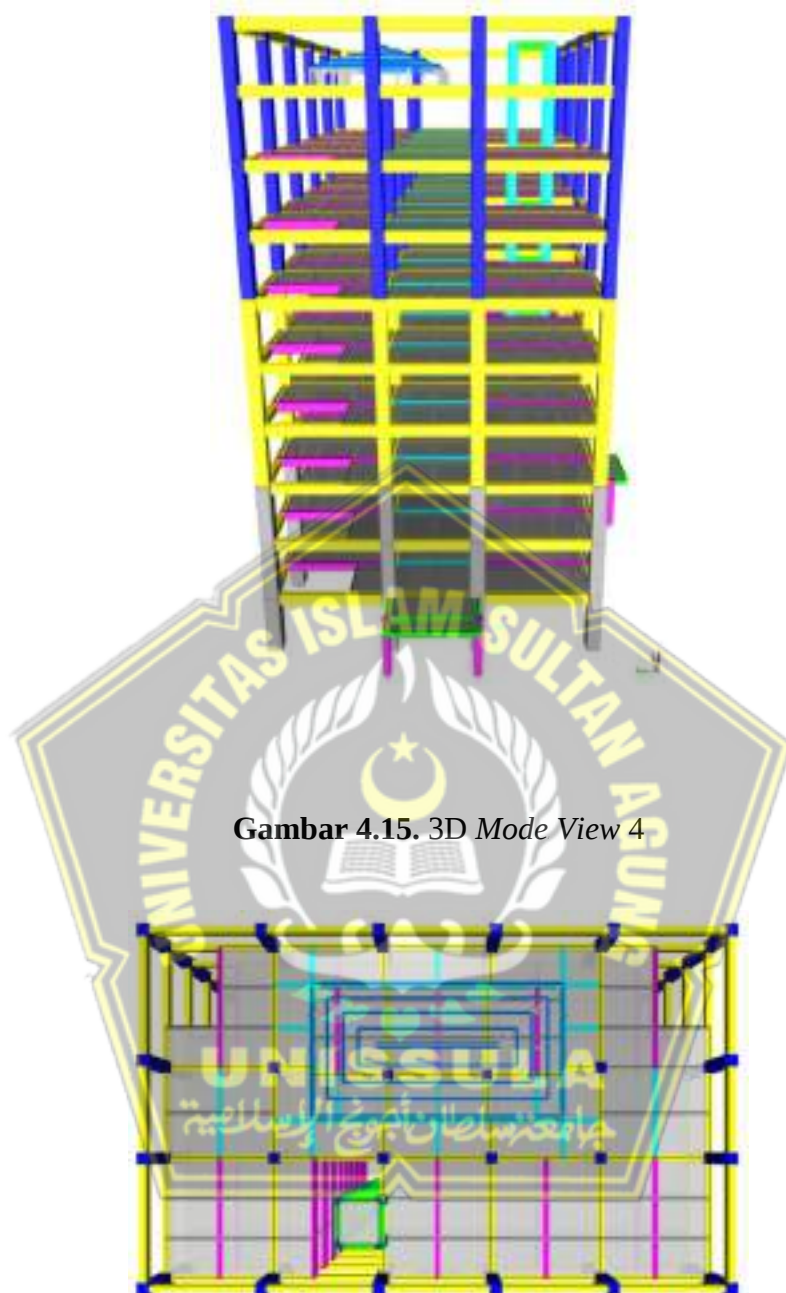
Gambar 4.12. 3D Mode View 1



Gambar 4.13. 3D Mode View 2

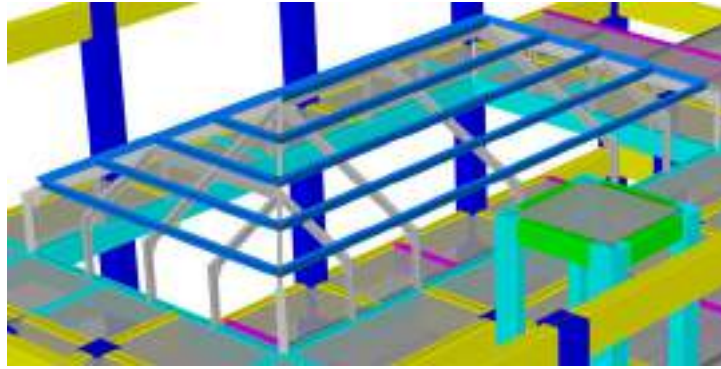


Gambar 4.14. 3D Mode View 3



Gambar 4.15. 3D Mode View 4

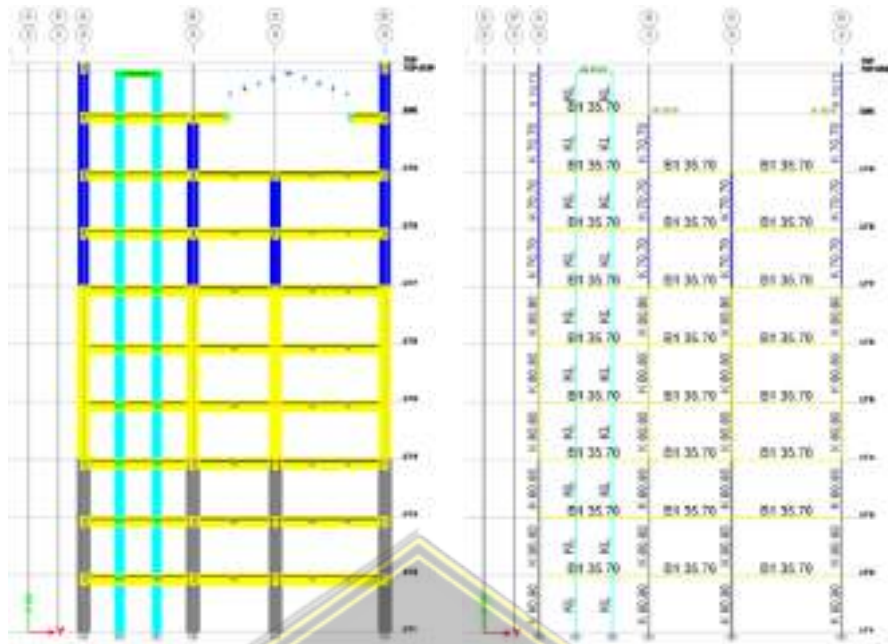
Gambar 4.16. 3D Mode View 5



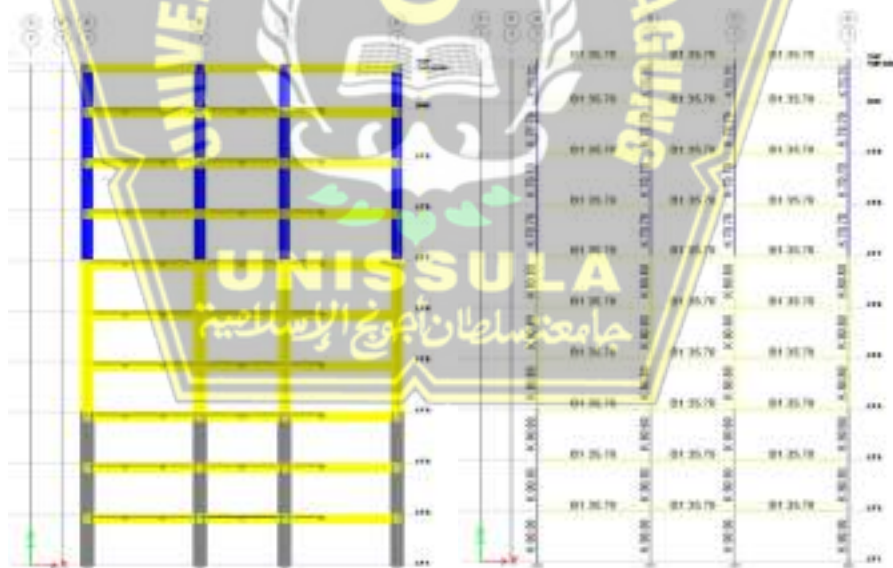
Gambar 4.17. 3D Mode View 6



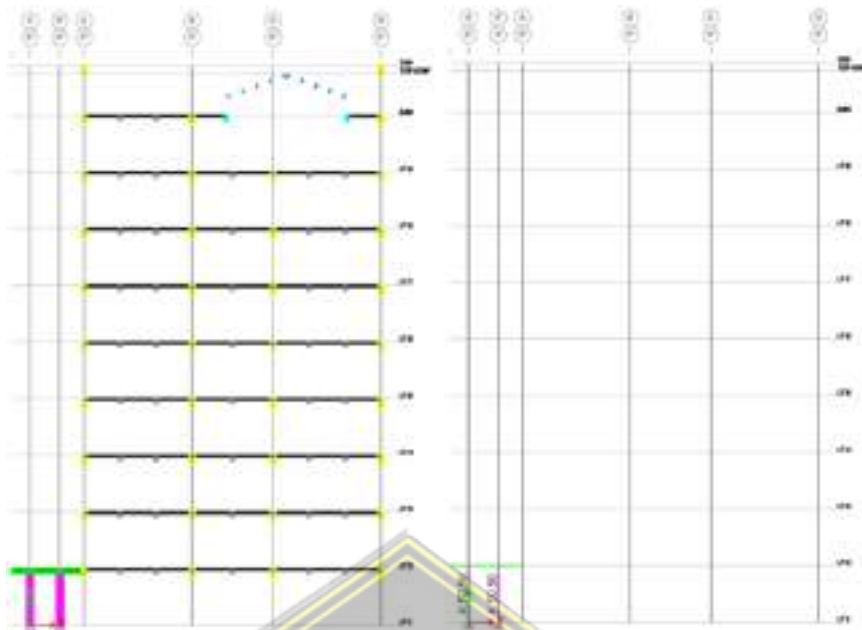
Gambar 4.18. Potongan Portal AS - 1



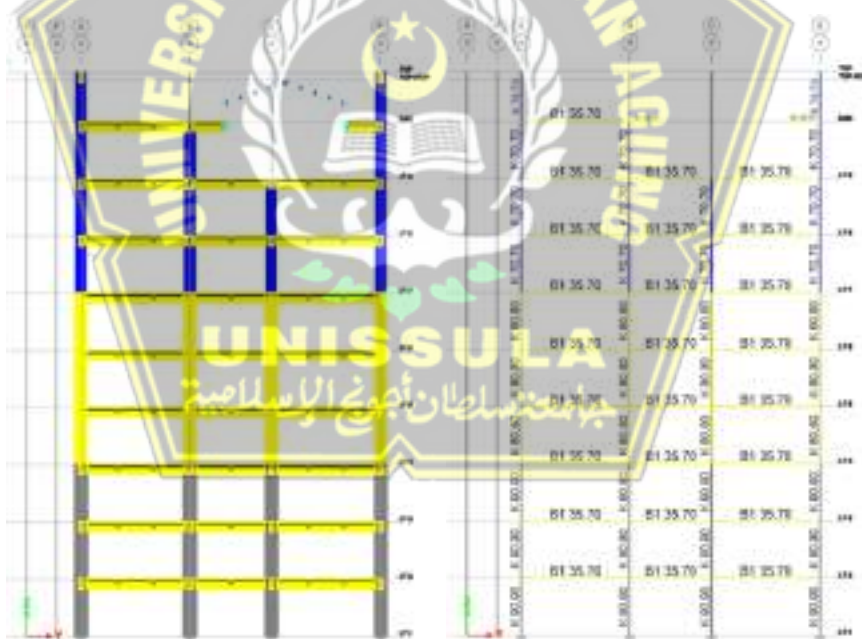
Gambar 4.19. Potongan Portal AS - 2



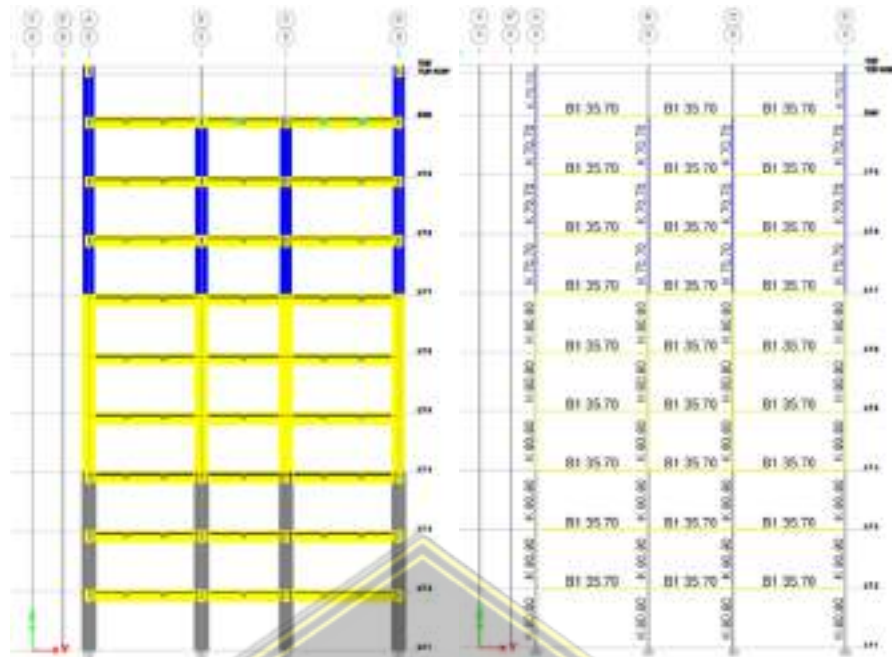
Gambar 4.20. Potongan Portal AS – 3



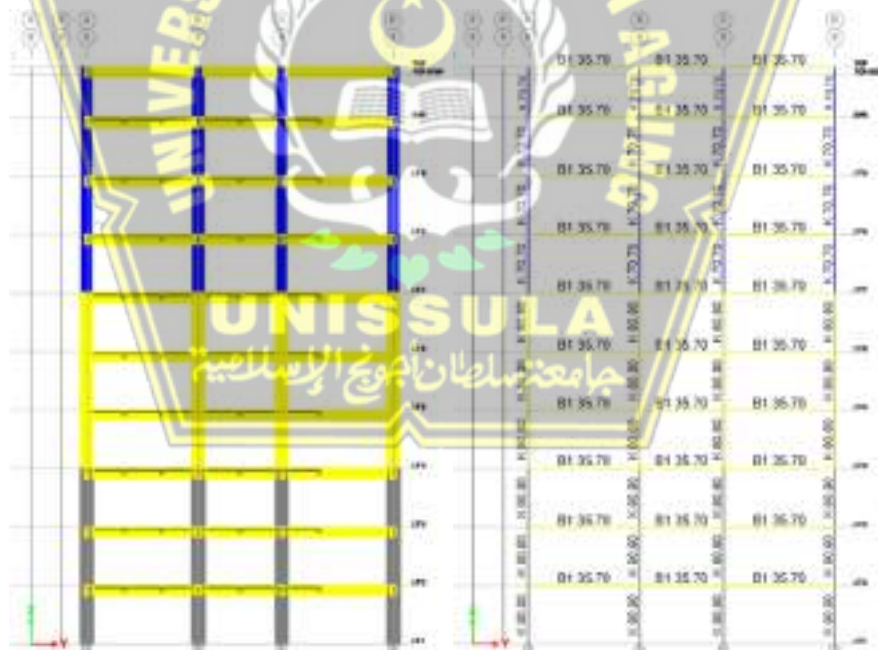
Gambar 4.21. Potongan Portal AS – 3”



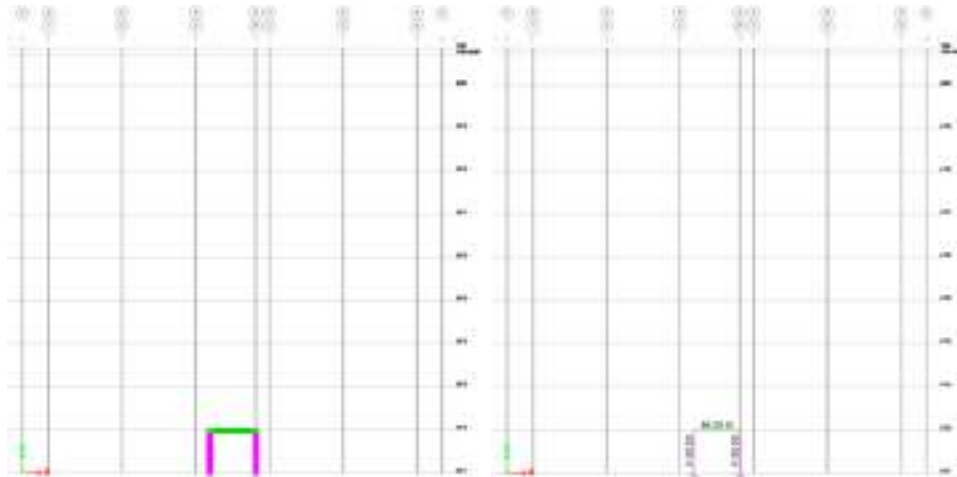
Gambar 4.22. Potongan Portal AS – 4



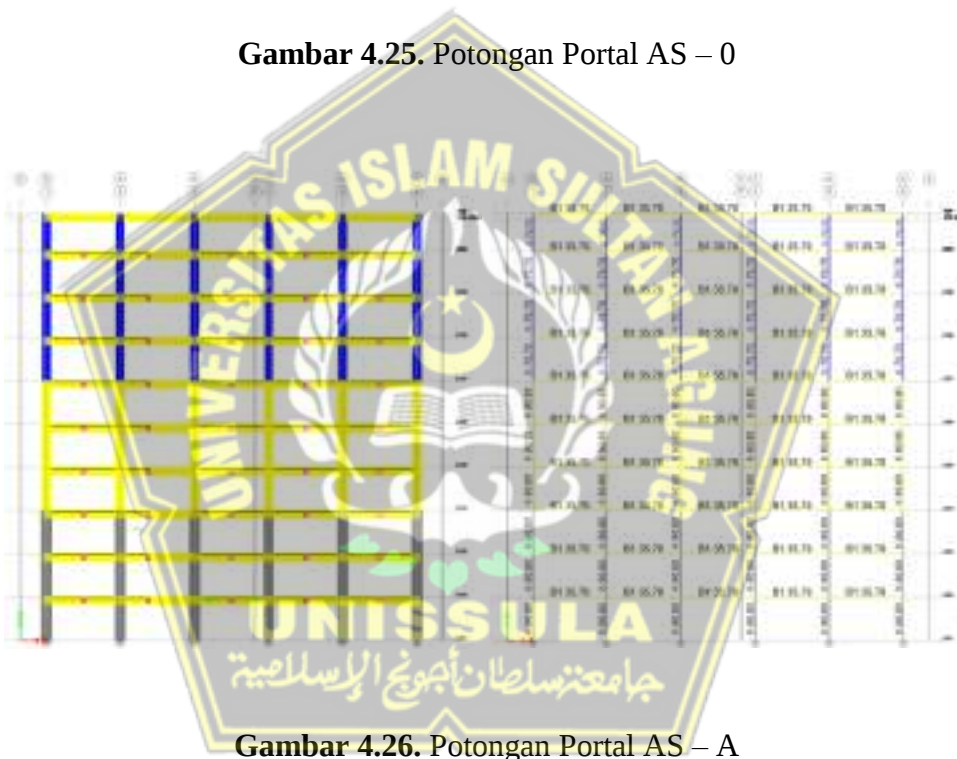
Gambar 4.23. Potongan Portal AS – 5



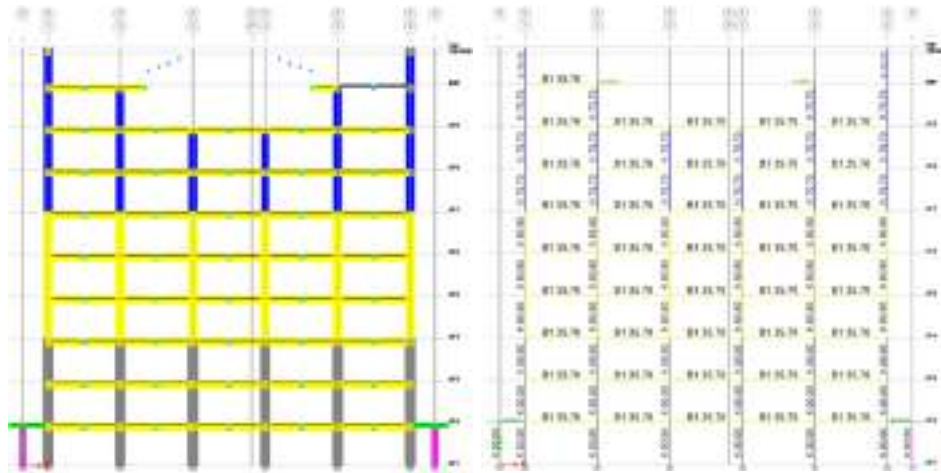
Gambar 4.24. Potongan Portal AS – 6



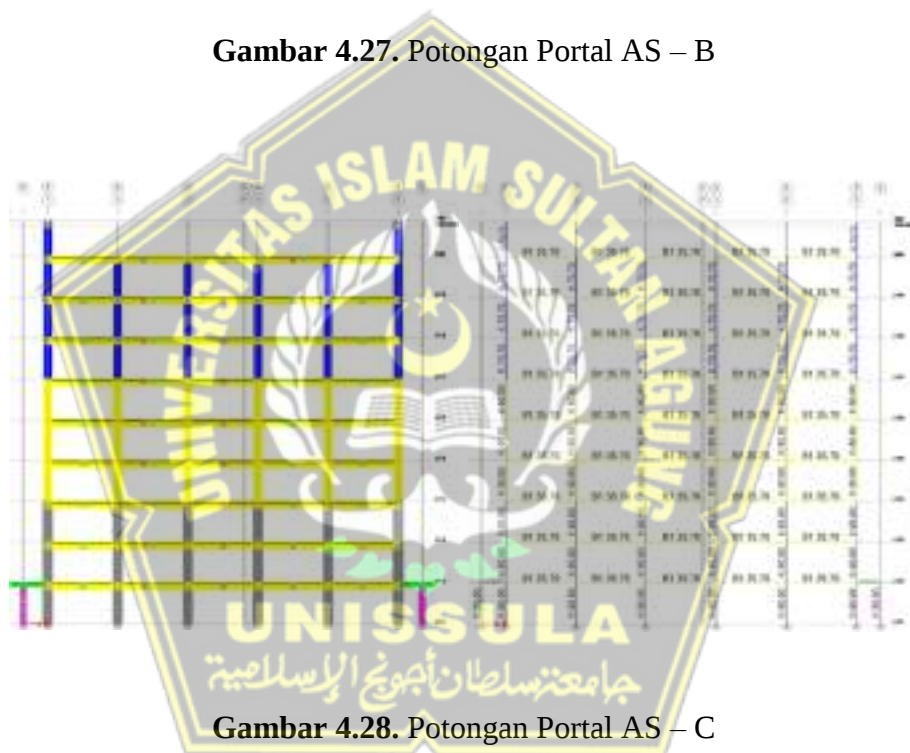
Gambar 4.25. Potongan Portal AS – 0



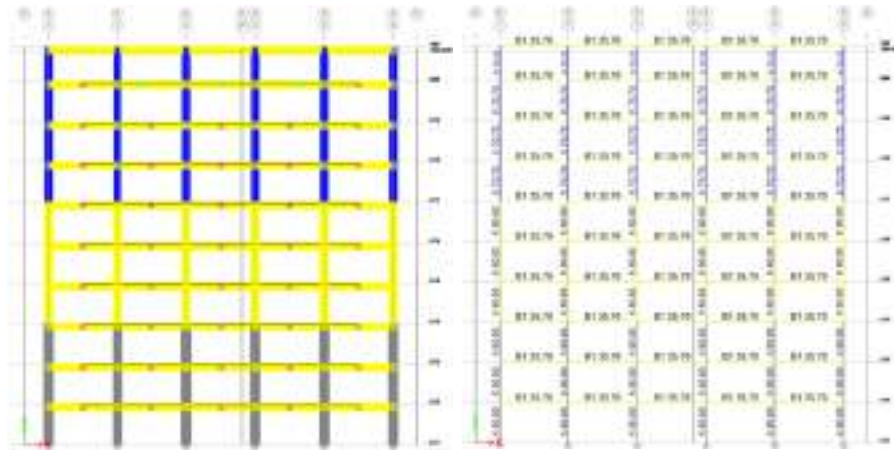
Gambar 4.26. Potongan Portal AS – A



Gambar 4.27. Potongan Portal AS – B



Gambar 4.28. Potongan Portal AS – C



Gambar 4.29. Potongan Portal AS – D



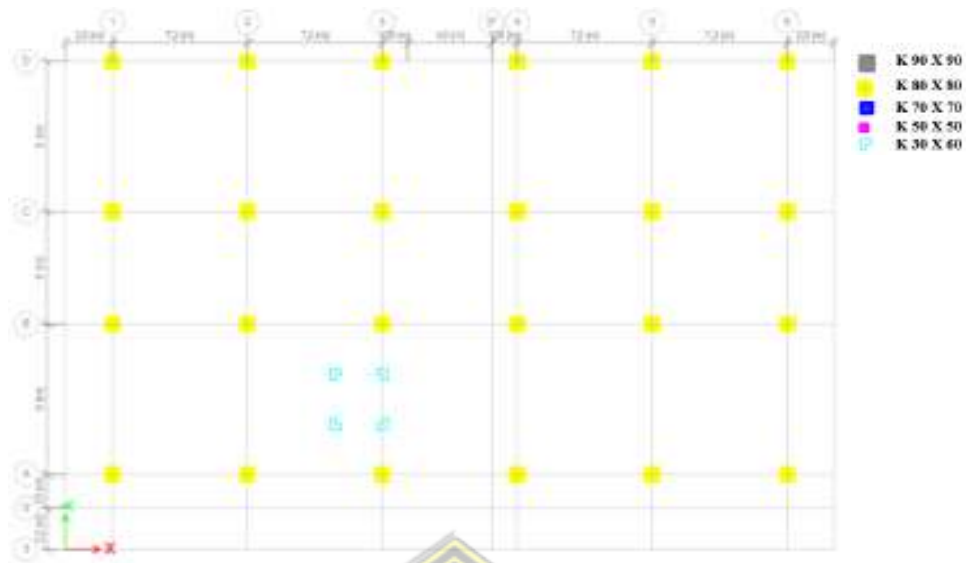
Gambar 4.30. Denah Kolom Lantai 2



Gambar 4.31. Denah Kolom Lantai 3



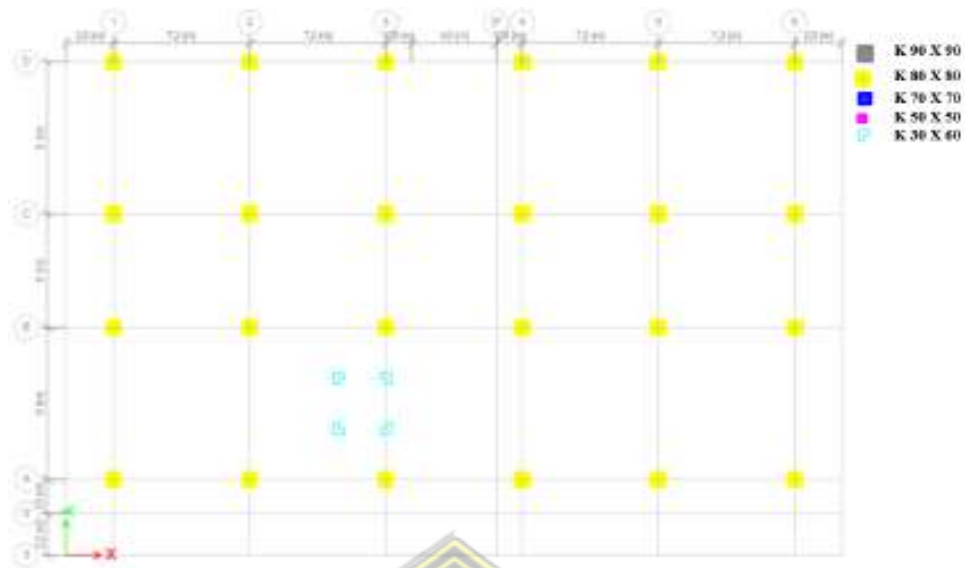
Gambar 4.32. Denah Kolom Lantai 4



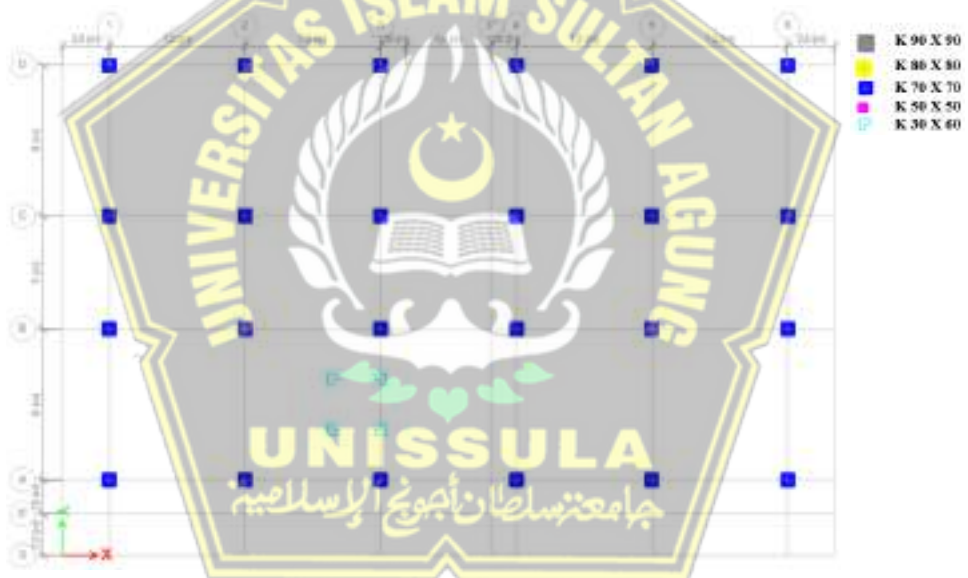
Gambar 4.33. Denah Kolom Lantai 5



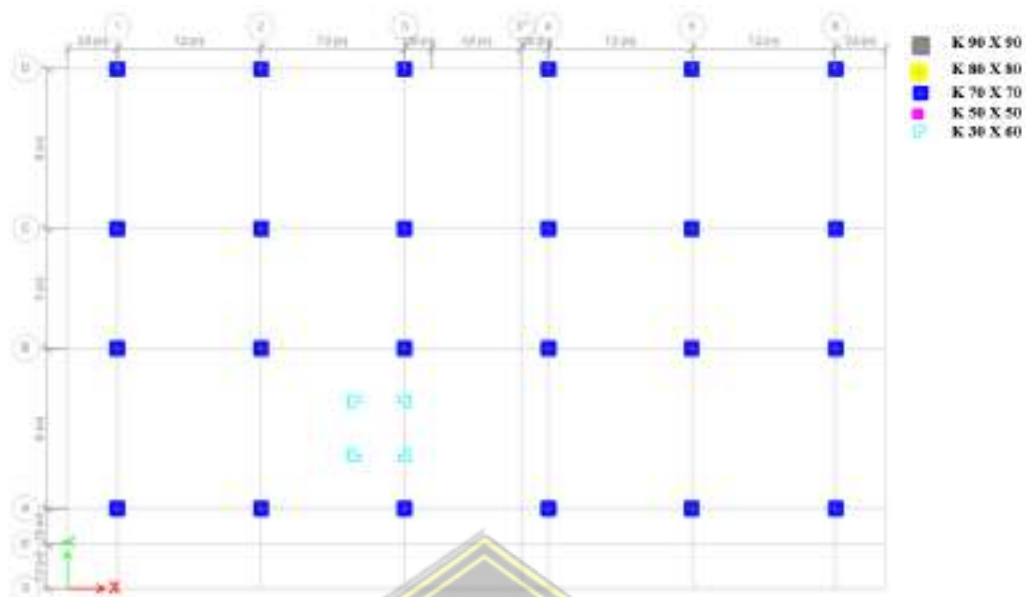
Gambar 4.34. Denah Kolom Lantai 6



Gambar 4.35. Denah Kolom Lantai 7



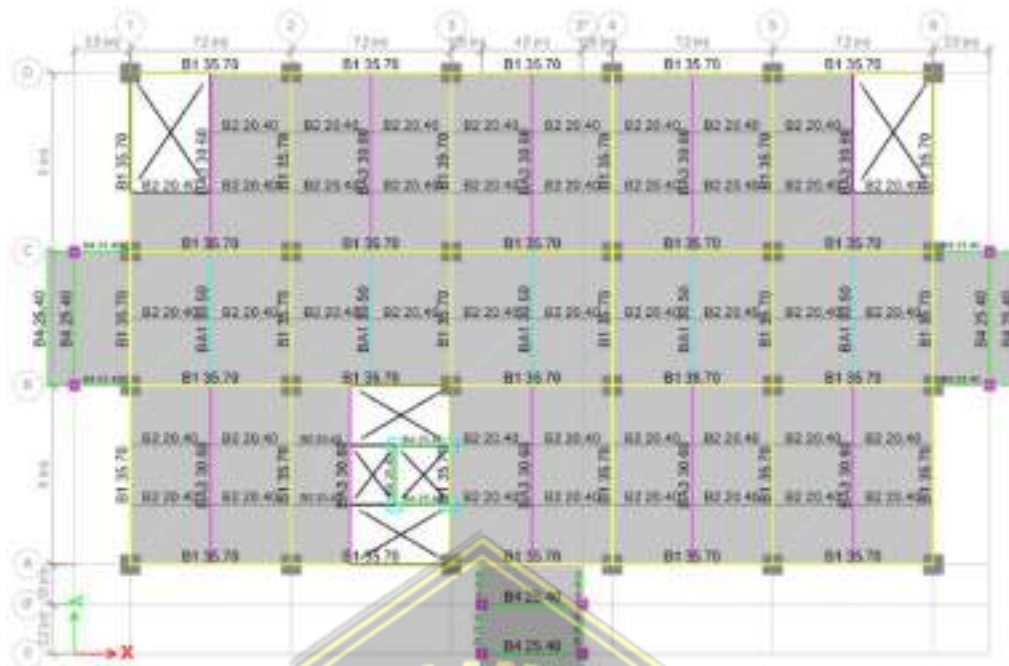
Gambar 4.36. Denah Kolom Lantai 8



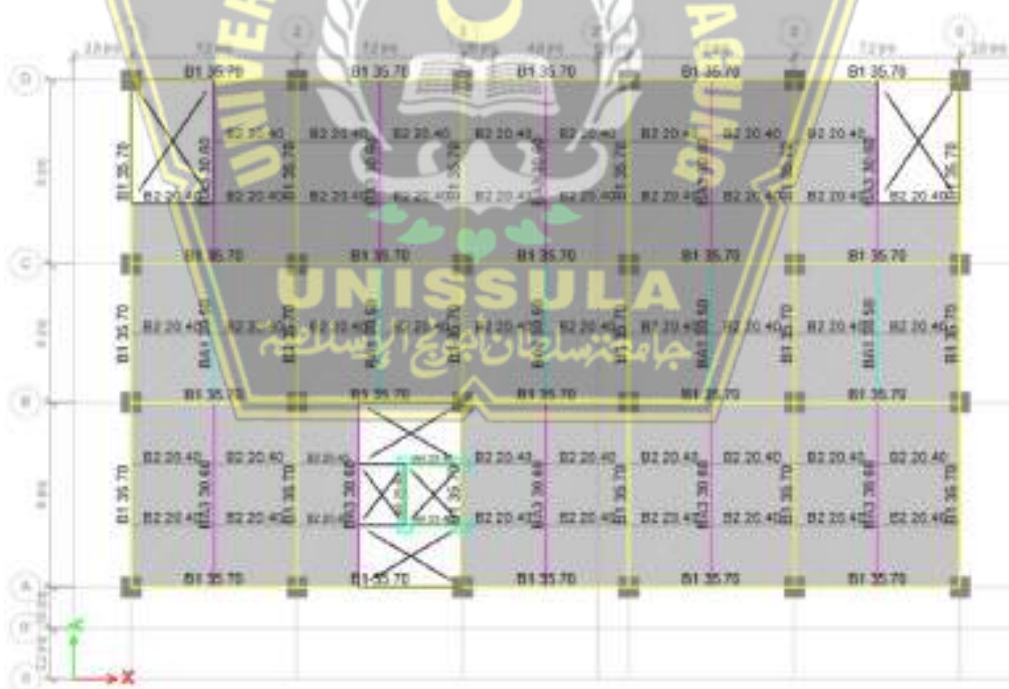
Gambar 4.37. Denah Kolom Lantai 9



Gambar 4.38. Denah Kolom Lantai Dak



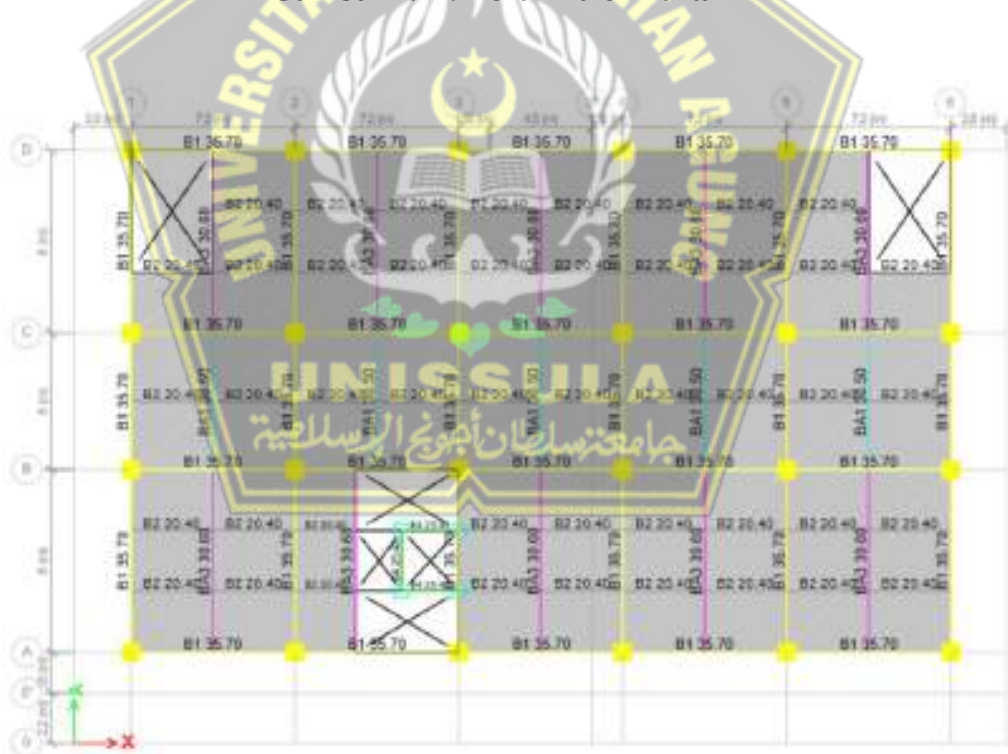
Gambar 4.39. Denah Balok Lantai 2



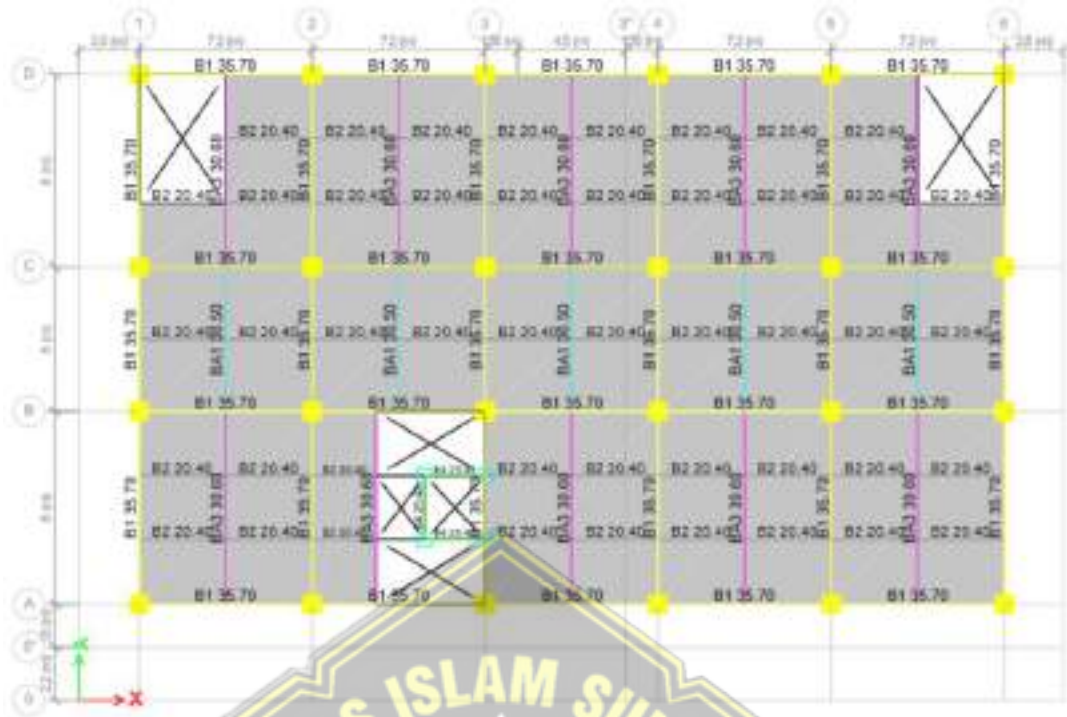
Gambar 4.40. Denah Balok Lantai 3



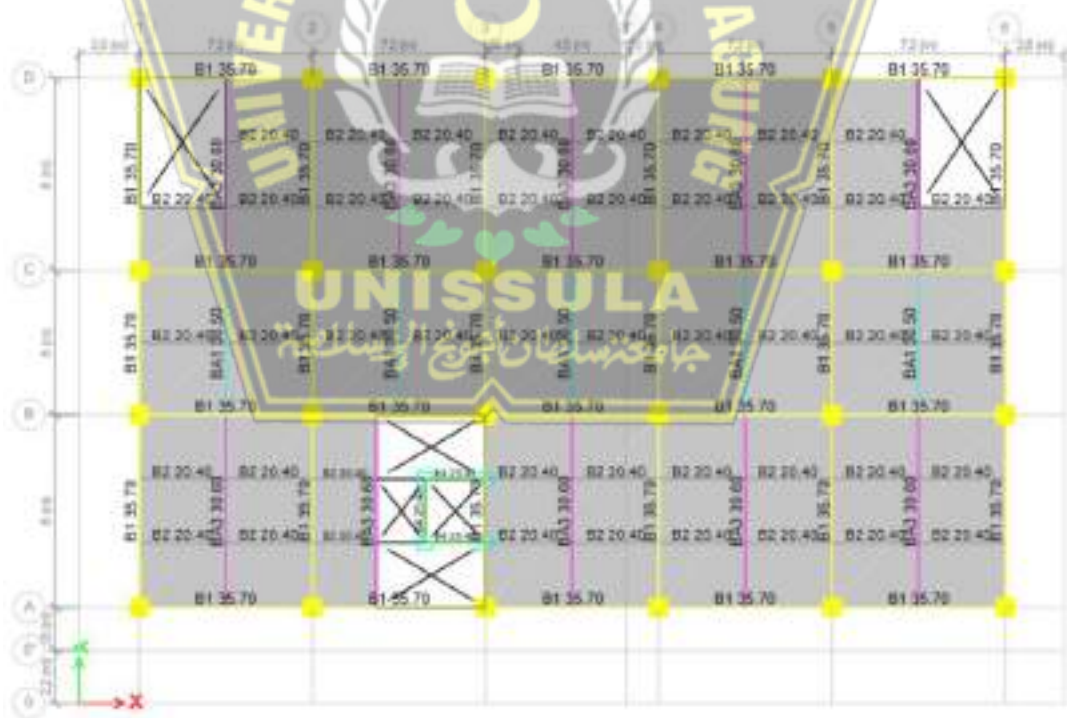
Gambar 4.41. Denah Balok Lantai 4



Gambar 4.42. Denah Balok Lantai 5



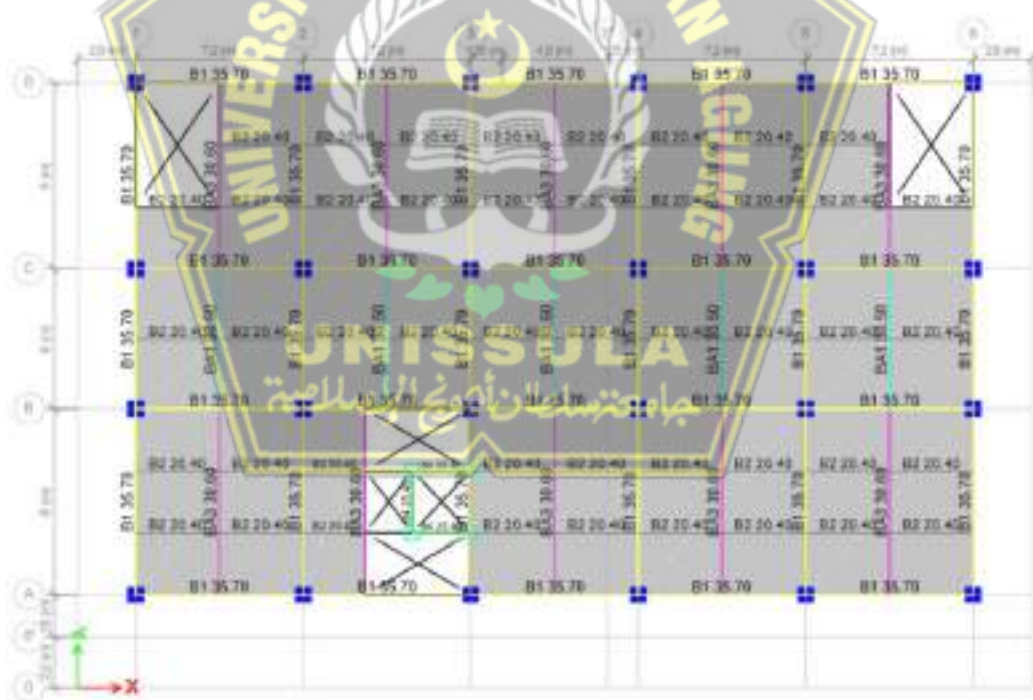
Gambar 4.43. Denah Balok Lantai 6



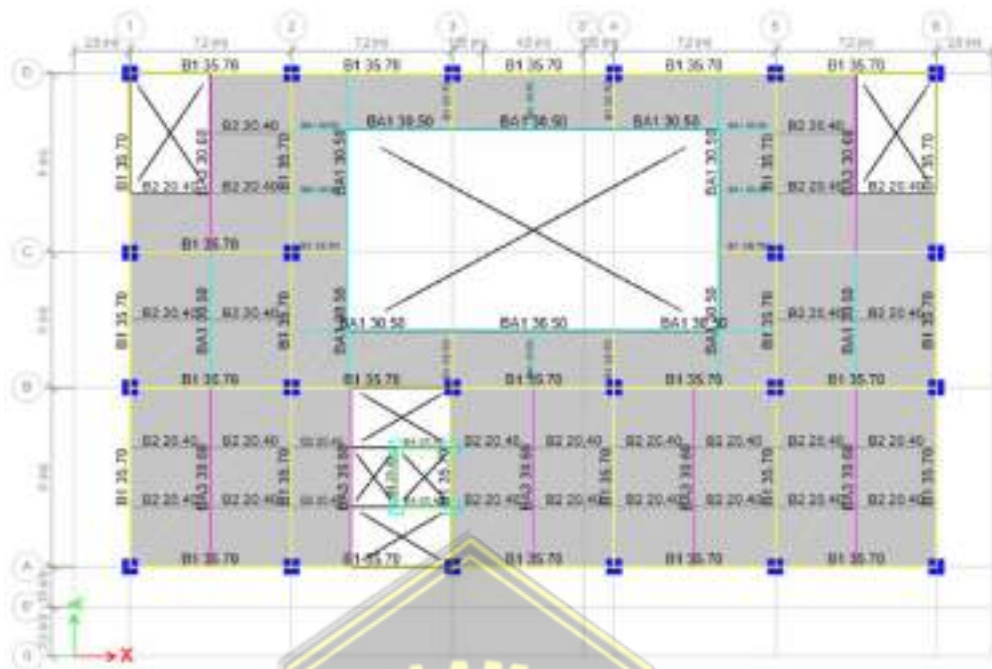
Gambar 4.44. Denah Balok Lantai 7



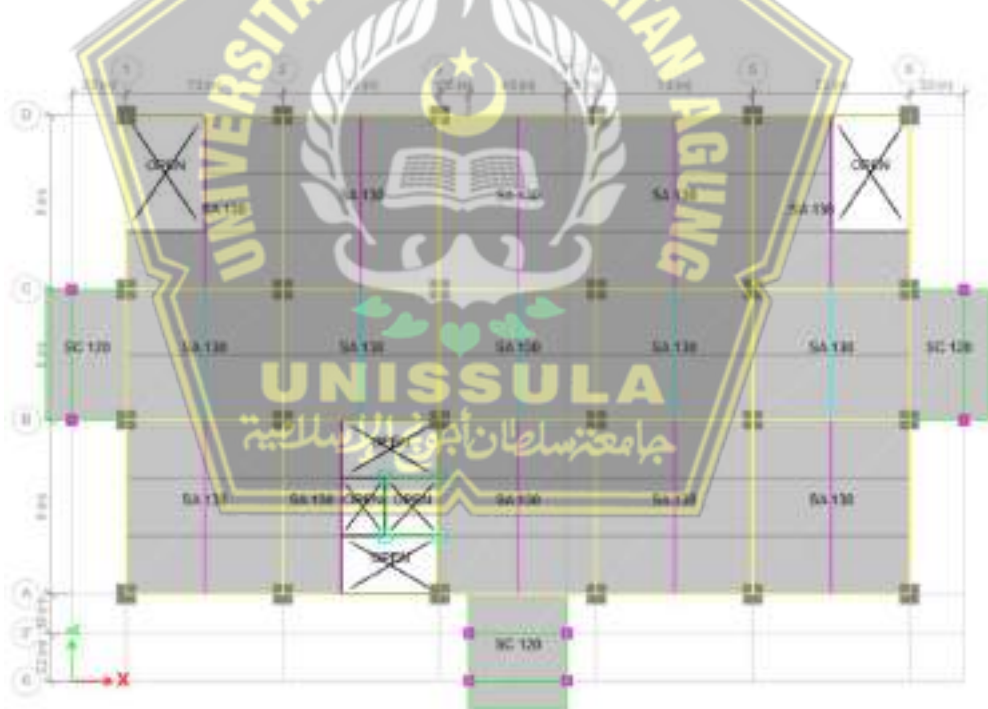
Gambar 4.45. Denah Balok Lantai 8



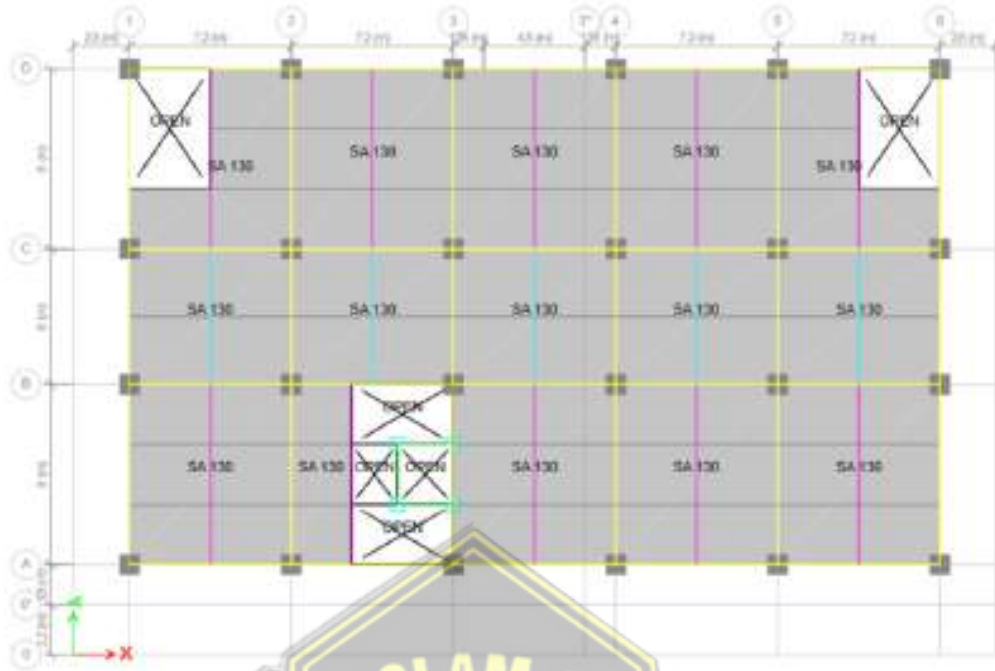
Gambar 4.46. Denah Balok Lantai 9



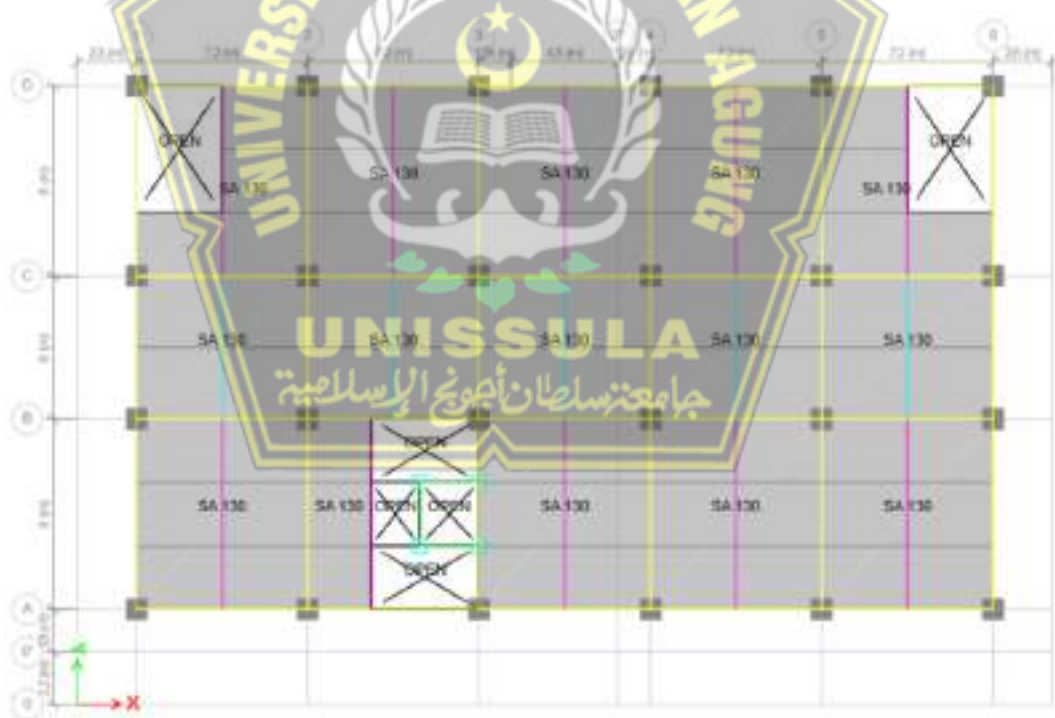
Gambar 4.47. Denah Balok Lantai Dak



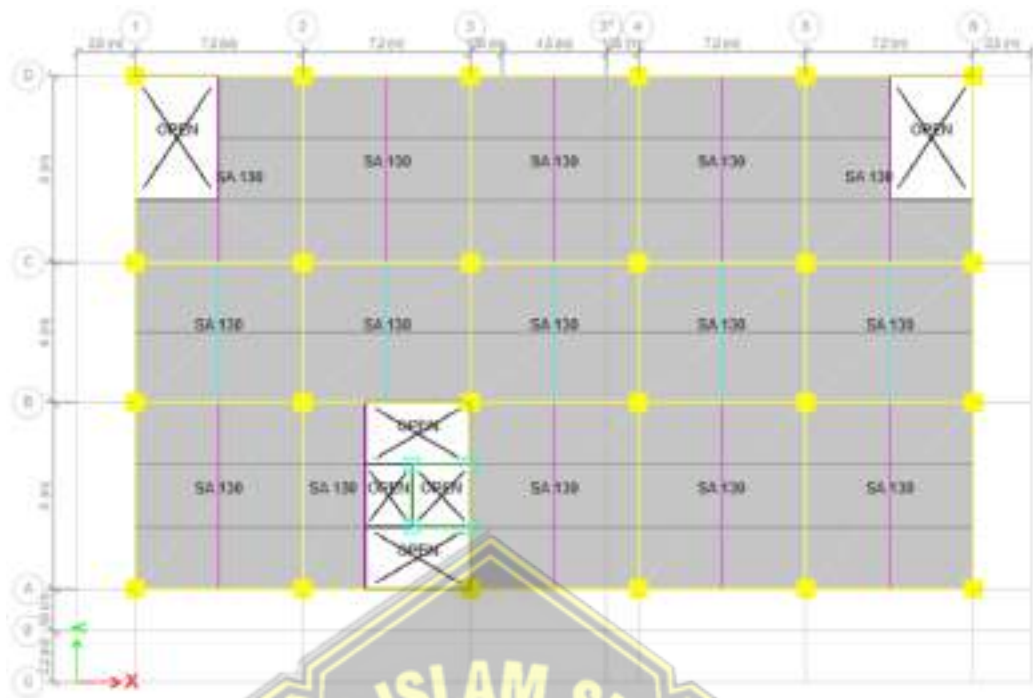
Gambar 4.48. Denah Pelat Lantai 2



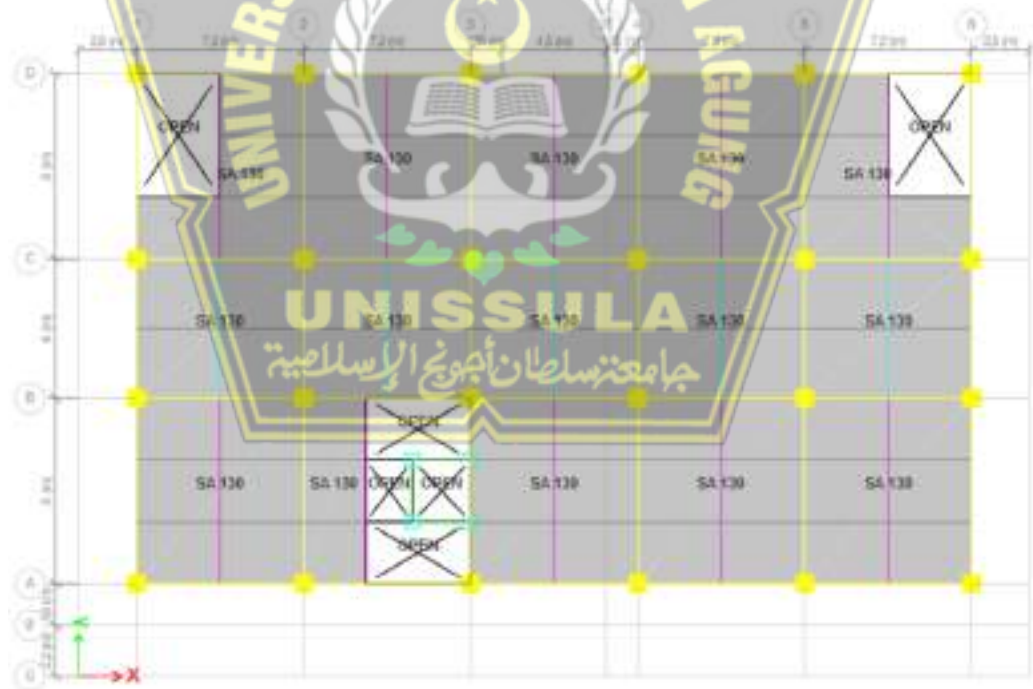
Gambar 4.49. Denah Pelat Lantai 3



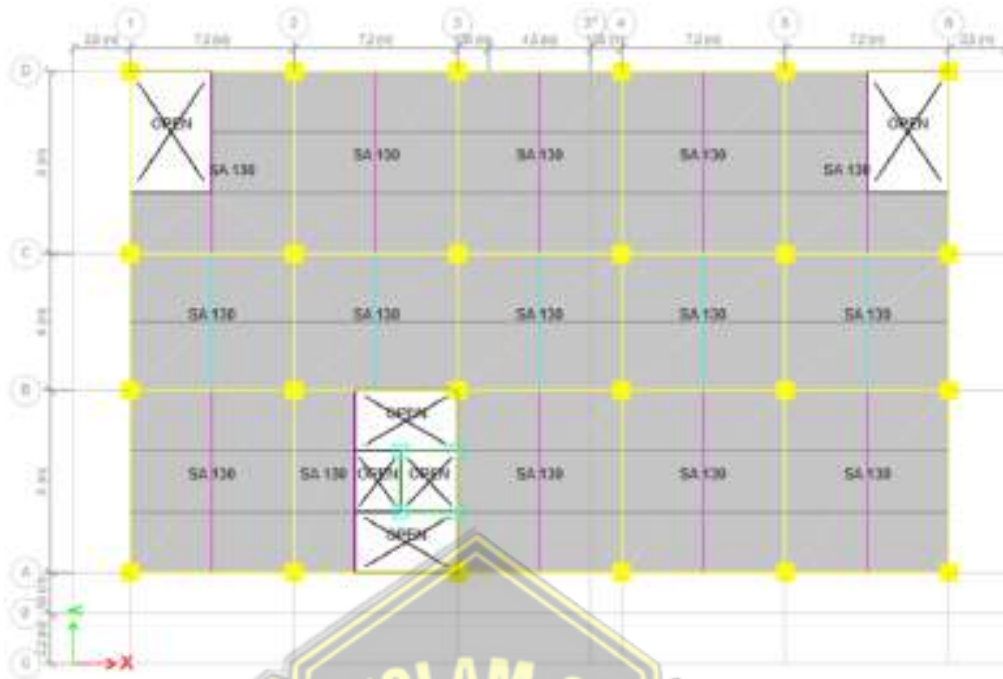
Gambar 4.50. Denah Pelat Lantai 4



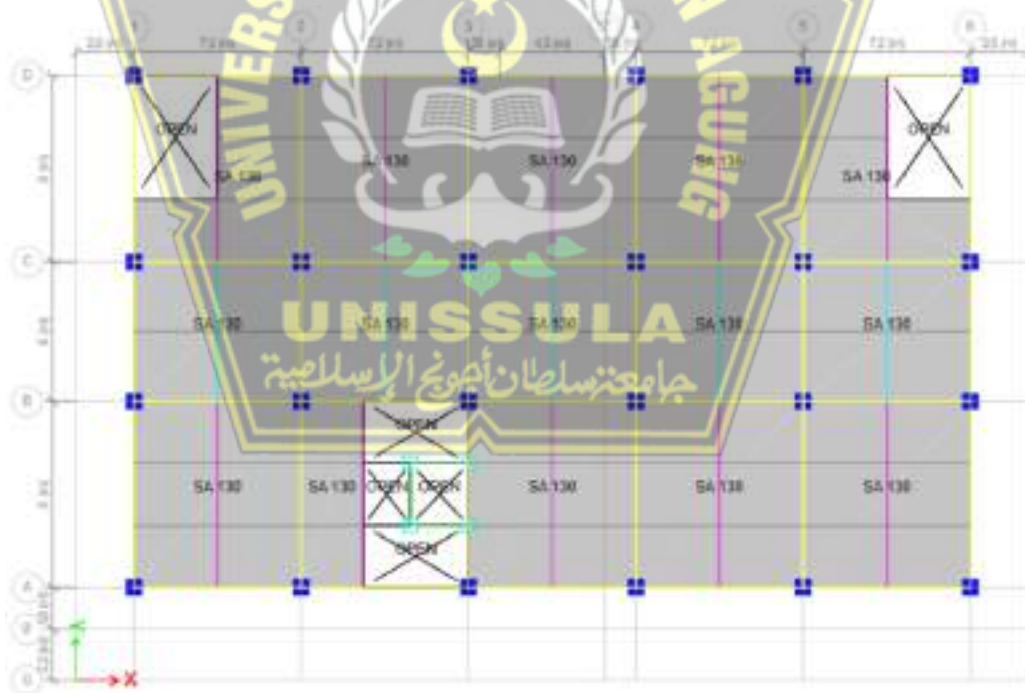
Gambar 4.51. Denah Pelat Lantai 5



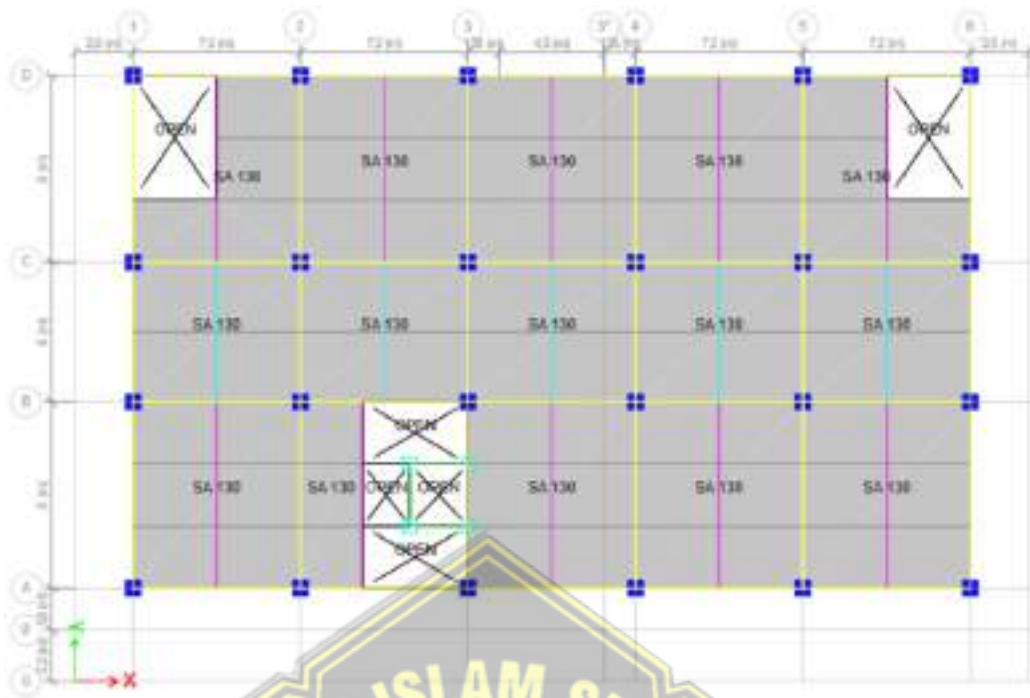
Gambar 4.52. Denah Pelat Lantai 6



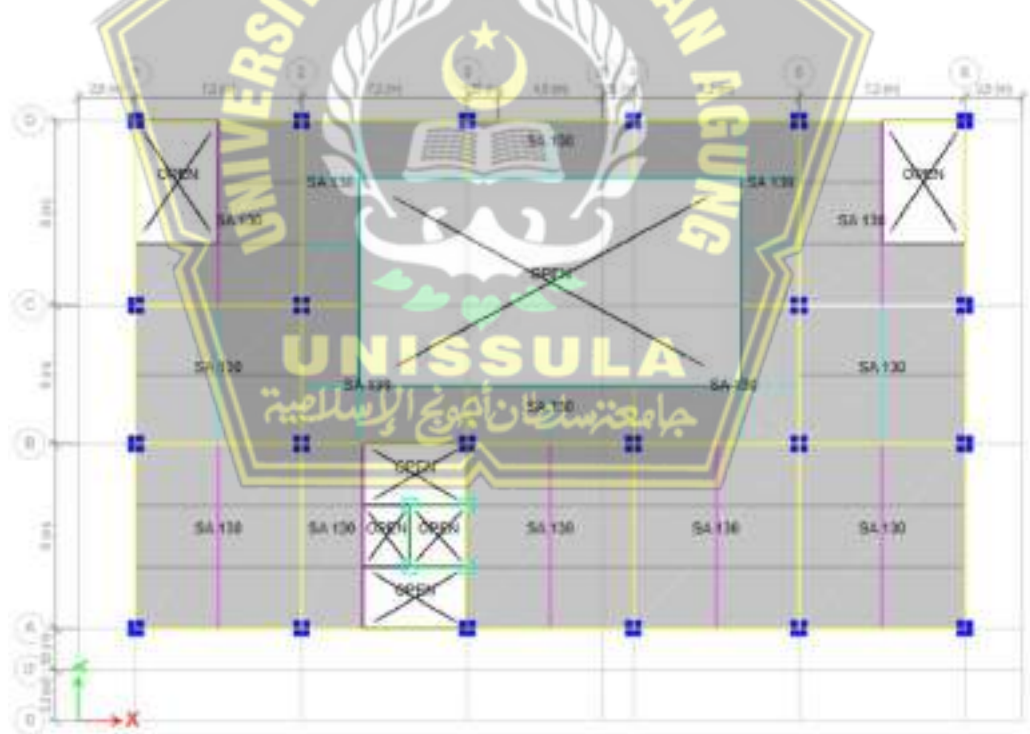
Gambar 4.53. Denah Pelat Lantai 7



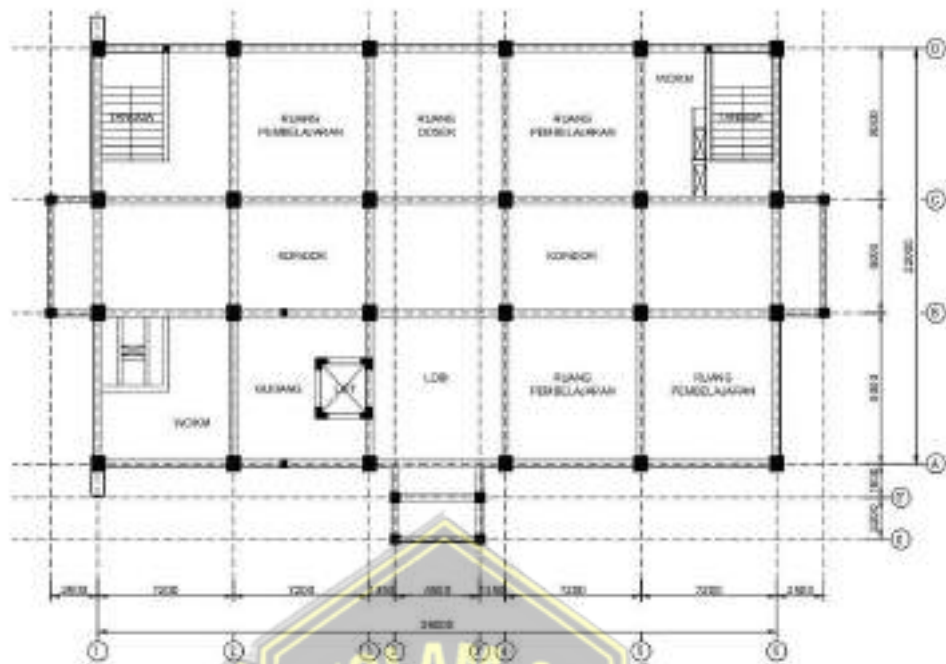
Gambar 4.54. Denah Pelat Lantai 8



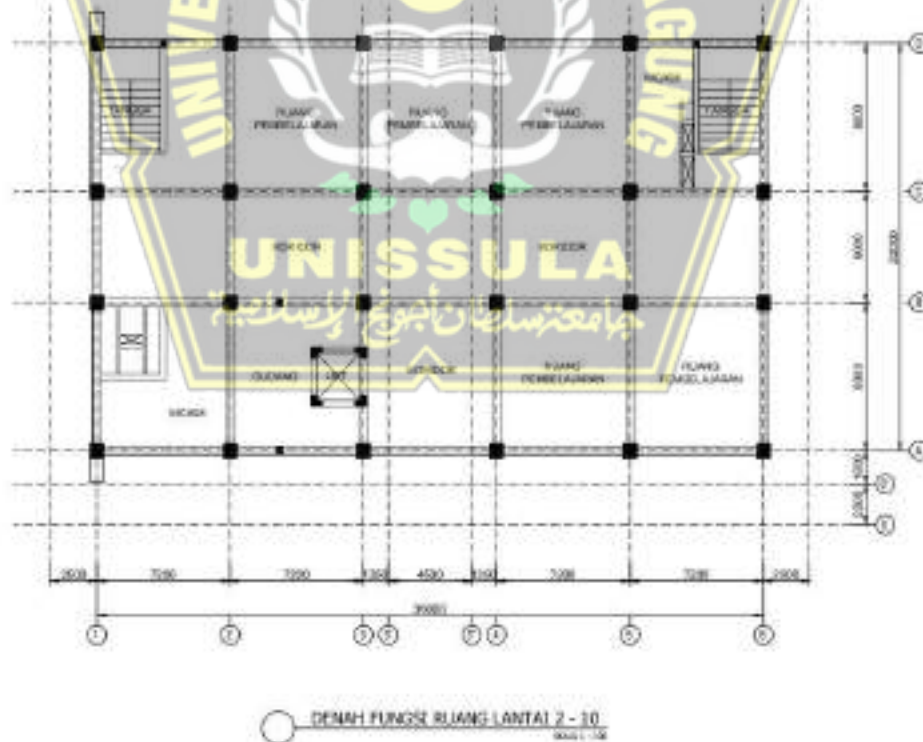
Gambar 4.55. Denah Pelat Lantai 9



Gambar 4.56. Denah Pelat Lantai Dak



Gambar 4.57. Denah Fungsi Ruang Lantai 1



Gambar 4.58. Denah Fungsi Ruang Lantai 2-9

4.3. Analisis Struktur

4.3.1 Pembebanan Gravitasi

Beberapa beban gravitasi yang diaplikasikan kedalam struktur bangunan didasarkan pada aspek fungsional dari setiap ruangan yang ada. Pengaplikasian struktur bangunan sesuai dengan gambar perencanaan. Peraturan, standar atau data – data yang digunakan sebagai acuan besaran beban yang diaplikasikan yaitu :

1. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 1727 2020
2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, PPIUG 1983

Dalam perencanaan sebuah struktur maka beban beban yang kemungkinan akan terjadi . dalam perhitungan pembebanan biasanya sudah ada beban yang menjadi standar dari Persyaratan beban minimum di SNI-1727-2020. Tetapi adapun beban yang tidak terlampir pada persyaratan itu maka beban di tentukan dari spesifikasi perhitungan material yang ada pada peraturan beban indonesia terdahuu.

a. Beban Mati

Tabel 4.1. Beban Mati

No	Jenis	Berat	Satuan
1	Beton bertuang	24	kN/m ³
2	Beton polos	22	kN/m ³
3	Dinding pasangan bata ½ batu	2,5	kN/m ²
4	Curtain wall kaca + rangka	0,6	kN/m ²
5	Keramik + finishing lantai	1,1	kN/m ²
6	MEP	0,5	kN/m ²
7	Plafond + penggantung	0,2	kN/m ²

Tebal Pelat = 120 mm = 0,12 m

Tebal keramik + finishing lantai = 5 cm = 0,05 m

Berat keramik + finishing lantai = Tebal x beton polos

= 0,05 x 22

= 1,1 kN/m²

Berat plafond = 0,2 kN/m²

Berat MEP = 0,5 kN/m²

Total beban mati = 1,8 kN/m²

Beban mati dinding permanen = pasangan bata ½ batu Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 2,5 kN/m²

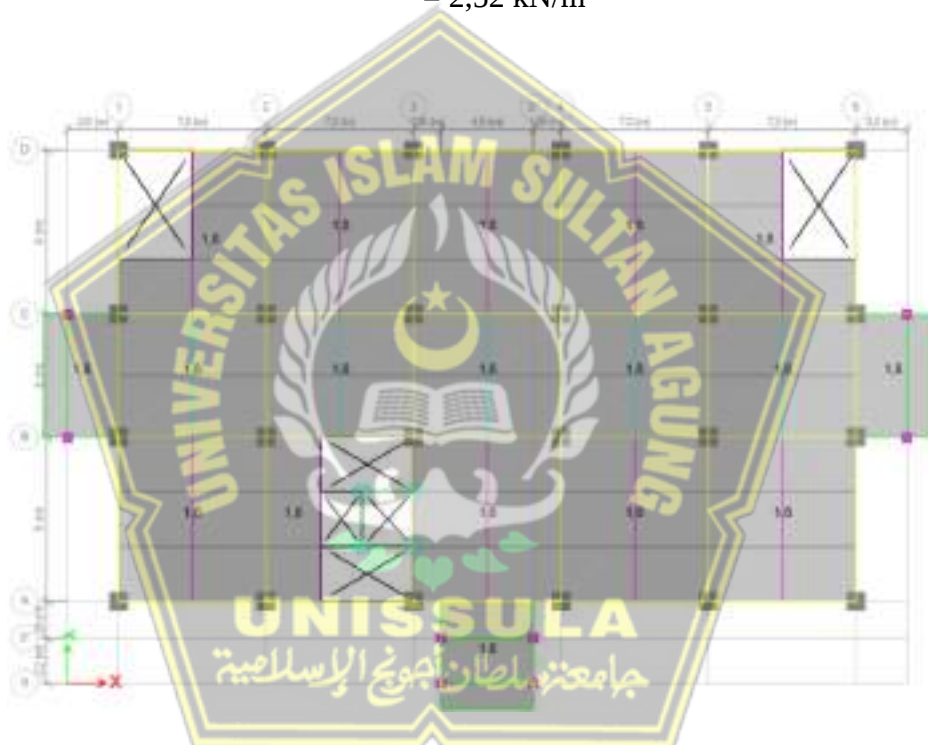
Total beban mati
= 4,2 x 2,5
= 10,5 kN/m²

Beban mati dinding Curtan waLL kaca + rangka

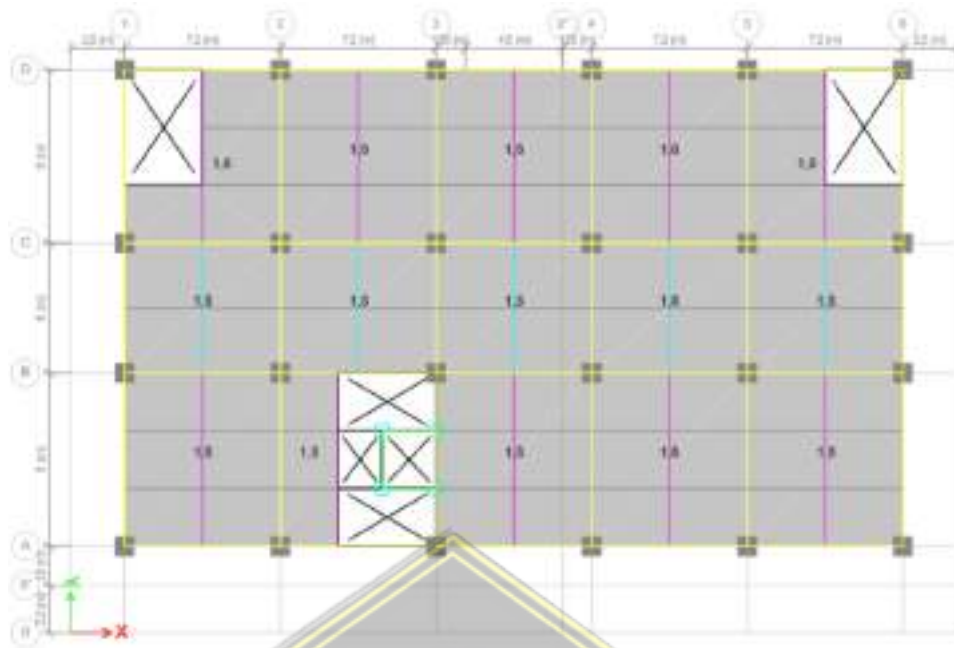
Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 0,6 kN/m²

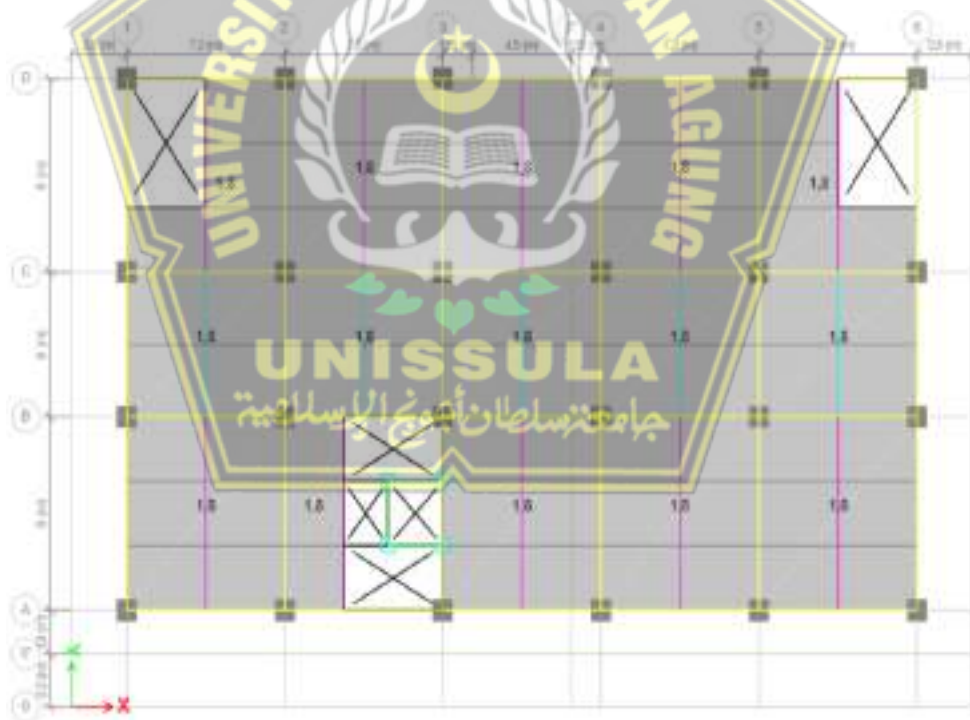
Totan beban mati
= 4,2 x 0,6
= 2,52 kN/m²



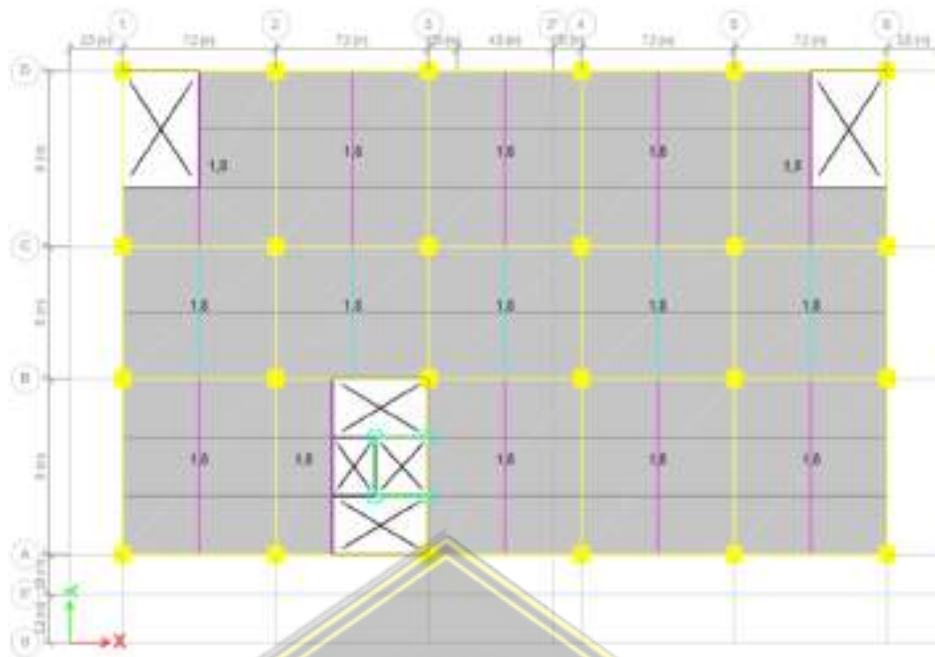
Gambar 4.59. *Input Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 2*



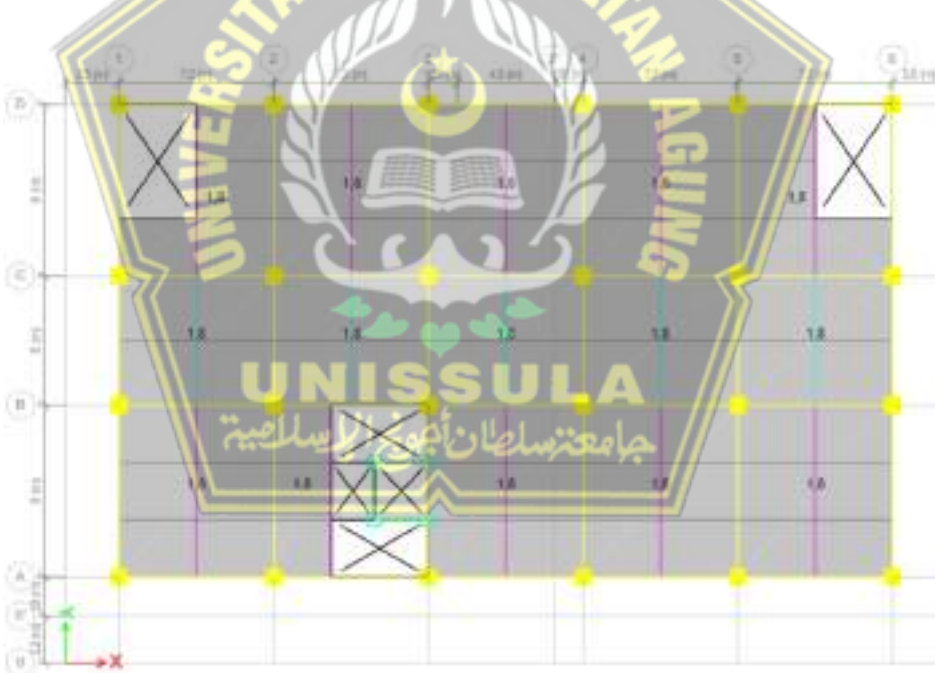
Gambar 4.60. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 3



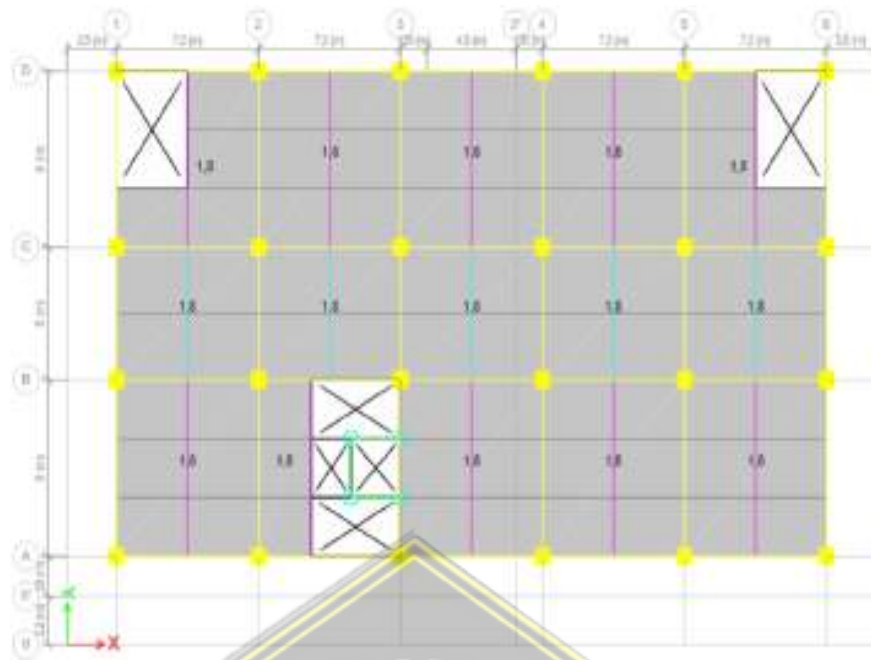
Gambar 4.61. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 4



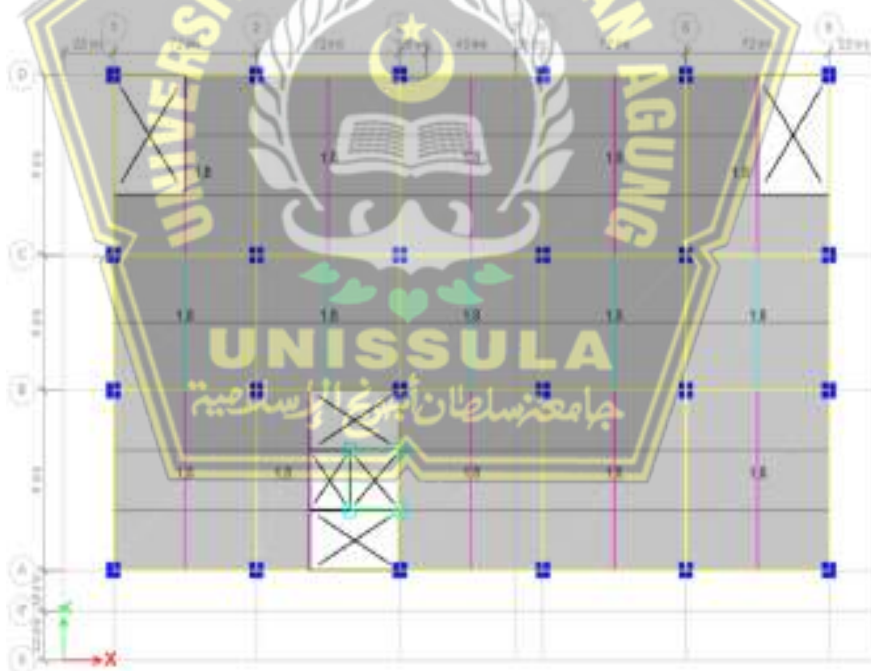
Gambar 4.62. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 5



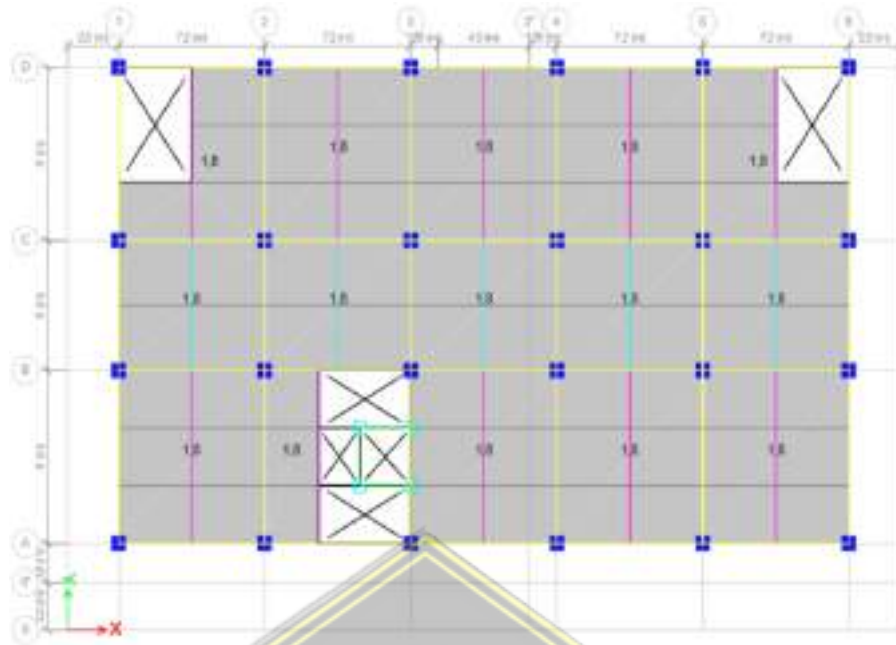
Gambar 4.63. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 6



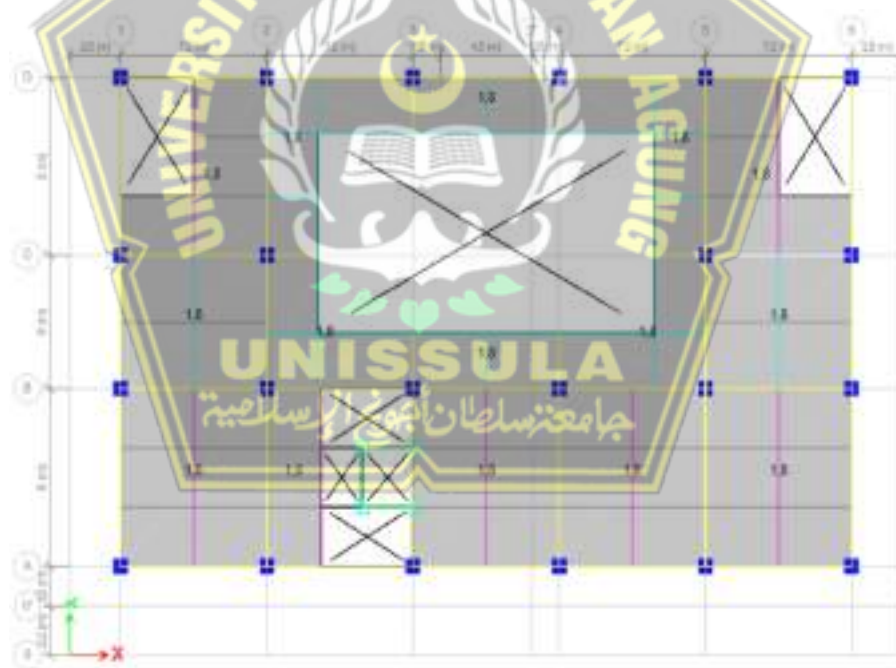
Gambar 4.64. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 7



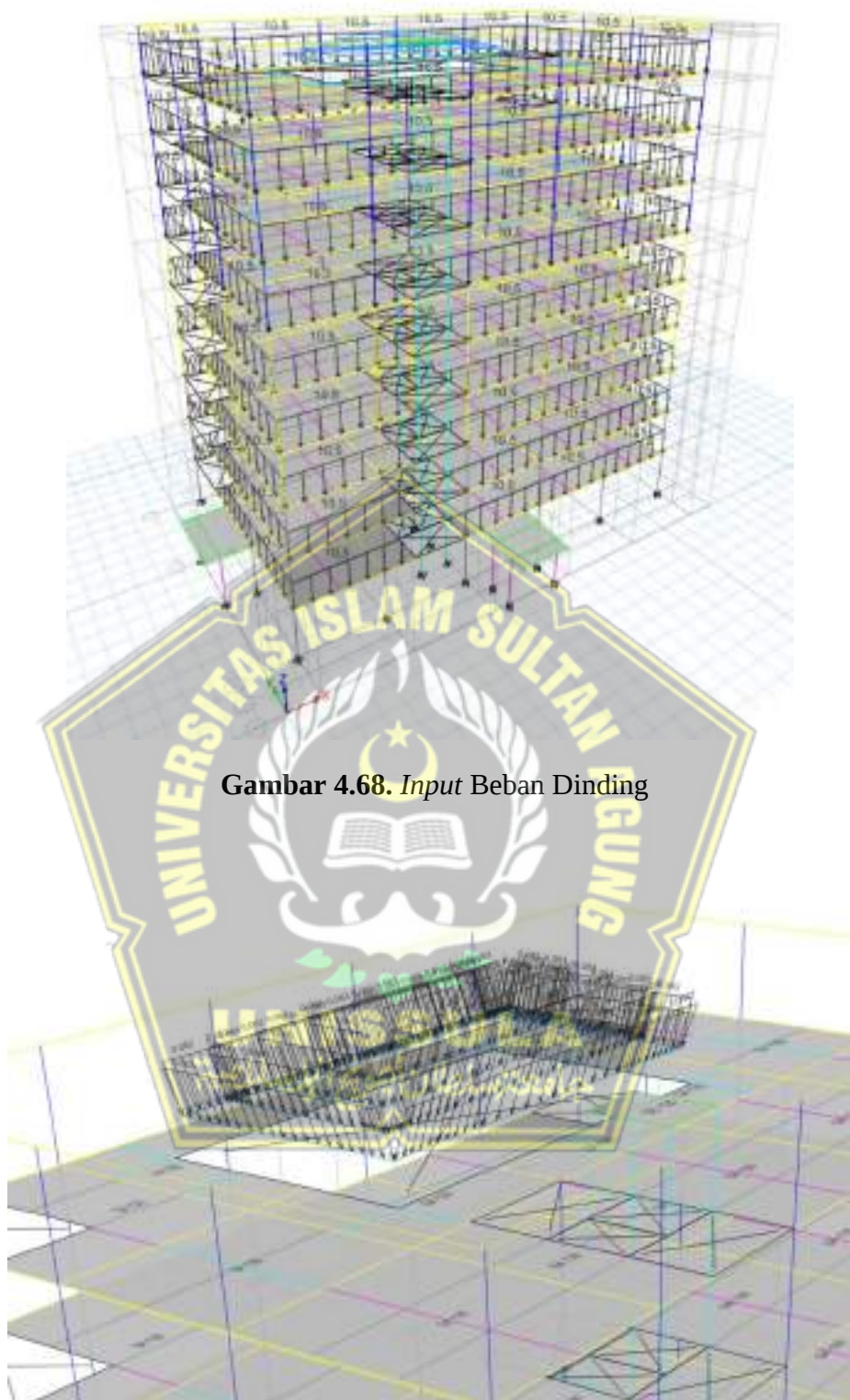
Gambar 4.65. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 8



Gambar 4.66. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai 9



Gambar 4.67. *Input* Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai Dak



Gambar 4.68. *Input Beban Dinding*

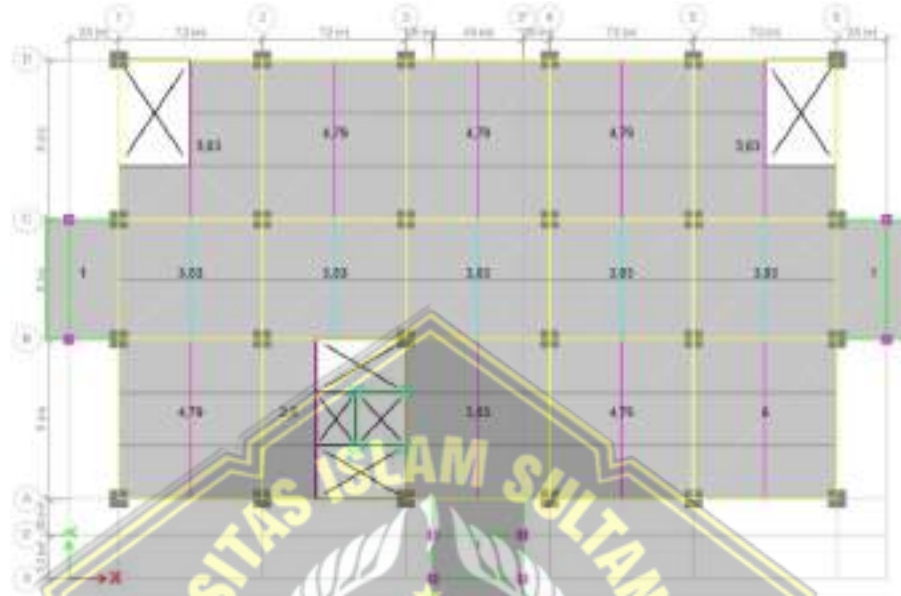
Gambar 4.69. *Input Beban Mati Atap*

b. Beban Hidup

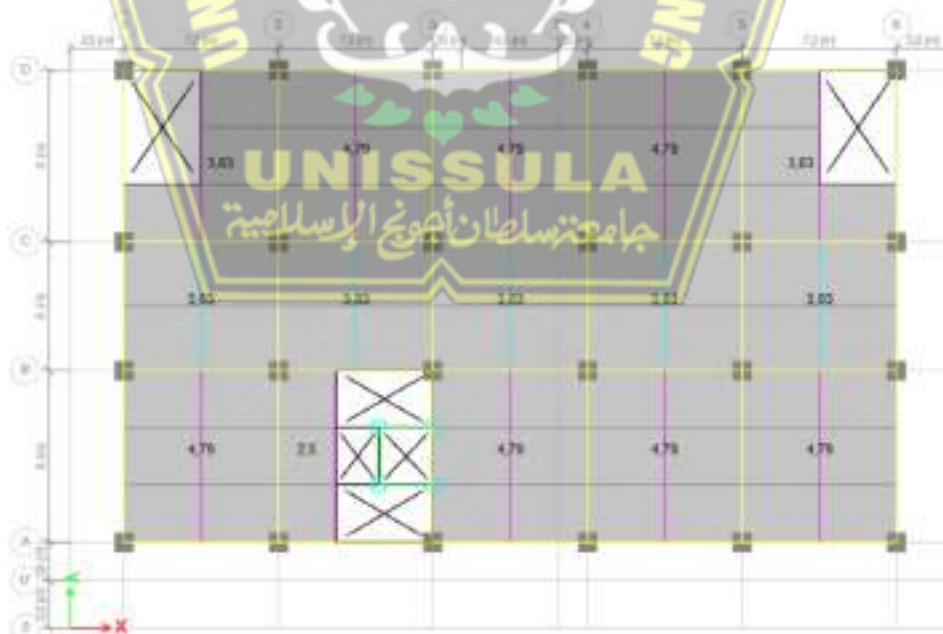
Beban hidup gedung perkantoran = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Beban hidup atap = 1 kN/m^2

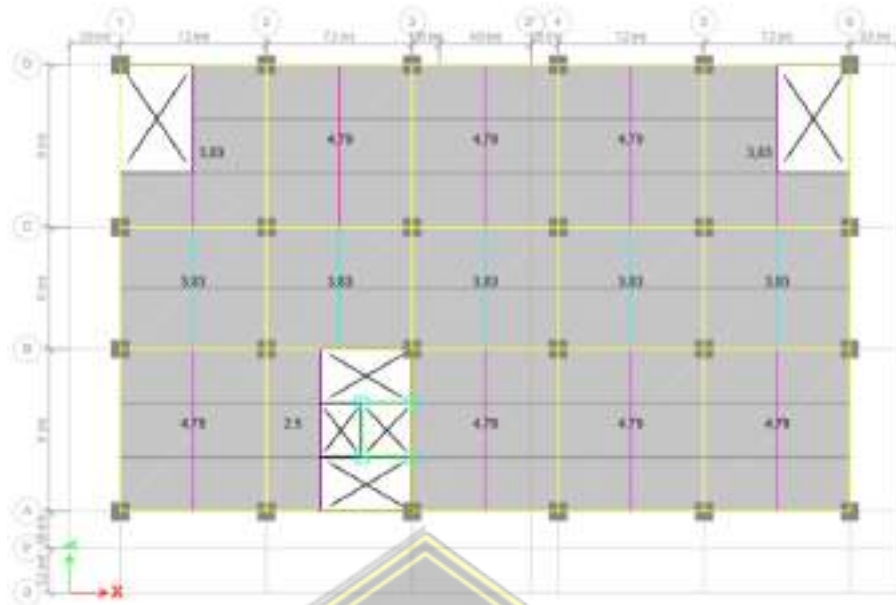
Beban hidup ruang penyimpanan = 6 kN/m^2



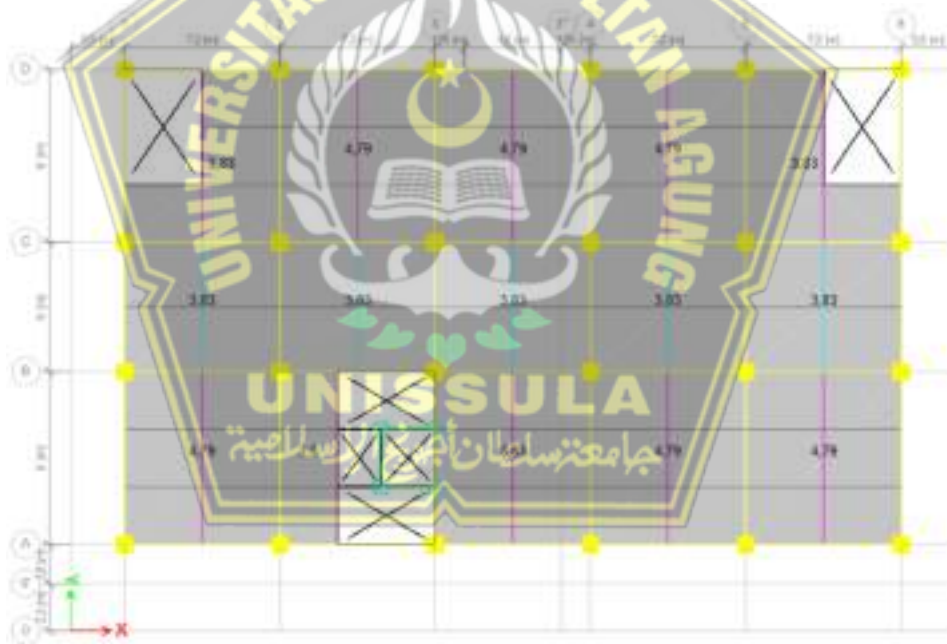
Gambar 4.70. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 2*



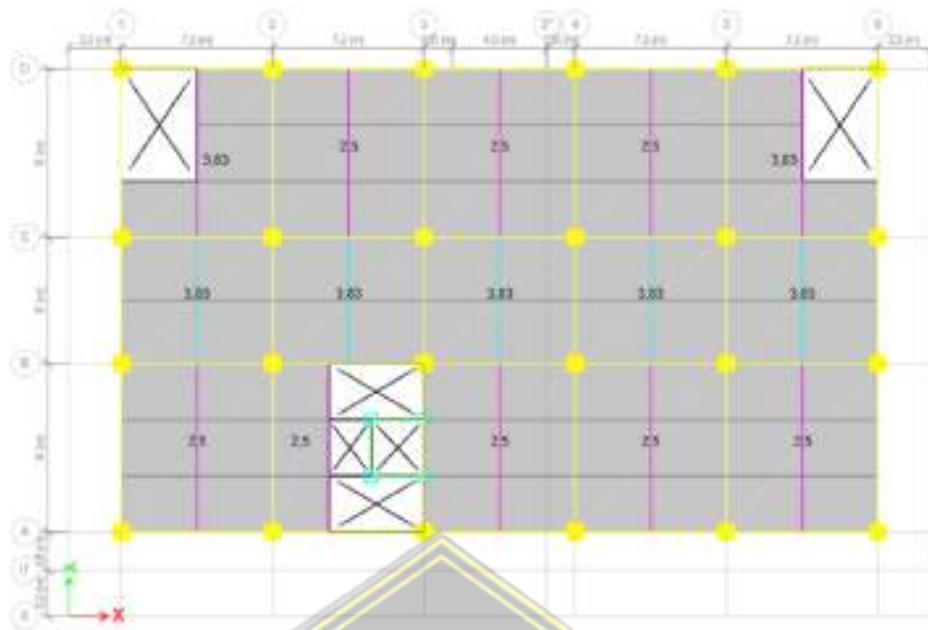
Gambar 4.71. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 3*



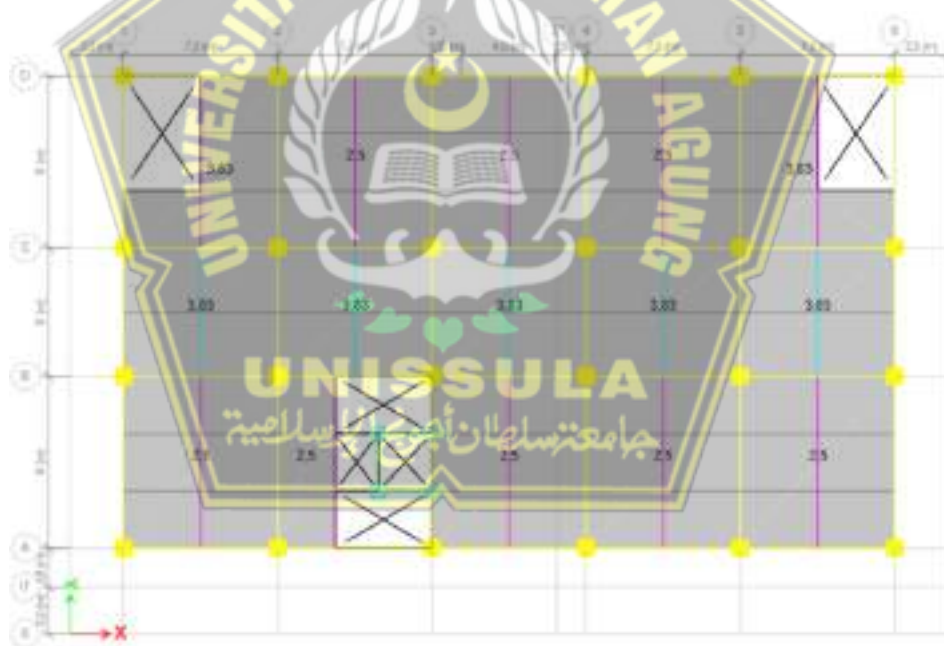
Gambar 4.72. *Input* Beban Hidup pada Pelat Lantai 4



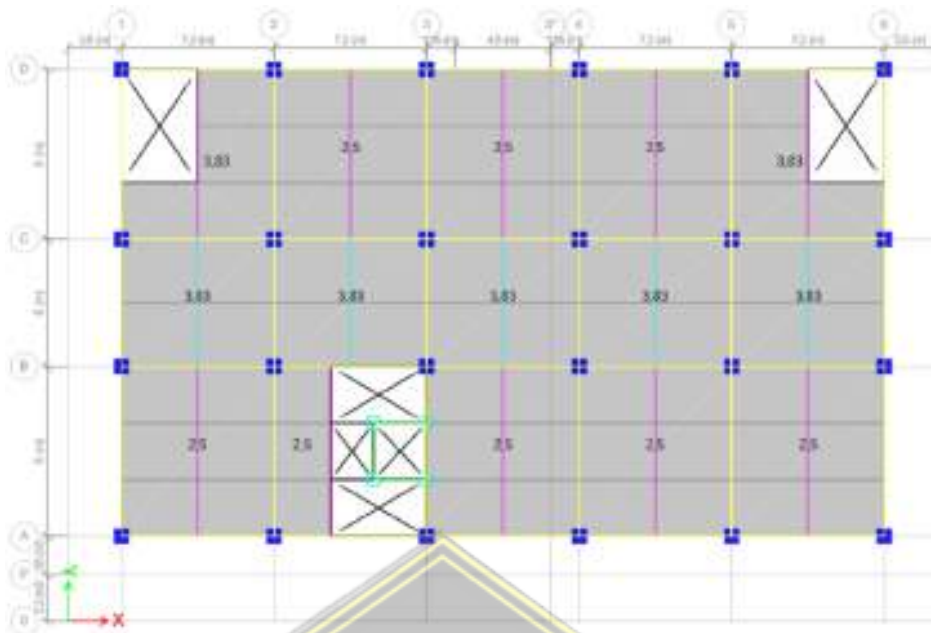
Gambar 4.73. *Input* Beban Hidup pada Pelat Lantai 5



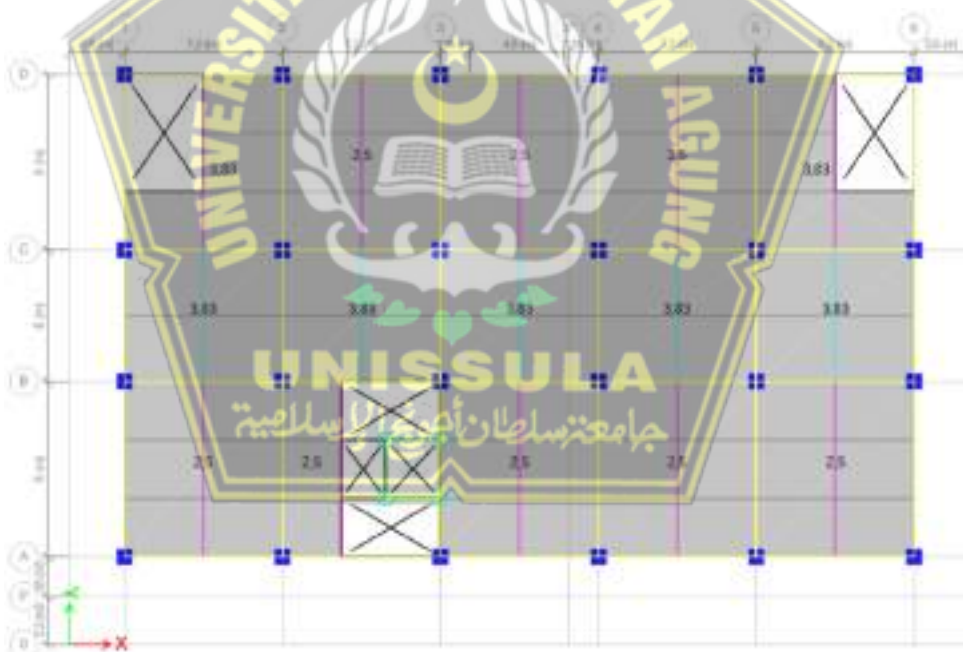
Gambar 4.74. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 6*



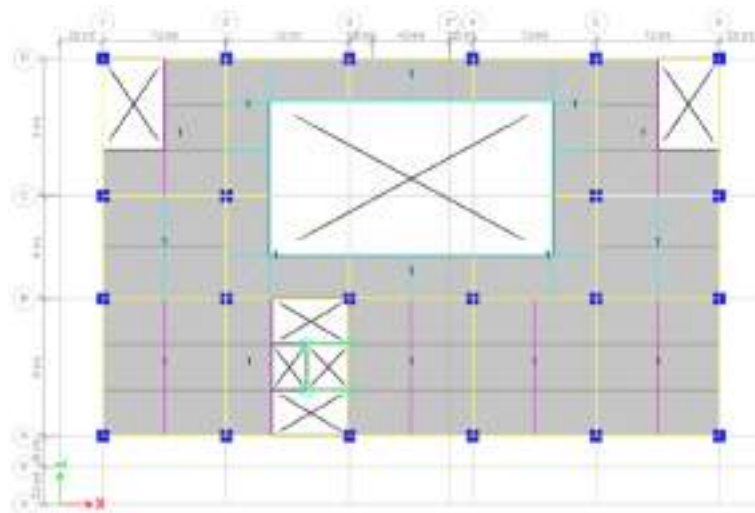
Gambar 4.75. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 7*



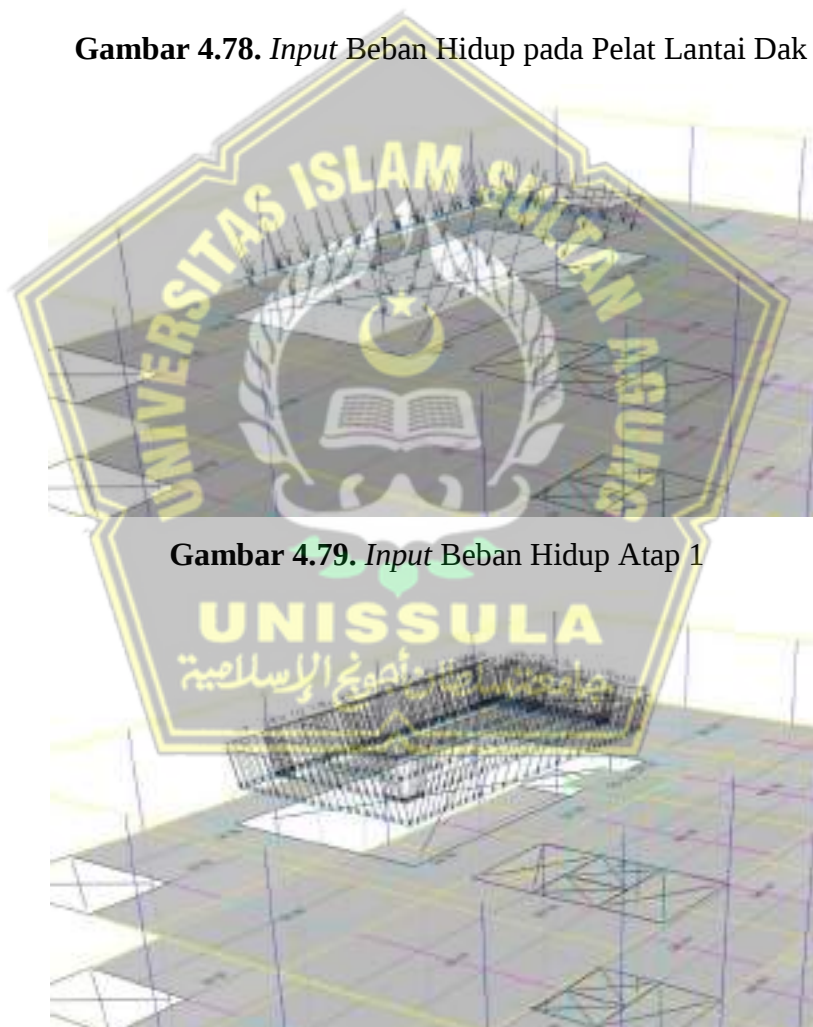
Gambar 4.76. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 8*



Gambar 4.77. *Input Beban Hidup pada Pelat Lantai 9*



Gambar 4.78. *Input* Beban Hidup pada Pelat Lantai Dak

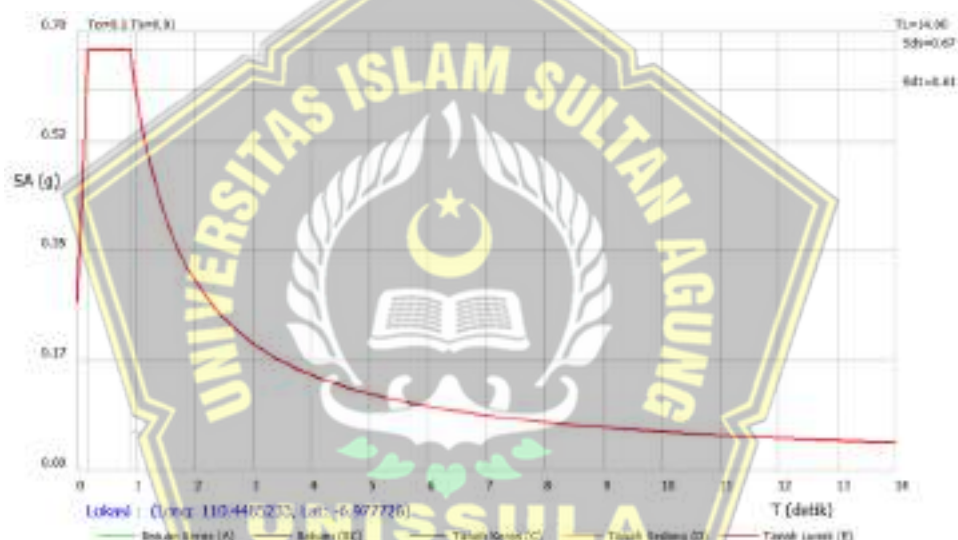


Gambar 4.79. *Input* Beban Hidup Atap 1

Gambar 4.80. *Input* Beban Hidup Atap 2

4.3.2 Pembebanan Gempa pada Struktur

Tingkat gempa menggunakan kategori gempa parah, yaitu gempa bumi yang periode uangnya 2500 tahun ($T_R = 2500$ tahun) atau gempa yang kemungkinan terjadi seama periode desain bangunan 50 tahun adalah 2% ($R_N = 2\%$). Struktur bangunan dapat mengalami kerusakan struktural yang parah jika terjadi gempa bumi besar, namun harus tetap berdiri dan tidak runtuh untuk mencegah terjadinya korban jiwa (SNI 1726:2019). Program ETABS V21.0.0. digunakan untuk meakukan analisis ini. Parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra diperoleh dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR sesuai dengan koordinat lokasi yang diambil berada di Kota Semarang.



Gambar 4.81. Spektral Percepatan RSA2021

Tabel 4.2. Parameter Percepatan Respons RSA2021

Parameter	Nilai	Satuan
PGA	0,351774	g
PGAm	0,526413	g
CR _s	0	
CR ₁	0	
S _s	0,798372	Detik
S ₁	0,352723	Detik
TL	14	Detik
F _a	1,261302	
F _v	2,589106	
S _{MS}	1,006989	Detik

S_{M1}	0,913238	Detik
S_{DS}	0,671326	Detik
S_{D1}	0,608826	Detik
T_0	0,18138	Detik
T_s	0,9069	Detik

Dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR di atas sudah didapatkan nilai nilai koefisien yang dibutuhkan. Untuk perhitungan yang lebih akurat dilakukan juga perhitungan dengan metode manual menggunakan *exce*.

a. Kategori Kelas Situs Tanah

Berdasarkan sifat sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, Atau SF yang mengikut pada penentuan jenis tanah yang dapat dilihat pada tabe di bawah ini :

Tabel 4.3. Data Tanah

NO	Kedalaman (m)	Tebal	Σdi (m)	di/NSPT	NSPT	$\Sigma(di/NSPT)$	N'
1	0,00	0	45	0	0,00	4,10	10,97
2	2,50	2,5		0,36	7,00		
3	5,00	2,5		0,18	14,00		
4	7,50	2,5		0,25	10,00		
5	10,00	2,5		0,25	10,00		
6	12,50	2,5		0,83	3,00		
7	15,00	2,5		0,50	5,00		
8	17,50	2,5		0,42	6,00		
9	20,00	2,5		0,31	8,00		
10	22,50	2,5		0,21	12,00		
11	25,00	2,5		0,17	15,00		
12	27,50	2,5		0,13	19,00		
13	30,00	2,5		0,10	24,00		
14	32,50	2,5		0,07	34,00		
15	35,00	2,5		0,07	34,00		
16	37,50	2,5		0,07	37,00		

17	40,00	2,5	0,06	39,00		
18	42,50	2,5	0,06	42,00		
19	45,00	2,5	0,06	45,00		

Berdasarkan hasil analisis dari tabel data tanah di atas, didapatkan hasil nilai NSPT rata-rata 10,97 atau kurang dari 15 sehingga termasuk pada kelas situs tanah lunak atau SE.

b. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R).

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

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Keterangan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek.

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

Dalam penentuan faktor – faktor di atas bisa ditentukan melalui tabel di bawah ini :

Tabel 4.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Periode Pendek

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Catatan :

Untuk nilai antara S_s dengan F_a dapat dilakukan dengan interpolasi linear.

Koefisien situs F_a dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini :

$$y = y_1 + (y_2 - y_1) \times \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$F_a = 1,3 + (1,1 - 1,3) \times \frac{(0,798 - 0,75)}{(1 - 0,75)}$$

$$F_a = 1,261$$

Dari hasil interpolasi linear antara nilai S_s dengan F_a didapatkan nilai $F_a = 1,261$

Tabel 4.5. Parameter Respon Spektral Percepatan Periode 1 Detik

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

Catatan :

Untuk nilai antara S_1 dengan F_v dapat dilakukan dengan interpolasi linear.

$$y = y_1 + (y_2 - y_1) \times \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$F_v = 2,8 + (2,4 - 2,8) \times \frac{(0,353 - 0,3)}{(0,4 - 0,3)}$$

$$F_v = 2,589$$

Dari hasil interpolasi linear antara nilai S_1 dengan F_v didapatkan nilai $F_v = 2,589$

c. Kategori Desain Seismik

Tabel 4.6. Kategori Desain Seismik 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
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan tabel di atas, untuk kategori risiko IV dan nilai S_{DS} $0,5 \leq 0,671$.

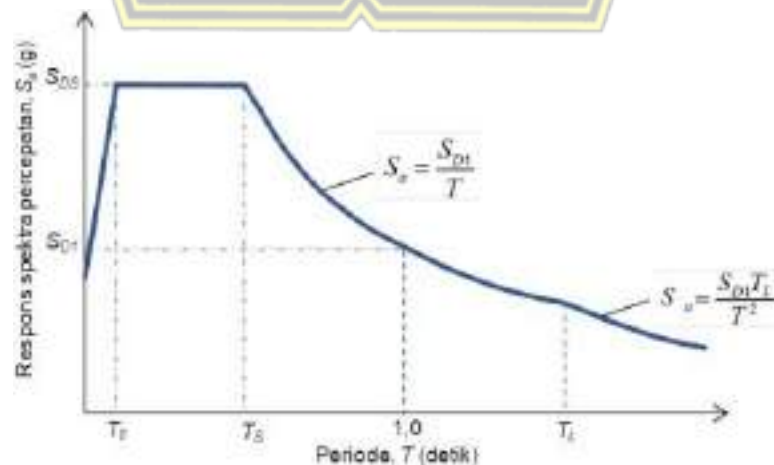
Struktur yang direncanakan masuk ke kategori desain seismik D.

Tabel 4.7. Kategori Desain Seismik Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II Atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan tabel di atas, untuk kategori risiko IV dan nilai S_{D1} $0,2 \leq 0,614$. Struktur masuk ke kategori desain seismik D.

d. Spektrum Respons Desain



Gambar 4.82. Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar di atas dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

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

Contoh penjabaran :

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} = 0,181 \text{ detik}$$

$$T = 0,010 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= 0,671 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,010}{0,181} \right) \\ &= 0,248 \text{ detik} \end{aligned}$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} :

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} = \frac{0,609}{0,671} = 0,907 \text{ detik}$$

3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

Contoh penjabaran :

$$SD1 = 0,609 \text{ detik}$$

$$T = 0,910 \text{ detik}$$

Sehingga

$$S_a = \frac{0,609}{0,910} = 0,669 \text{ detik}$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1 T_L}{T^2}$$

Contoh penjabaran :

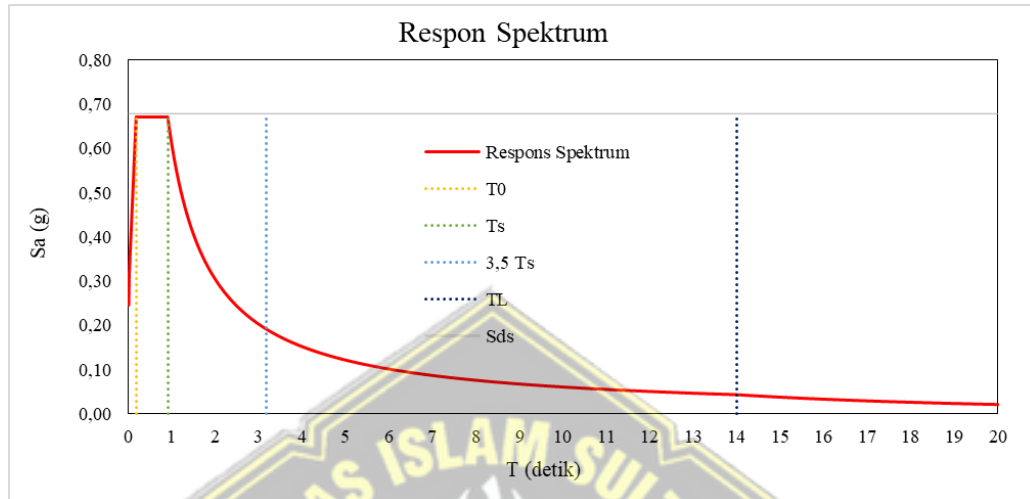
$$SD1 = 0,609 \text{ detik}$$

$$T = 14,01 \text{ detik}$$

$$T_L = 14 \text{ detik}$$

Sehingga

$$S_a = \frac{0,609 \cdot 14}{14,01^2} = 0,0435 \text{ detik}$$



Gambar 4.83. Respons Spektrum

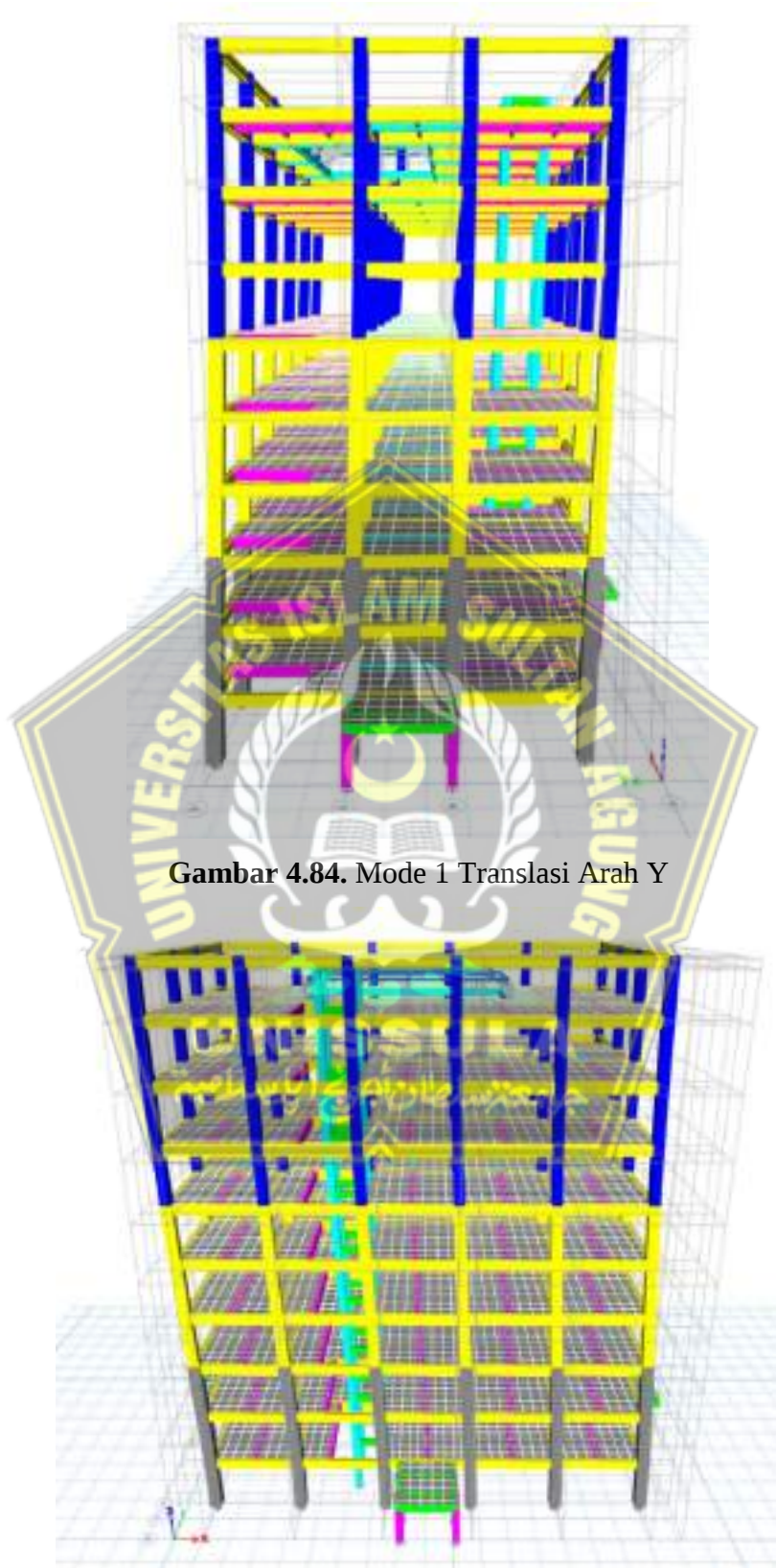
e. Faktor R, Ω_0 dan Cd dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

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).

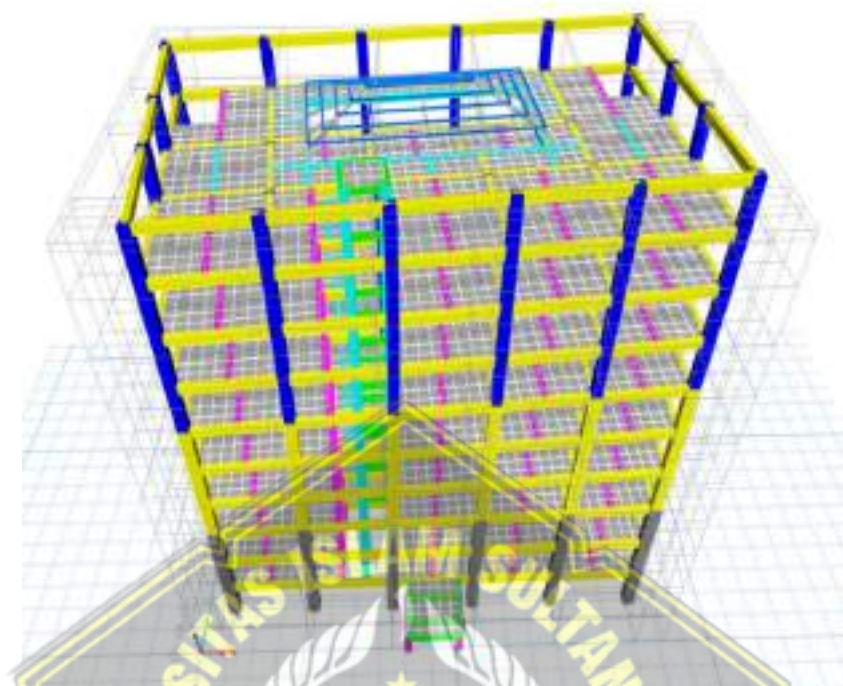
Sistem penahan gaya gempa yang diterapkan pada Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai adalah sistem rangka pemiku momen khusus. Berdasarkan SNI 1726:2019, untuk nilai R, Ω_0 dan Cd dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa dan dari data kategori desain seismik dengan nilai D maka digunakan data (TB) yaitu sistem dinding geser beton bertuang khusus, didapatkan :

1. Koefisien Modifikasi Respon (R) = 8
2. Faktor Pembesaran Defleksi (Ω_0) = 3
3. Faktor Kuat Lebih (C_d) = 5,5

f. Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur



Gambar 4.85. Mode 2 Translasi Arah X



Gambar 4.86. Mode 3 Rotasi

Tabel 4.8. Ragam Getar Struktur

Modal Direction Factors						
Case	Mode	Periodsec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	1,402	0	0,923	0	0,076
Modal	2	1,394	0,999	0	0	0,001
Modal	3	1,319	0,002	0,078	0	0,92
Modal	4	0,465	0,007	0,92	0	0,073
Modal	5	0,462	0,993	0,007	0	0
Modal	6	0,437	0,001	0,079	0	0,919
Modal	7	0,26	0,016	0,934	0	0,05
Modal	8	0,258	0,98	0,019	0	0,001
Modal	9	0,243	0,007	0,057	0	0,936
Modal	10	0,174	0,005	0,973	0	0,022
Modal	11	0,17	0,987	0,007	0	0,005
Modal	12	0,159	0,013	0,027	0	0,96
Modal	13	0,127	0,001	0,989	0	0,01
Modal	14	0,123	0,989	0,002	0	0,009
Modal	15	0,114	0,015	0,012	0	0,972
Modal	16	0,111	0,029	0,704	0	0,267

Modal	17	0,107	0,004	0,961	0	0,035
Modal	18	0,106	0,026	0,787	0	0,187
Modal	19	0,103	0,929	0,011	0	0,06
Modal	20	0,101	0,004	0,979	0	0,018
Modal	21	0,1	0,602	0,106	0	0,291
Modal	22	0,099	0,829	0,04	0	0,131
Modal	23	0,097	0,009	0,053	0	0,938
Modal	24	0,093	0,054	0,762	0	0,184
Modal	25	0,092	0	0,992	0	0,008
Modal	26	0,091	0,064	0,809	0	0,128
Modal	27	0,087	0,972	0,005	0	0,023
Modal	28	0,086	0,016	0,018	0	0,966
Modal	29	0,086	0,008	0,364	0	0,627
Modal	30	0,085	0,015	0,643	0	0,341
Modal	31	0,084	0,003	0,91	0	0,087
Modal	32	0,084	0,023	0,757	0	0,219
Modal	33	0,082	0,012	0,048	0	0,939
Modal	34	0,078	0,104	0,775	0	0,121
Modal	35	0,073	0,918	0,053	0	0,029
Modal	36	0,072	0,005	0,979	0	0,016
Modal	37	0,071	0,96	0,023	0	0,017
Modal	38	0,068	0,008	0,017	0	0,975
Modal	39	0,067	0,016	0,014	0	0,971
Modal	40	0,064	0,041	0,862	0	0,097
Modal	41	0,061	0,007	0,975	0	0,018
Modal	42	0,059	0,953	0,019	0	0,028
Modal	43	0,057	0,035	0,922	0	0,044
Modal	44	0,057	0,574	0,192	0	0,234
Modal	45	0,056	0,606	0,113	0	0,28
Modal	46	0,055	0,055	0,043	0	0,902
Modal	47	0,052	0,011	0,007	0	0,982
Modal	48	0,05	0,065	0,029	0	0,906
Modal	49	0,047	0,002	0,99	0	0,008
Modal	50	0,047	0,996	0,003	0	0,001
Modal	51	0,043	0,001	0,01	0	0,989
Modal	52	0,042	0,01	0,309	0	0,682
Modal	53	0,035	0,003	0,436	0	0,561
Modal	54	0,031	0,001	0,493	0	0,506
Modal	55	0,03	0,001	0,516	0	0,483

Permodean 3 dimensi yang dilakukan minimal 3 derajat kebebasan terpenuhi terdiri dari dua arah translasi dan rotasi boleh terjadi pada mode ke – 3 menurut pasal 7.7.3 pada SNI 1726 – 2019. Berdasarkan hasil analisis ragam getar struktur dari tabe di atas, mode 1 dan mode 2 teah terjadi translasi pada arah X dan Y sedangkan rotasi terjadi pada mode 3. Dengan demikian, ragam getar bangunan teah memenuhi syarat SNI 1726:2019 pasal 7.7.3. Tabe di atas menjeaskan prosentasi bahwa pada mode 1 dominan translasi pada arah Y sebesar 92% , mode 2 dominan translasi pada arah X sebesar 99%, dan mode 3 rotasi sebesar 92%.

g. Periode Getar Struktur

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi eemen pemiku dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh meebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a , yang ditentukan sesuai dengan jenis sistem struktur, percepatan periode 1 detik S_{d1} dan ketinggian bangunan (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2).

Tabel 4.9. Periode Fundamental Struktur

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

Untuk Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} yang teah didapatkan yaitu 0,609. Dengan demikian untuk nilai koefisien C_u sesuai tabe di atas yaitu 1,4.

Tabel 4.10. Tipe Struktur

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

Tipe Struktur yang digunakan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai adalah sistem rangka pemiku momen khusus.

Berdasarkan tabel di atas, hasil yang diperoleh yaitu :

- Tipe struktur : Semua sistem struktur lainnya

- C_t : 0,0466

- x : 0,9

1. Penentuan Batas Bawah Periode Getar Struktur

$$T_{a \min} = C_t \times H_n^x$$

Keterangan :

$T_{a \min}$ = Periode Batas Bawah (s)

C_t = Koefisien Batas Bawah

H_n = Ketinggian Total Struktur (m)

x = Koefisien Tipikal Struktur

Sehingga :

$$T_{a \min} = 0,0466 \times 41,45^{0,9} = 1,331 \text{ detik}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

$$T_{a \max} = C_u \times T_a$$

Keterangan :

Ta maks = Periode Batas Atas (s)

Ta = Periode Batas Bawah (s)

Cu = Koefisien Batas Atas

Sehingga :

$$T_a \text{ maks} = 1,4 \times 1,331 = 1,863 \text{ detik}$$

Tabel 4.11. Cek Periode Getar dan Frekuensi

Case	Mode	Period	FreQuency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1,402	0,713	4,4807	20,0766
Modal	2	1,394	0,717	4,5066	20,3098
Modal	3	1,319	0,758	4,7643	22,6982
Modal	4	0,465	2,151	13,5173	182,7162
Modal	5	0,462	2,164	13,5977	184,8984
Modal	6	0,437	2,289	14,3792	206,761
Modal	7	0,26	3,839	24,124	581,9668
Modal	8	0,258	3,876	24,3506	592,9539
Modal	9	0,243	4,123	25,904	671,0185
Modal	10	0,174	5,763	36,2107	1311,2171
Modal	11	0,17	5,869	36,8757	1359,8136
Modal	12	0,159	6,308	39,6325	1570,7331
Modal	13	0,127	7,891	49,5826	2458,4354
Modal	14	0,123	8,115	50,9861	2599,5786
Modal	15	0,114	8,757	55,0216	3027,3809
Modal	16	0,111	8,993	56,5016	3192,427
Modal	17	0,107	9,316	58,537	3426,5858
Modal	18	0,106	9,474	59,5297	3543,7798
Modal	19	0,103	9,709	61,0016	3721,1964
Modal	20	0,101	9,948	62,5061	3907,0148
Modal	21	0,1	9,981	62,7133	3932,9609
Modal	22	0,099	10,061	63,2125	3995,8187
Modal	23	0,097	10,301	64,7223	4188,9713
Modal	24	0,093	10,716	67,3322	4533,6313
Modal	25	0,092	10,827	68,0251	4627,4127
Modal	26	0,091	10,972	68,937	4752,3087
Modal	27	0,087	11,455	71,9738	5180,2274
Modal	28	0,086	11,567	72,6774	5282,0002
Modal	29	0,086	11,682	73,401	5387,7066
Modal	30	0,085	11,753	73,8468	5453,3567
Modal	31	0,084	11,88	74,6415	5571,3552
Modal	32	0,084	11,885	74,6726	5575,9913
Modal	33	0,082	12,13	76,2174	5809,0977
Modal	34	0,078	12,76	80,1766	6428,283
Modal	35	0,073	13,752	86,4058	7465,9636
Modal	36	0,072	13,903	87,3546	7630,8262

Modal	37	0,071	14,034	88,1771	7775,1992
Modal	38	0,068	14,79	92,9272	8635,4662
Modal	39	0,067	14,975	94,0883	8852,607
Modal	40	0,064	15,631	98,2101	9645,2165
Modal	41	0,061	16,357	102,7717	10562,0262
Modal	42	0,059	17,059	107,1853	11488,6822
Modal	43	0,057	17,479	109,8227	12061,0273
Modal	44	0,057	17,69	111,1523	12354,8283
Modal	45	0,056	17,996	113,0739	12785,7179
Modal	46	0,055	18,152	114,0515	13007,7428
Modal	47	0,052	19,158	120,3718	14489,3815
Modal	48	0,05	19,874	124,874	15593,5042
Modal	49	0,047	21,325	133,9864	17952,3495
Modal	50	0,047	21,434	134,6728	18136,7638
Modal	51	0,043	23,018	144,6288	20917,4759
Modal	52	0,042	24,04	151,0457	22814,7899
Modal	53	0,035	28,304	177,8372	31626,0863
Modal	54	0,031	31,825	199,96	39984,0045
Modal	55	0,03	33,836	212,5968	45197,3809

Berdasarkan tabel di atas, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Periode getar arah Y = 1,402 detik < $T_{a \text{ maks}}$ = 1,863 detik
2. Periode getar arah X = 1,394 detik < $T_{a \text{ maks}}$ = 1,863 detik
3. Periode getar arah Y = 1,402 detik > $T_{a \text{ min}}$ = 1,331 detik
4. Periode getar arah X = 1,394 detik > $T_{a \text{ min}}$ = 1,331 detik

Periode getar arah Y < $T_{a \text{ maks}}$, dengan demikian periode batas atas yang digunakan ialah 1,402 detik. Untuk periode getar arah X > $T_{a \text{ min}}$, dengan demikian periode yang digunakan ialah periode batas bawah yang digunakan = 1,394 detik. Periode yang dihasilkan dari desain lebih besar dari $T_{a \text{ min}}$ dan lebih kecil dari $T_{a \text{ max}}$. Maka, periode desain dapat digunakan sebagai acuan perhitungan beban gempa.

h. Partisipasi Massa Struktur

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur (SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.1). Tabel di bawah ini menunjukkan partisipasi massa ragam terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.12. Partisipasi Massa Struktur

Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceeration	UX	100	100
Modal	Acceeration	UY	100	100
Modal	Acceeration	UZ	0	0

Berdasarkan Tabe partisipasi massa struktur sudah mencapai 100% sehingga sudah memenuhi persyaratan yang disebutkan pada SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.1.

Tabel 4.13. Rangkuman Analisis Gempa

ANALISIS GEMPA MENURUT SNI 1726 : 2019			
Data Parameter Gempa			Keterangan
Kategori Risiko		IV	
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1,5	
Faktor Kuat Lebih Sistem	Ω_0	3	
Faktor Pembesaran Defleksi	C_d	5,5	
Koefisien Modifikasi Respon	R	8	
Kategori Desain Seismik	K_{DS}	D	
Keas Situs Tanah		SE	Tanah Lunak
Data Percepatan Gempa			Keterangan
Spektral Percepatan Periode Pendek	S_s	0,798	Detik
Spektral Percepatan Periode 1 detik	S_1	0,353	Detik
koefisien situs	F_a	1,261	Interpolasi
koefisien situs	F_v	2,589	Interpolasi
percepatan desain periode pendek	$S_{DS} = 2/3 * F_a * S_s$	0,671	Detik
percepatan desain periode 1 detik	$S_{D1} = 2/3 * F_v * S_1$	0,609	Detik
	$T_0 = 0,2 * S_{D1} / S_{DS}$	0,181	Detik
	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$	0,907	Detik
Periode Struktur			Keterangan

Percepatan desain periode 1 detik	S_{D1}	0,609	Detik
Koefisien untuk batas periode	C_u	1,4	Koefisien

Tabel 4.14. Data Analisis Spektrum

ANALISIS GEMPA MENURUT SNI 1726 : 2019			
Data Parameter Gempa			Keterangan
	C_t	0,0466	Koefisien
	α	0,9	Koefisien
Tinggi bangunan (seismik)	h	41,45	m
Periode fundamental pendekatan/ T_{min}	$T_a^x = C_t * h$	1,331	Detik
Periode maksimum/ T_{max}	$T_{max} = C_u * T_a$	1,863	Detik
T_x Mode		1,394	Digunakan
T_y Mode		1,402	Digunakan
Analisis Respons Spektrum			Keterangan
	S_{DS}	0,671	Detik
	S_{D1}	0,609	Detik
	T_0	0,181	Detik
	T_s	0,907	Detik
	T_L	14	RSA 2021

4.3.3 Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 1726 2019 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

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

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,671 \text{ detik}$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1.5$$

Sehingga

$$C_s = \frac{0,671}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,126$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{s_{\max x}} = \frac{SDS}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

$C_{s_{\max x}}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah X yang digunakan $T \geq T_{\min}$

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,671 \text{ detik}$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,5$$

$$T = 1,394 \text{ detik}$$

Sehingga :

$$C_{s_{\max x}} = \frac{0,671}{0,744 \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,082$$

Didapatkan hasil $C_{s_{\max x}} \geq C_{s_{\text{desain}}}$, karena nilai C_s maks arah x lebih besar dari sama dengan C_s desain, dengan demikian C_s arah X yang digunakan 0,082.

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{s_{\max y}} = \frac{SDS}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$C_{s_{\max y}}$ = Koefisien respons seismik untuk arah Y

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah Y yang digunakan $T \geq T_{min}$

Diketahui :

S_{DS} = 0,671 detik

R = 8

I_e = 1,5

T = 1,402 detik

Sehingga :

$$C_{S_{max\ y}} = \frac{0,671}{1,402 \left(\frac{8}{1,5} \right)} = 0,081$$

Didapatkan hasil $C_{S_{max\ y}} \geq C_{s_{desain}}$, karena nilai C_s maks arah x lebih besar dari sama dengan C_s desain, dengan demikian C_s arah Y yang digunakan 0,081.

3. Penentuan Nilai k

Interpolasi nilai k untuk arah x nilai perioda desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah:

$$k_x = 0,5 \times T + 0,75$$

$$k_x = 0,5 \times 1,394 + 0,75$$

$$k_x = 1,447$$

Interpolasi nilai k untuk arah y nilai perioda desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah:

$$k_y = 0,5 \times T + 0,75$$

$$k_y = 0,5 \times 1,402 + 0,75 = 1,451$$

Tabel 4.15. Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen

Analisis Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respon Seismik	$C_s = S_{DS}/(R/I_e)$	0,126	
	$C_{sx} = S_{D1} / (T*(R/I_e))$	0,082	Digunakan arah x,y
	$C_{sy} = S_{D1} / (T*(R/I_e))$	0,081	
	$C_{smin} = 0,044*S_{DS}*I_e$	0,044	
	$K_x = 0,5 < T < 2,5$	1,447	
	$K_y = 0,5 < T < 2,5$	1,451	

b. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726 2019 pasal 7.8.1) :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (4.4.)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik yang dipakai = 0,082

W = Berat seismik efektif yang dieproleh dari perhitungan manual berat per lantai.

Tabel 4.16. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Lantai	Massa (kN)	
	X	Y
DAK	6823,375	6823,375
LANTAI 9	8431,465	8431,465
LANTAI 8	8483,529	8483,529
LANTAI 7	8630,256	8630,256
LANTAI 6	8796,685	8796,685
LANTAI 5	9016,581	9016,581
LANTAI 4	9194,583	9194,583
LANTAI 3	9389,062	9389,062
LANTAI 2	9959,227	9959,227
TOTAL	78724,76	78724,76

Dari tabel di atas didapatkan hasil berat efektif bangunan sebesar 78724,764 kN

Sehingga :

$$V = 0,082 \times 78724,764 = 6446,58 \text{ kN}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada tiap lantai yang diatur pada SNI 1726 2019 pasal 7.8.3 dengan rumus :

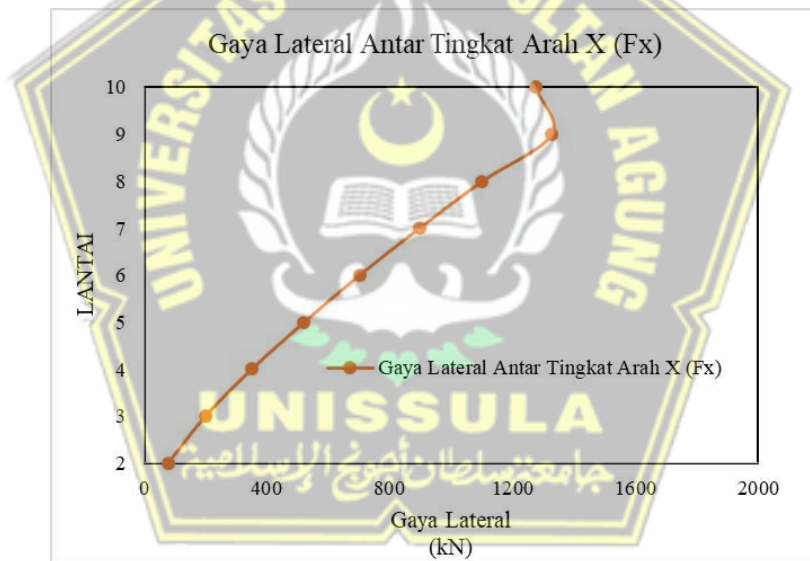
$$F = C_v \times V$$

$$C_v = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

1. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

Tabel 4.17. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

ARAH X						
Lantai	h_i	W_i	k	$W_i \cdot h_i^k$	C_v	F_x
	(m)	(kN)		(kN/m)	(kN/m)	$C_v \cdot V$ (kN/m)
10	37,8	6823,375	1,447	1308067	0,197593	1273,7982
9	33,6	8431,465		1363063	0,2059	1327,3539
8	29,4	8483,529		1130512	0,170772	1100,895
7	25,2	8630,256		920132,3	0,138992	896,02686
6	21	8796,685		720394,5	0,108821	701,52173
5	16,8	9016,581		534643,7	0,080762	520,63719
4	12,6	9194,583		359557,4	0,054314	350,13777
3	8,4	9389,062		204199,3	0,030846	198,84976
2	4,2	9959,227		79445,15	0,012001	77,363859
JUMLAH		78724,76		6620014	1	6446,5843



Gambar 4.87. Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel di atas :

Diketahui :

$$k = 1,447 \quad W_i = 9959,2273 \text{ kN}$$

$$h_i = 4,2 \text{ (lantai 2)} \quad V = 6446,58 \text{ kN}$$

Dicari :

a. Momen $W_i h_i^k$

b. C_v

c. Lateral arah X

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{a. Momen} &= W_i \times h_i^k \\ &= 9959,58 \times 4,2^{1,447} \\ &= 79445,146 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

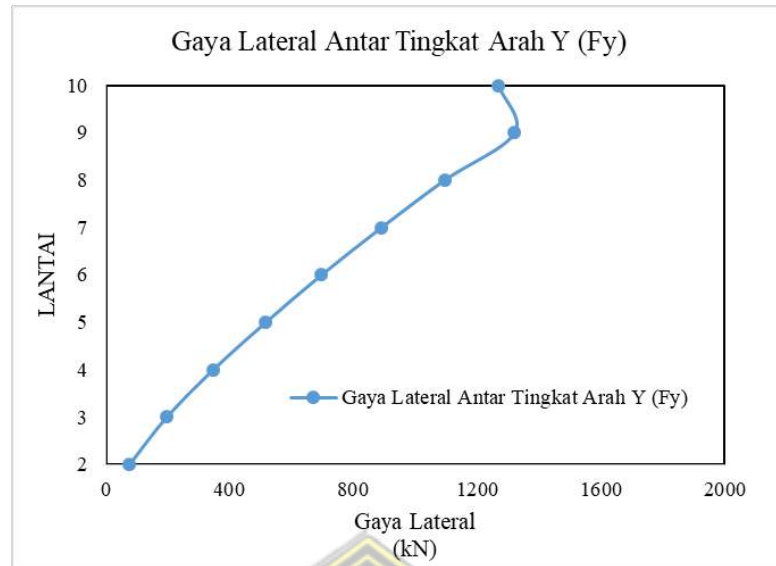
$$\begin{aligned} \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\ &= \frac{19445,146}{6620014} \\ &= 0,0120008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Lateral Arah X} &= C_v \times V \\ &= 0,0120008 \times 6446,58 \\ &= 77,36386 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah

Tabel 4.18. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

ARAH Y						
Lantai	h_i (m)	W_i (kN)	k	$W_i \cdot h_i^k$ (kN/m)	C_v (kN/m)	F_Y $C_v \cdot V$ (kN/m)
10	37,8	6823,375	1,451	1327211	0,197897	1268,482
9	33,6	8431,465		1382361	0,206121	1321,1917
8	29,4	8483,529		1145905	0,170863	1095,1989
7	25,2	8630,256		932085,8	0,138981	890,84134
6	21	8796,685		729221,1	0,108732	696,95339
5	16,8	9016,581		540711,6	0,080624	516,7853
4	12,6	9194,583		363219,9	0,054159	347,1476
3	8,4	9389,062		205945,1	0,030708	196,8321
2	4,2	9959,227		79902,5	0,011914	76,366845
JUMLAH		78724,76		6706562	1	6409,7992



Gambar 4.88. Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel di atas :

Diketahui :

- $k = 1,451$
 $h_i = 4,2$ (lantai 2)
 $W_i = 9959,2273$ kN
 $V = 6409,80$ kN

Dicari :

- Momen $W_i h_i^k$
- C_v
- Lateral arah Y

Jawaban :

$$\begin{aligned}
 \text{a. Momen} &= W_i \times h_i^k \\
 &= 9959,2273 \times 4,2^{1,451} \\
 &= 79902,499 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\
 &= \frac{79902,499}{6706562} \\
 &= 0,01191
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Lateral Arah Y} &= C_v \times V \\
 &= 0,01191 \times 6409,80 \\
 &= 76,36684 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser pada tiap-tiap lantai akibat beban gempa desain dapat dihitung sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.8.4 dengan menggunakan persamaan :

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

Gaya geser merupakan kumulatif dari penjumlahan gaya lateral ekuivalen tiap lantai.

Tabel 4.19. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya Geser Per Lantai				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Fx	Vx	Fy	Vy
10	1273,798	1273,798	1268,482	1268,482
9	1327,354	2601,152	1321,192	2589,674
8	1100,895	3702,047	1095,199	3684,873
7	896,0269	4598,074	890,8413	4575,714
6	701,5217	5299,596	696,9534	5272,667
5	520,6372	5820,233	516,7853	5789,453
4	350,1378	6170,371	347,1476	6136,6
3	198,8498	6369,22	196,8321	6333,432
2	77,36386	6446,584	76,36684	6409,799

1. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai Arah X

Gaya geser lantai 10, $V_{10} = F_{10} = 1273,798 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 9, $V_9 = V_{10} + F_9 = 1273,798 + 1327,354 = 2601,152 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 8, $V_8 = V_9 + F_8 = 2601,152 + 1100,895 = 3702,047 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 7, $V_7 = V_8 + F_7 = 3702,047 + 896,0269 = 4598,074 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 6, $V_6 = V_7 + F_6 = 4598,074 + 701,522 = 5299,596 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5 = 5299,596 + 520,6372 = 5820,233 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4 = 5820,233 + 350,138 = 6170,371 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 6170,371 + 198,850 = 6369,220 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 6369,220 + 77,364 = 6446,584 \text{ kN}$

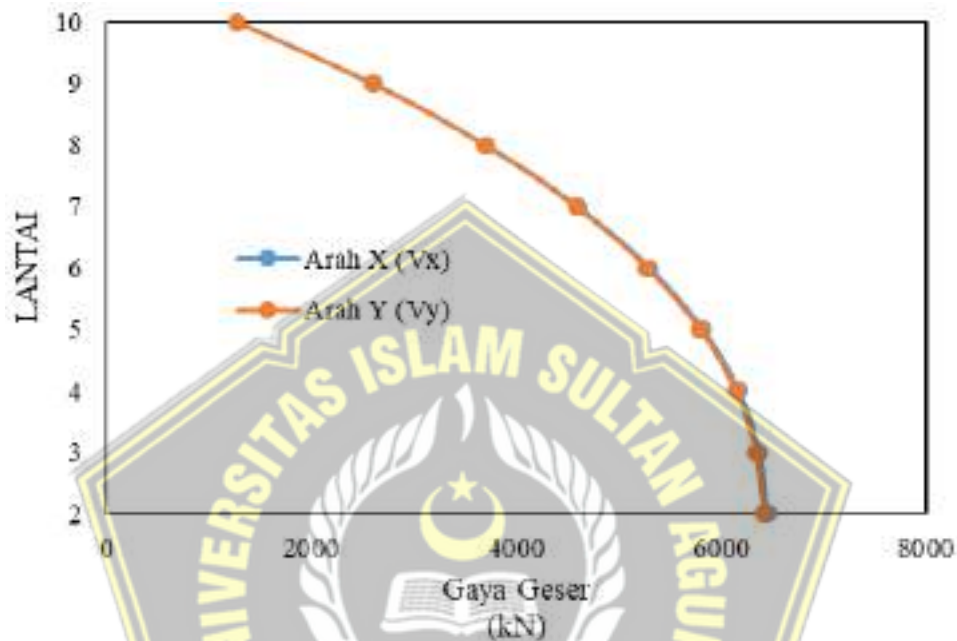
2. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai Arah Y

Gaya geser lantai 10, $V_{10} = F_{10} = 1268,482 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 9, $V_9 = V_{10} + F_9 = 1268,482 + 1321,192 = 2589,674 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 8, $V_8 = V_9 + F_8 = 2589,674 + 1095,199 = 3684,873 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 7, $V_7 = V_8 + F_7$	$= 3684,873 + 890,841$	$= 4575,714 \text{ kN}$
Gaya geser lantai 6, $V_6 = V_7 + F_6$	$= 4575,714 + 696,953$	$= 5272,667 \text{ kN}$
Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5$	$= 5272,667 + 516,785$	$= 5789,453 \text{ kN}$
Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4$	$= 5789,453 + 347,148$	$= 6136,600 \text{ kN}$
Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3$	$= 6136,600 + 196,832$	$= 6333,432 \text{ kN}$
Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2$	$= 6333,432 + 76,367$	$= 6409,799 \text{ kN}$



Gambar 4.89. Gaya Geser Tiap Lantai

e. Penskalaan Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik

SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.4.1 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t . Dimana V adalah gaya geser dasar statik ekuivalen dan V_t adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Berdasarkan pernyataan pasal tersebut, gaya gempa dinamik harus lebih besar atau sama dengan gaya gempa statik. Untuk perhitungan gaya gempa dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan dari input spektrum respon dinamik pada ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan perhitungan manual pada tabel di bawah.

Tabel 4.20. Perhitungan Gempa Statik

Lantai	Vstatik		Vdinamik	
	V _x	V _y	V _x	V _y
10	1273,798	1268,482	1096,7	1079,127
9	2601,152	2589,674	2014,2	1974,737
8	3702,047	3684,873	2787,4	2729,924
7	4598,074	4575,714	3447,0	3373,231
6	5299,596	5272,667	4021,7	3933,589
5	5820,233	5789,453	4513,7	4414,255
4	6170,371	6136,6	4906,0	4798,741
3	6369,22	6333,432	5179,7	5068,095
2	6446,584	6409,799	5303,7	5190,689

Dari tabel di atas dapat dilihat bahwa gaya geser gempa dinamik masih lebih kecil dari gaya geser gempa dinamik, dengan demikian perlu dilakukan penskalaan gaya untuk memperoleh skala baru agar gaya geser gempa dinamik 100% gaya geser gempa statik.

1. Perhitungan Skala Awal

Untuk perhitungan skala awal digunakan persamaan :

$$Scale\ factor = \frac{g \times I_e}{R}$$

Keterangan :

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/s²)

I_e = Faktor keutamaan gempa (1,5)

R = Koefisien modifikasi respons (8) Sehingga :

$$\begin{aligned} Scale\ factor &= \frac{9,8 \times 1,5}{8} \\ &= 1,839 \end{aligned}$$

Hasil dari skala awal yang sudah digunakan untuk arah X dan Y

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

$$Scale\ factor\ correction = \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

V = Gaya geser dasar statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar dinamik Perhitungan koreksi skala arah X

Perhitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 6446,58 kN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 5303,734 kN

Sehingga :

$$\text{Scale factor correction } X = \frac{6446,58}{5303,734} = 1,215$$

Perhitungan koreksi skala arah Y, diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 6409,799 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 5190,689 kN

Sehingga :

$$\text{Scale factor correction } Y = \frac{6409,799}{5190,689} = 1,235$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

$$\text{Scale factor correction} = \text{Scale Factor} \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = Gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar dinamik

Perhitungan skala baru arah X, diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,839$$

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 6446,58 kN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 5303,734 kN

Sehingga :

$$\text{Scale factor correction } X = 1,839 \frac{6446,58}{5303,734} = 2,235$$

Perhitungan skala baru arah Y, diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,839$$

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 6409,799 kN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 5190,689 kN

Sehingga :

$$\text{Scale factor correction } Y = 1,401 \frac{4659,3}{5190,689} = 2,271$$

Tabel 4.21. Rekapitulasi Beban Gempa Statik

Lantai	Statik		Dinamik		Skala Awal (x)	Koreksi Skala (x)	Skala Baru (x)	Skala Awal (y)	Koreksi Skala (y)	Skala Baru (y)
	V _x	V _y	V _x	V _y						
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)						
10	1273,798	1268,482	1096,7	1079,1	1,839	1,215	2,235	1,839	1,235	2,271
9	2601,152	2589,674	2014,2	1974,7						
8	3702,047	3684,873	2787,4	2729,9						
7	4598,074	4575,714	3447,0	3373,2						
6	5299,596	5272,667	4021,7	3933,6						
5	5820,233	5789,453	4513,7	4414,3						
4	6170,371	6136,6	4906,0	4798,7						
3	6369,22	6333,432	5179,7	5068,1						
2	6446,584	6409,799	5303,7	5190,7						

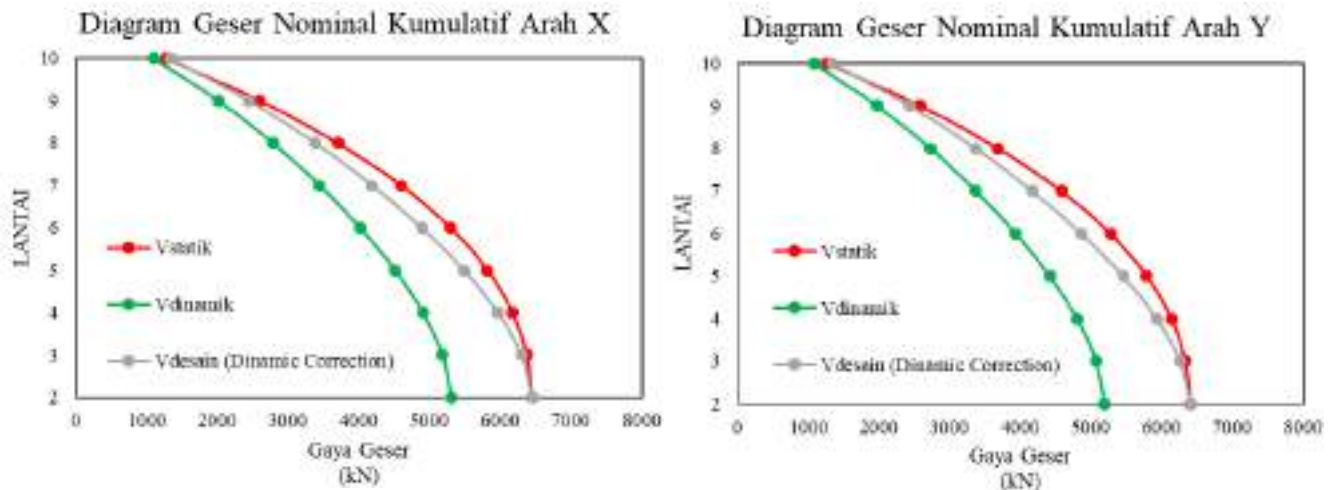
4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik dengan Koreksi Skala

Dinamik correction Arah X = Dinamik arah X x Koreksi skala X
 $= 5303,7 \times 1,215$
 $= 6446,584 \text{ kN}$

Dinamik correction Arah Y = Dinamik arah Y x Koreksi skala Y
 $= 5190,7 \times 1,235$
 $= 6409,799 \text{ kN}$

Tabel 4.22. Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

Lantai	V _{statik}		V _{dinamik}		Dinamic Correction	
	V _x	V _y	V _x	V _y	V _x	V _y
10	1273,798	1268,482	1096,7	1079,127	1333,0	1332,6
9	2601,152	2589,674	2014,2	1974,737	2448,2	2438,5
8	3702,047	3684,873	2787,4	2729,924	3388,0	3371,1
7	4598,074	4575,714	3447,0	3373,231	4189,8	4165,5
6	5299,596	5272,667	4021,7	3933,589	4888,3	4857,5
5	5820,233	5789,453	4513,7	4414,255	5486,3	5451,0
4	6170,371	6136,6	4906,0	4798,741	5963,1	5925,8
3	6369,22	6333,432	5179,7	5068,095	6295,9	6258,4
2	6446,584	6409,799	5303,7	5190,689	6446,6	6409,8



Gambar 4.90. Diagram Geser Kumuatif Arah X dan Y

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Berdasarkan hasil gaya geser desain antar tingkat pada tabe digunakan untuk perhitungan gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

a. Perhitungan gaya lateral desain Arah X

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 1333,022 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} &&= 2448,165 - 1333,022 = 1115,14 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 &&= 3388,046 - 2448,165 = 939,88 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 &&= 4189,769 - 3388,046 = 801,72 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 &&= 4888,327 - 4189,769 = 698,56 \text{ kN} \\
 F_5 &= V_5 - V_6 &&= 5486,349 - 4888,327 = 598,02 \text{ kN} \\
 F_4 &= V_4 - V_5 &&= 5943,136 - 5486,349 = 476,79 \text{ kN} \\
 F_3 &= V_3 - V_4 &&= 6295,856 - 5943,136 = 332,72 \text{ kN} \\
 F_2 &= V_2 - V_3 &&= 6446,584 - 6295,856 = 150,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

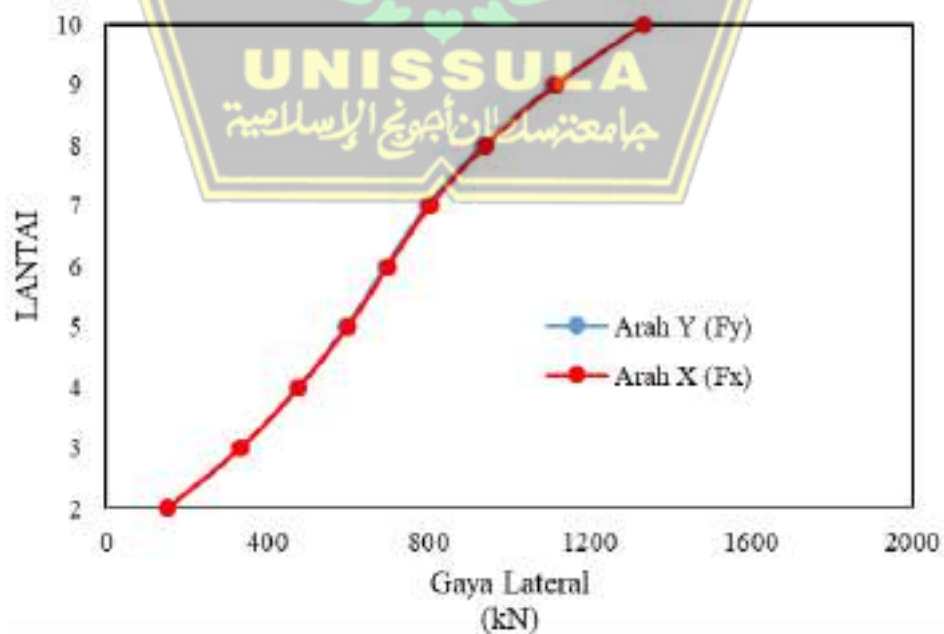
b. Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 1332,576 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} &&= 2438,533 - 1332,576 = 1105,96 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 &&= 3371,087 - 2438,533 = 932,55 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 &&= 4165,484 - 3371,087 = 794,40 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 &&= 4857,45 - 4165,484 = 691,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F5 &= V5 - V6 &= 5451,007 - 4857,45 &= 593,56 \text{ kN} \\
 F4 &= V4 - V5 &= 5925,796 - 5451,007 &= 474,79 \text{ kN} \\
 F3 &= V3 - V4 &= 6258,411 - 5925,796 &= 332,61 \text{ kN} \\
 F2 &= V2 - V3 &= 6409,799 - 6258,411 &= 115,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.23. Rekapitulasi Gaya Geser Desain dan Gaya Lateral Desain

LANTAI	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	Vx	Vy	Fx	Fy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	1333,022	1332,576	1333,02	1332,58
9	2448,165	2438,533	1115,14	1105,96
8	3388,046	3371,087	939,88	932,55
7	4189,769	4165,484	801,72	794,40
6	4888,327	4857,45	698,56	691,97
5	5486,349	5451,007	598,02	593,56
4	5963,136	5925,796	476,79	474,79
3	6295,856	6258,411	332,72	332,61
2	6446,584	6409,799	150,73	151,39



Gambar 4.91. Gaya Lateral Desain

f. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau (SNI 1726 2019 pasal 7.8.6). Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) (SNI 1726 2019 pasal 7.12.1).

Tabel 4.24. Simpangan Antar Tingkat Izin

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

Berdasarkan tabel di atas untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem struktur lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,01.

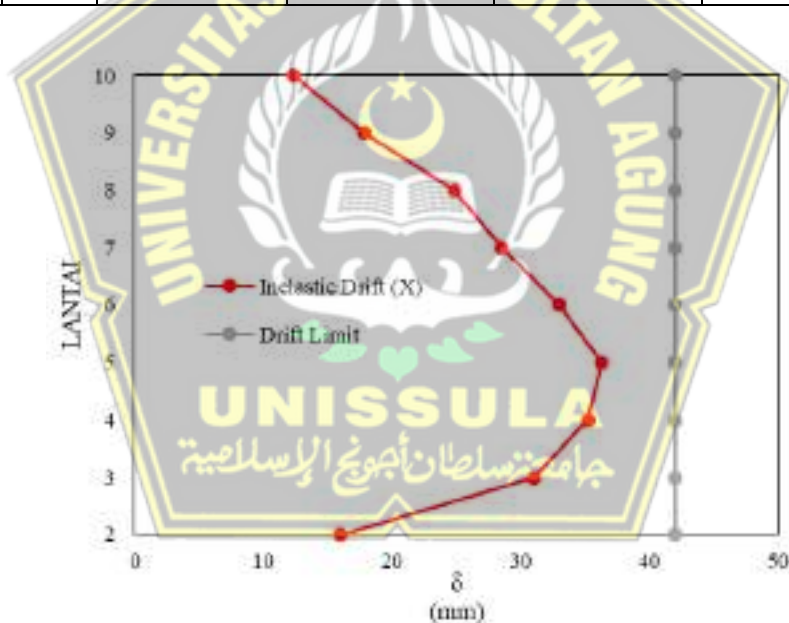
Faktor redundansi, ρ , harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D, ρ , harus sebesar 1,3.

1. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X

- Simpangan antar tingkat izin $\Delta_a = 0,01$
- Faktor redundansi $\rho = 1$
- *Story drift* inelastik izin $\Delta_{max} = 0,01$
- Faktor pembesaran defleksi $S_d = 5,5$
- Faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$
- *Story drift* inelastik $\Delta = \delta * C_d / I_e$

Tabel 4.25. Simpangan Antar Lantai Arah X

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X						
Story	h	Displacement (δ_e)	Eastic Drift (δ_e)	Ineastic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4200	64,106	3,372	12,364	42,000	Memenuhi
9	4200	60,734	4,869	17,853	42,000	Memenuhi
8	4200	55,865	6,767	24,812	42,000	Memenuhi
7	4200	49,098	7,783	28,538	42,000	Memenuhi
6	4200	41,315	9,006	33,022	42,000	Memenuhi
5	4200	32,309	9,896	36,285	42,000	Memenuhi
4	4200	22,413	9,597	35,189	42,000	Memenuhi
3	4200	12,816	8,461	31,024	42,000	Memenuhi
2	4200	4,355	4,355	15,968	42,000	Memenuhi



Gambar 4.92. Simpangan Antar Lantai Arah X

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah X (lantai 10)

Diketahui :

h = 4200 mm

C_d = 5,5

I_e = 1,5

Displacement (δ) = Hasil analisis menggunakan ETABS V21.0.0

Sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta_{izin}/Drift\ limit &= \frac{h \times 0,01}{1} \\ &= \frac{4200 \times 0,01}{1} \\ &= 42\text{ mm (lantai 2-10)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta x/Elastic\ drift_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 64,106 - 60,734 \\ &= 3,372\text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta x/Ineastic\ drift_{10} &= \Delta_{xe10} \times C_d / I_e \\ &= 3,372 \times 5,5 / 1,5 \\ &= 12,364\text{ mm}\end{aligned}$$

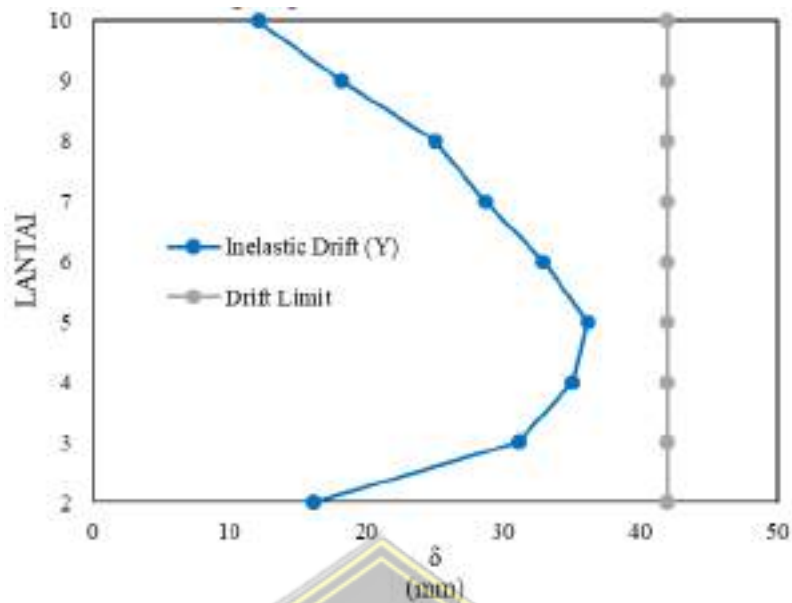
Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan memenuhi apabila $\Delta x \leq \Delta_{izin}$

2. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

- Simpangan antar tingkat izin $\Delta_a = 0,01$
- Faktor redundansi $\rho = 1$
- Story drift ineastik izin $\Delta_{max} = 0,01$
- Faktor pembesaran defleksi $S_d = 5,5$
- Faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$
- Story drift ineastik $\Delta = \delta * C_d / I_e$

Tabel 4.21. Simpangan Antar Lantai Arah Y

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH Y						
Story	h	Displacement (δ_e)	Elastic Drift (δ_e)	Ineastic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4200	64,150	3,299	12,096	42,000	Memenuhi
9	4200	60,851	4,964	18,201	42,000	Memenuhi
8	4200	55,887	6,816	24,992	42,000	Memenuhi
7	4200	49,071	7,812	28,644	42,000	Memenuhi
6	4200	41,259	8,977	32,916	42,000	Memenuhi
5	4200	32,282	9,850	36,117	42,000	Memenuhi
4	4200	22,432	9,561	35,057	42,000	Memenuhi
3	4200	12,871	8,479	31,090	42,000	Memenuhi
2	4200	4,392	4,392	16,104	42,000	Memenuhi



Gambar 4.93. Simpangan Antar Lantai Arah Y

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah Y (Lantai 10)

Diketahui :

$$h = 4200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = Hasil analisis menggunakan ETABS V21.0.0.

Sehingga :

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{izin/Drift limit}} &= \frac{h \times 0,01}{1} \\ &= \frac{4200 \times 0,01}{1} \\ &= 42 \text{ mm (lantai 2-10)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta x / \text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 64,150 - 60,851 \\ &= 3,299 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta x / \text{Inelastic Drift}_{10} &= \Delta_{xe10} \times C_d / I_e \\ &= 3,299 \times 5,5 / 1,5 \\ &= 12,096 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan memenuhi apabila $\Delta x \leq \Delta_{\text{izin}}$.

g. Cek Kesetabilan Struktur Akibat Gempa

Untuk mengetahui layak bangunan tidak hanya dari menentukan simpangan antar lantai tetapi juga harus mengetahui tingkat kesetabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen eemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilistas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{p_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan :

P_x = Hasil analisis *software* ETABS

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik desain

l_e = Faktor keutamaan gempa (1,5)

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 4200 mm

Δ = *Ineastic Drift* hasil perhitungan simpangan antar lantai

Koefisien stabilistas (θ) tidak boleh meebihi (θ_{max}) yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

- Rasio kebutuhan geser β = 1

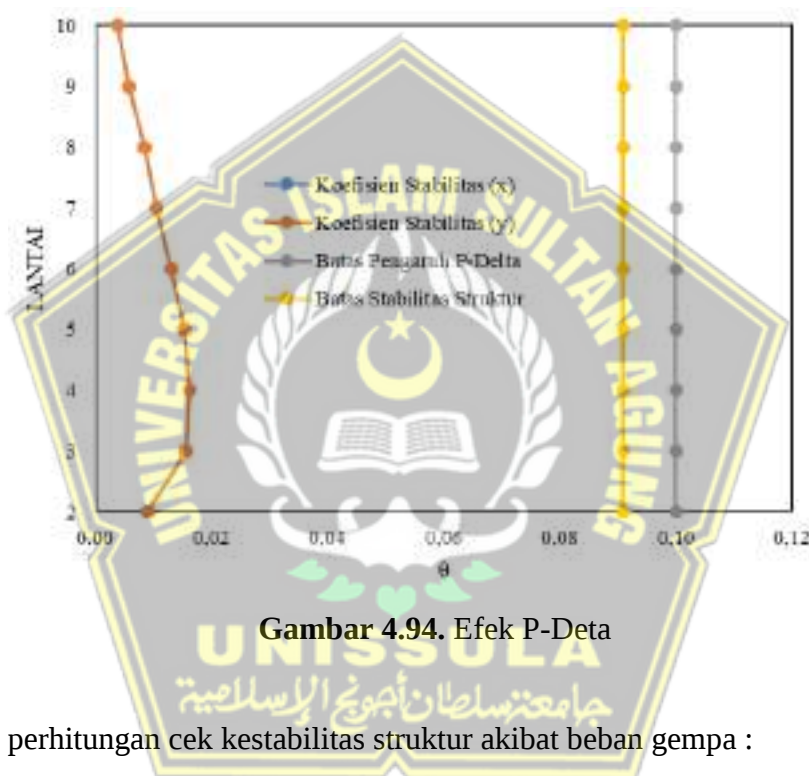
- Batas koefisien stabilitas θ_{max} = 0,909

Tabel 4.27. Kontrol Efek P-Deta

KONTROL EFEK P-DELTA											
Story	<i>Inelastic Drift</i>		<i>Story Forces</i>			<i>h</i>	<i>Koefisien Stabilitas</i>		<i>Batas Pengaruh P-Delta</i>	<i>Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}</i>	<i>Cek</i>
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
10	12,364	12,096	6326,80	1333,02	1332,58	4200	0,0038	0,0037	0,1	0,0909	Memenuhi
9	17,853	18,201	11995,00	2448,17	2438,53	4200	0,0057	0,0058	0,1	0,0909	Memenuhi
8	24,812	24,992	17663,21	3388,05	3371,09	4200	0,0084	0,0085	0,1	0,0909	Memenuhi
7	28,538	28,644	23665,36	4189,77	4165,48	4200	0,0105	0,0106	0,1	0,0909	Memenuhi

6	33,022	32,916	29667,52	4888,33	4857,45	4200	0,0130	0,0131	0,1	0,0909	Memenuhi
5	36,285	36,117	35669,68	5486,35	5451,01	4200	0,0153	0,0153	0,1	0,0909	Memenuhi
4	35,189	35,057	42053,23	5963,14	5925,80	4200	0,0161	0,0162	0,1	0,0909	Memenuhi
3	31,024	31,090	48436,79	6295,86	6258,41	4200	0,0155	0,0156	0,1	0,0909	Memenuhi
2	15,968	16,104	55339,41	6446,58	6409,80	4200	0,0089	0,0090	0,1	0,0909	Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis dari tabel di atas, stabilitas struktur arah X (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas stabilitas struktur (θ_{max}). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa memenuhi syarat.



Gambar 4.94. Efek P-Delta

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa :

1. Perhitungan Arah X (θ_X) lantai 10

Diketahui :

$$P_{x10} = 626,80 \text{ KN}$$

$$V_{x10} = 1333,02 \text{ KN}$$

$$\Delta_{x10} = 12,364 \text{ mm}$$

$$l_e = 1,5$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4200 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\theta = \frac{p_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{626,80 \times 12,364 \times 1,5}{1333,02 \times 4200 \times 5,5}$$

$$= 0,0038$$

Cek $\theta \leq \theta_{\max}$

$$0,0038 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0038 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0038 \leq 0,0090 \quad (\text{Memenuhi})$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) lantai 10

Diketahui :

$$P_{x10} = 626,80 \text{ KN}$$

$$V_{x10} = 1332,58 \text{ KN}$$

$$\Delta_{x10} = 12,096 \text{ mm}$$

$$l_e = 1,5$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4200 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\theta = \frac{p_y \Delta l_e}{V_y h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{626,80 \times 12,096 \times 1,5}{1333,58 \times 4200 \times 5,5}$$

$$= 0,0037$$

Cek $\theta \leq \theta_{\max}$

$$0,0037 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0037 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0037 \leq 0,0090 \quad (\text{Memenuhi})$$

h. Cek Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus dikategorikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria dalam pasalnya dalam SNI 1726 2019, yang meliputi ketidakberaturan struktur secara horizontal dan vertikal. Hal ini sesuai dengan pasal 7.3.2 SNI 1726 2019 yang meliputi klasifikasi bangunan beraturan dan tidak beraturan.

a. Ketidakberaturan Horizontal

1a. Ketidaberaturan Torsi

Sesuai dengan SNI 1726 2019 ketidakberaturan torsi 1A didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur meintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan

Didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur meintang 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 dimana diafragma kaku atau setengah kaku.

Tabel 4.28. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A Arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,02	Memenuhi	1,095	Memenuhi	1,2	1,4
9	1,026	Memenuhi	1,115	Memenuhi	1,2	1,4
8	1,023	Memenuhi	1,135	Memenuhi	1,2	1,4
7	1,023	Memenuhi	1,12	Memenuhi	1,2	1,4
6	1,021	Memenuhi	1,121	Memenuhi	1,2	1,4
5	1,02	Memenuhi	1,131	Memenuhi	1,2	1,4
4	1,02	Memenuhi	1,12	Memenuhi	1,2	1,4
3	1,021	Memenuhi	1,119	Memenuhi	1,2	1,4
2	1,027	Memenuhi	1,13	Memenuhi	1,2	1,4

Berdasarkan Hasil Analisis dari tabe, dapat disimpulkan bahwa :

1. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata-rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,2, maka termasuk ketidakberaturan 1a. Dari hasil analisis pada tabe, seuruh nilai yang dihasilkan

kurang dari 1,2. Dengan demikian, ketidakberaturan horizontal torsi 1a pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

2. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata-rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,4, maka termasuk ketidakberaturan 1a. Dari hasil analisis pada tabe, seuruh nilai yang dihasilkan kurang dari 1,4. Dengan demikian, ketidakberaturan horizontal torsi b pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam ada jika kedua dimensi proyek denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.

Berdasarkan hasil analisis dimensi proyeksi denah struktur tidak memiliki lokasi sudut dalam, dengan demikian ketidakberaturan sudut dalam pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didenisikan tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan tersebut 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 seanjutnya.



Gambar 4.95. Denah Area Buka

Tabel 4.29. Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Lantai	A _{total} (m ²)	Abukaan (m ²)	50% A _{total}	%	Keterangan
2	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
3	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
4	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
5	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
6	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
7	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
8	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
9	792	45,35	396	5,73%	Memenuhi
Dak	792	195,35	396	24,66 %	Memenuhi

Berdasarkan dari hasil analisis, luas bidang bukaan tidak lebih dari 50% luas total diafragma pada tiap tingkat. Dengan demikian, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dalam pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Ketidakberaturan tersebut ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu eemen vertikal pemiku gaya lateral.

Berdasarkan dari hasil analisis, struktur kolom bersifat menerus dari lantai dasar hingga lantai atas. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan sistem non paralel ada jika eemen vertikal pemiku gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemiku gaya seismik. Eemen vertikal seperti kolom struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai bersifat paralel atau tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Ketidakberaturan poin ini dikhususkan apabila eemen vertikal seperti kolom dan shearwall tidak tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Dengan demikian, ketidakberaturan

sistem non paralel pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

Tabel 4.30. Rekapitulasi Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL		
No	Ketidakberaturan Horizontal	Keterangan
1	Ketidakberaturan Torsi 1a	Tidak ada
	Ketidakberaturan Torsi 1b	
2	Ketidakberaturan sudut dalam	Tidak ada
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diagfragma	Tidak ada
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	Tidak ada
5	Ketidakberaturan sistem non paralel	Tidak ada

b. Ketidakberaturan Vertikal

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.

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.

Tabel 4.31. Rekapitulasi Perhitungan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
10	373267,638		324787,297	
9	451882,048	Memenuhi	403396,909	Memenuhi
8	462359,143	Memenuhi	421287,646	Memenuhi
7	507964,336	Memenuhi	456165,953	Memenuhi
6	519694,814	Memenuhi	468480,104	Memenuhi
5	536155,442	Memenuhi	488428,957	Memenuhi
4	604194,823	Memenuhi	544765,801	Memenuhi
3	723216,492	Memenuhi	651810,85	Memenuhi
2	1428179,86	Memenuhi	1271101,75	Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis tabel di atas dapat disimpulkan bahwa :

1a. Pada setiap lantai dan rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya tidak kurang dari 70% dan 80%. Dengan demikian, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

1b. Tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Dengan demikian, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1b pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

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 4.32. Perhitungan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
10	682484,74	Memenuhi
9	843922,63	Memenuhi
8	848861,83	Memenuhi
7	863377,03	Memenuhi
6	880009,03	Memenuhi
5	902137,68	Memenuhi
4	920280,14	Memenuhi
3	939129,74	Memenuhi
2	996550,83	Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis massa efektif di sebarang tingkat tidak lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Dengan demikian, ketidakberaturan berat (massa) pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan tersebut didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemiku gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemiku gaya seismik tingkat di dekatnya. Pada analiis ini yang ditinjau adalah lantai 4 hingga lantai 10.

Tabel 4.33. Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
10	700	Memenuhi
9	700	Memenuhi
8	700	Memenuhi
7	700	Memenuhi
6	800	Memenuhi
5	800	Memenuhi
4	800	Memenuhi

Poin Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi eemen seperti kolom atau shearwaLL pada struktur yang dimensinya lebih besar 130% pada tingkat atas atau bawah. Dengan demikian, meskipun terdapat perbedaan dimensi antara lantai 8 dengan lantai 9 dan 10.

Berdasarkan hasil analisis, dimensi kolom tidak lebih dari 130%. Dengan demikian, ketidakberaturan geometri vertikal pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Eemen Vertikal Pemiku Gaya Lateral

Didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang eemen pemiku gaya lateral lebih besar dari panjang eemen itu atau terdapat reduksi kekakuan eemen pemiku di tingkat bawahnya.

Untuk eemen vertikal seperti kolom dan shearwaLL pada struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai bersifat menerus dari lantai dasar ke atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom atau shearwaLL yang memiliki pergeseran ke kanan atau ke kiri dan tidak menerus. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat diskontinuitas

bidang pada eemen vertikal pemiku gaya lateral pada Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai didefinisikan tidak ada.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 4.34. Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
10	1333,02		1332,576	
9	2448,17	Memenuhi	2438,533	Memenuhi
8	3388,05	Memenuhi	3371,087	Memenuhi
7	4189,77	Memenuhi	4165,484	Memenuhi
6	4888,33	Memenuhi	4857,450	Memenuhi
5	5486,35	Memenuhi	5451,007	Memenuhi
4	5963,14	Memenuhi	5925,796	Memenuhi
3	6295,86	Memenuhi	6258,411	Memenuhi
2	6446,58	Memenuhi	6409,799	Memenuhi

i. Cek Eksentrisitas

SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.1 sebagai dasar. Karena adanya eksentrisitas antara letak pusat massa dan pusat kekakuan, untuk diafragma tidak fleksibe, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus memperhitungkan dampak momen puntir internal Mt. Penempatan dan distribusi massa yang didukung oleh diafragma fleksibe harus diperhitungkan saat mendistribusikan gaya ke bagian vertikal.

Tabel 4.35. Momen Torsi Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,020	0,723	3,6%	0,795
9	1,026	0,731	3,7%	0,804
8	1,023	0,727	3,6%	0,799
7	1,023	0,727	3,6%	0,799
6	1,021	0,724	3,6%	0,796

5	1,020	0,723	3,6%	0,795
4	1,020	0,723	3,6%	0,795
3	1,021	0,724	3,6%	0,796
2	1,027	0,732	3,7%	0,806

Tabel 4.36. Momen Torsi Arah Y

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,095	0,833	4,2%	1,499
9	1,115	0,863	4,3%	1,554
8	1,135	0,895	4,5%	1,610
7	1,120	0,871	4,4%	1,568
6	1,121	0,873	4,4%	1,571
5	1,131	0,888	4,4%	1,599
4	1,120	0,871	4,4%	1,568
3	1,119	0,870	4,3%	1,565
2	1,130	0,887	4,4%	1,596

SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.2 menyatakan bahwa nilai torsi tak teruduga senilai 5 %. Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai berada di kategori desain seismik D dan tidak terdapat ketidakberaturan struktur horizontal maupun ketidakberaturan struktur vertikal

j. Cek Redundansi

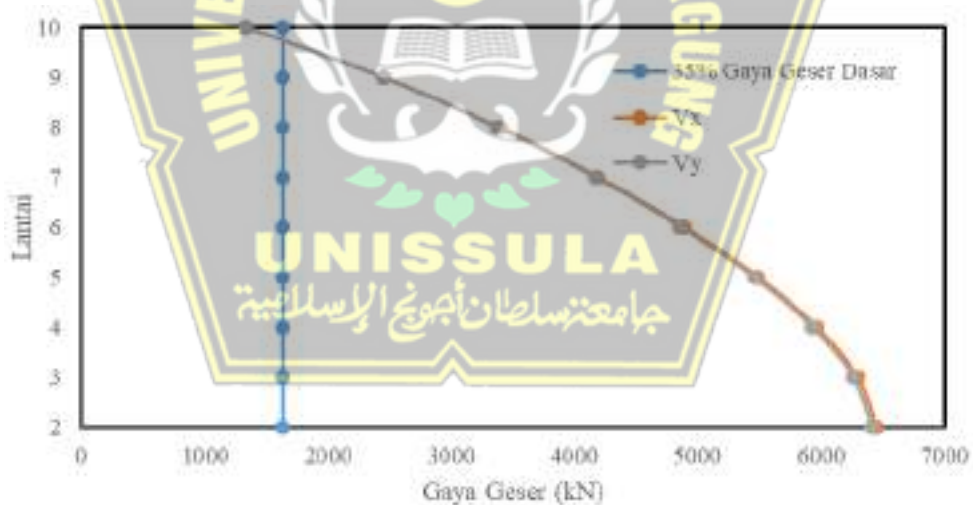
Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabe 13, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismik desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan (lihat 0). Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0 :

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau.
- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemiku gaya

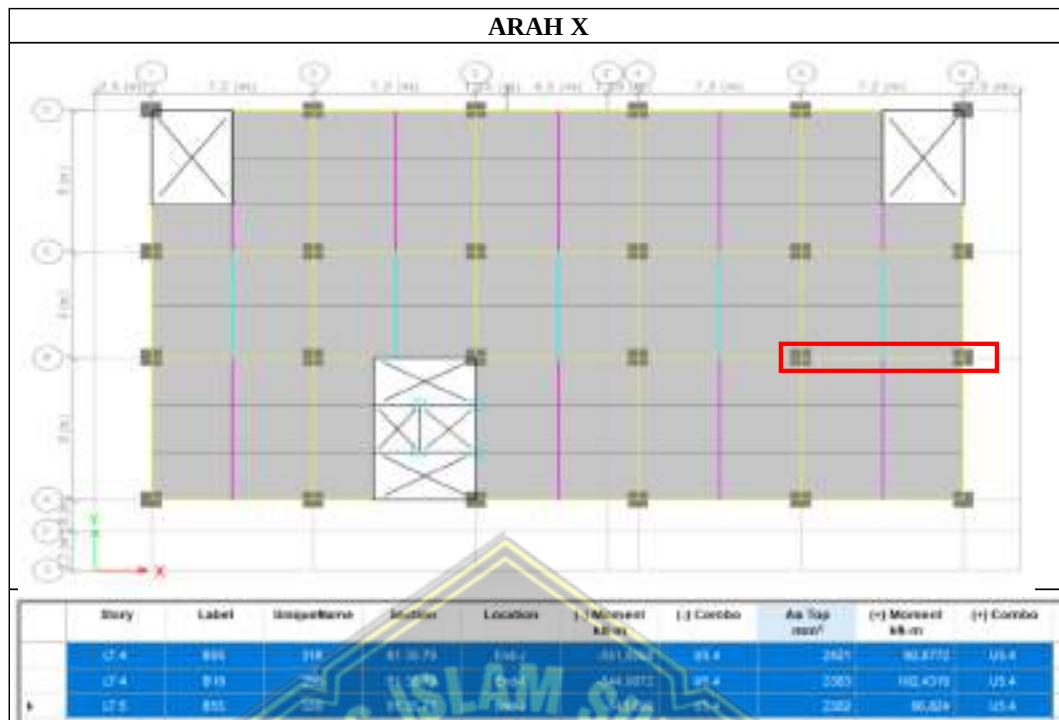
seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemiku gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 4.37. Gaya Geser Dasar

Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (V _x)	Y (V _y)	X	Y	X	Y	X	Y
10	1333,022	1332,576	6446,584	6409,799	2256,304	2243,43	21%	21%
9	2448,165	2438,533					38%	38%
8	3388,046	3371,087					53%	53%
7	4189,769	4165,484					65%	65%
6	4888,327	4857,45					76%	76%
5	5486,349	5451,007					85%	85%
4	5963,136	5925,796					93%	92%
3	6295,856	6258,411					98%	98%
2	6446,584	6409,799					100%	100%



Gambar 4.96. Cek Syarat Redundansi



Gambar 4.97. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat *End Releases* Balok Arah X

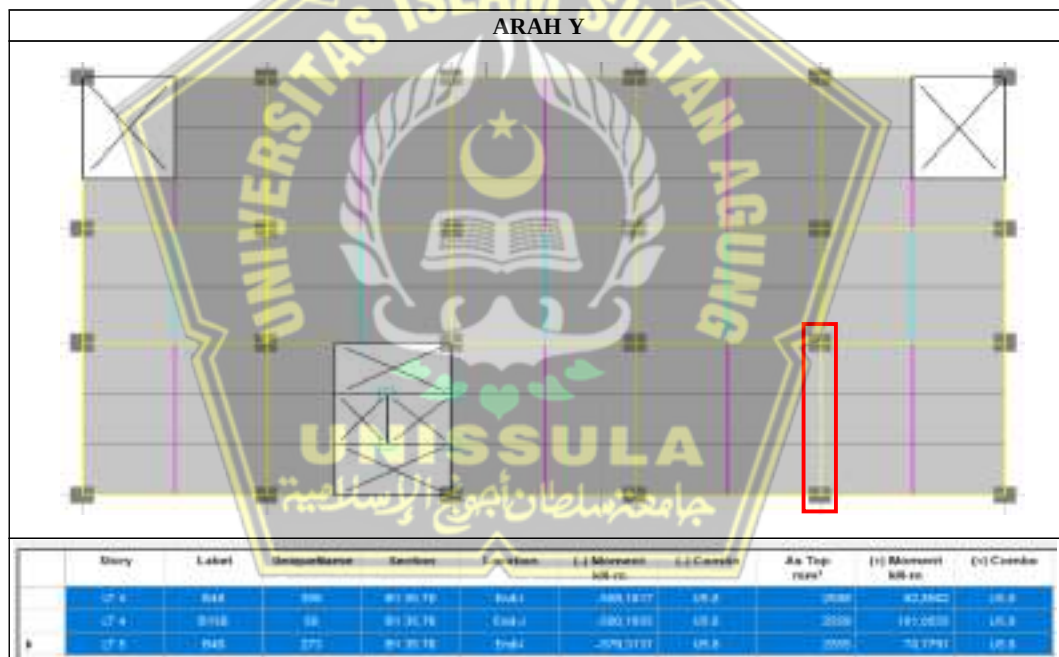
Dari hasil output didapatkan gaya dalam terbesar pada eemen struktur balok 35.70 dengan momen sebesar 551,8258 kN.

Tabel 4.38. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat *End Release* Balok Arah X

CEK KETIDAKBERATURAN TORSI ARAH X AKIBAT END RELEASE BALOK ARAH X								
Tabel: Simpangan Maksimum dan Rata-rata Simpangan					Syarat		Cek	
Lantai	Arah	Simpangan Maksimum	Rata-rata Simpangan	Rasio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
		mm	mm					
DAK	X	2,443	2,393	1,021	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 9	X	3,73	3,632	1,027	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 8	X	5,04	4,919	1,025	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 7	X	5,679	5,546	1,024	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 6	X	6,493	6,347	1,023	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 5	X	7,138	6,98	1,023	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 4	X	6,902	6,754	1,022	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 3	X	5,989	5,874	1,02	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 2	X	3,094	3,018	1,025	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi

Tabel 4.39. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat *End Release* Balok Arah X

CEK KETIDAKBERATURAN TORSI ARAH Y AKIBAT <i>END RELEASE</i> BALOK ARAH X								
Tabel: Simpangan Maksimum dan Rata-rata Simpangan					Syarat		Cek	
Lantai	Arah	Simpangan Maksimum	Rata-rata Simpangan	Rasio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
		mm	mm					
DAK	X	2,45	2,402	1,02	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 9	X	3,74	3,646	1,026	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 8	X	5,051	4,936	1,023	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 7	X	5,683	5,558	1,023	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 6	X	6,476	6,341	1,021	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 5	X	7,044	6,903	1,02	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 4	X	6,79	6,657	1,02	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 3	X	5,989	5,864	1,021	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 2	X	3,104	3,023	1,027	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi



Gambar 4.98. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat *End Releases* Balok Arah Y

Dari hasil output didapatkan gaya dalam terbesar pada eemen struktur balok 35.70 dengan momen sebesar 588,1817 kN.

Tabel 4.40. Cek ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat *End Release* Balok Arah Y

CEK KETIDAKBERATURAN TORSI ARAH X AKIBAT <i>END RELEASE</i> BALOK ARAH Y								
Tabel: Simpangan Maksimum dan Rata-rata Simpangan					Syarat		Cek	
Lantai	Arah	Simpangan Maksimum	Rata-rata Simpangan	Rasio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
		mm	mm					
DAK	Y	3,012	2,751	1,095	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 9	Y	4,519	4,054	1,115	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 8	Y	6,084	5,362	1,135	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 7	Y	6,858	6,124	1,12	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 6	Y	7,791	6,949	1,121	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 5	Y	8,462	7,482	1,131	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 4	Y	8,179	7,3	1,12	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 3	Y	7,2	6,436	1,119	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 2	Y	3,819	3,38	1,13	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi

Tabel 4.41. Cek ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat *End Release* Balok Arah Y

CEK KETIDAKBERATURAN TORSI ARAH Y AKIBAT <i>END RELEASE</i> BALOK ARAH Y								
Tabel: Simpangan Maksimum dan Rata-rata Simpangan					Syarat		Cek	
Lantai	Arah	Simpangan Maksimum	Rata-rata Simpangan	Rasio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
		mm	mm					
DAK	Y	3,016	2,741	1,1	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 9	Y	4,533	4,042	1,122	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 8	Y	6,111	5,349	1,142	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 7	Y	6,902	6,117	1,128	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 6	Y	7,888	6,972	1,131	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 5	Y	8,701	7,584	1,147	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 4	Y	8,436	7,422	1,137	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 3	Y	7,318	6,476	1,13	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi
LT 2	Y	3,864	3,39	1,14	1,2	1,4	Memenuhi	Memenuhi

Rangka Pemiku Momen → kehilangan tahanan momen disambungan balok-kolom dikedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33% dan tidak akan menghasilkan sistem ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b).

Pengecekan dilakukan pada kondisi penampang utuh dengan kombinasi beban utimit. Penampang yang ditinjau adalah eemen struktur balok dan dipilih

balok dengan gaya dalam terbesar dari arah X dan Y. Berdasarkan hasil analisis, balok yang kehilangan tahanan momen pada 2 arah ortogonal tidak menghasilkan sistem dengan ketidak beraturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b). Dengan demikian, struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai untuk nilai faktor redundansi diizinkan sebesar 1 atau $\rho = 1$.

k. Kombinasi Pembebanan

Ada dua kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode utimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode utimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan metode beban layan digunakan untuk pengecekan kekuatan pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabe 4.50 dan 4.51 di bawah ini.

Tabel 4.42. Kombinasi Pembebanan Utimit

No	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	$1,4D$	1,4	1,4			
U2	$1,2D + 1,6L$	1,2	1,2	1,6		
U5.1	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	1	0,3
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	1	-0,3
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	-1	0,3
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	-1	-0,3
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	0,3	1
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	0,3	-1
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	-0,3	1
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334267	1,334267	1	-0,3	-1
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		1	0,3
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		1	-0,3
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		-1	0,3
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		-1	-0,3
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		0,3	1
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		0,3	-1
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765733	0,765733		-0,3	1

Tabel 4.43. Kombinasi Pembebanan Layan

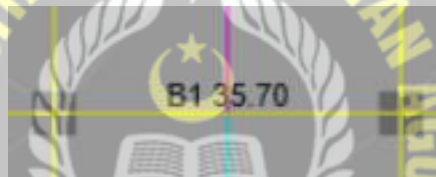
No	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	D	1	1			
U2	$D + L$	1	1	1		
U5.1	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		0,7	0,21
U5.2	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		0,7	-0,21
U5.3	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		-0,7	0,21
U5.4	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		-0,7	-0,21
U5.5	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		0,21	0,7
U5.6	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		0,21	-0,7
U5.7	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		-0,21	0,7
U5.8	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,094	1,094		-0,21	-0,7
U6.1	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	0,525	0,158
U6.2	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	0,525	-0,158
U6.3	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	-0,525	0,158
U6.4	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	-0,525	-0,158
U6.5	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	0,158	0,525
U6.6	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	0,158	-0,525
U6.7	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	-0,158	0,525
U6.8	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,067	1,067	0,75	-0,158	-0,525
U7.1	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		0,7	0,21
U7.2	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		0,7	-0,21
U7.3	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		-0,7	0,21
U7.4	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		-0,7	-0,21
U7.5	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		0,21	0,70
U7.6	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		0,21	-0,70
U7.7	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		-0,21	0,70
U7.8	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,506	0,506		-0,21	-0,70

4.4. Cek Kapasitas Penampang

Dalam tugas akhir ini dilakukan pengecekan kapasitas penampang terhadap beban yang bekerja. Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah kekuatan penampang yang digunakan aman atau tidak terhadap beban yang bekerja dan apakah penampang sudah memenuhi persyaratan yang ada pada SNI 2847 2019. Penampang yang ditinjau pada pengecekan ini ialah balok, kolom dan pelat. Pengecekan kapasitas ini dilakukan dengan mengambil gaya maksimum yang diperoleh dari analisis menggunakan software ETABS v21.0.0.

4.4.1. Perancangan Balok

Balok merupakan eemen struktur yang umumnya dirancang untuk memiku gaya lateral. Beban-beban yang bekerja pada balok akan menghasilkan gaya geser, momen lentur dan torsi. Untuk balok yang ditinjau pada pengecekan ini adalah balok dengan beban terbesar yang memiliki bentang 8 meter.

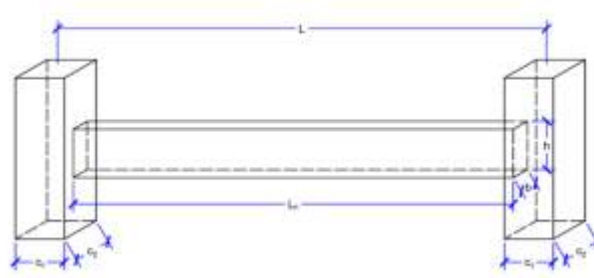


Gambar 4.99. Input Gambar Balok

4.4.1.1. Input Data Balok

Data perencanaan balok induk

- Tinggi Balok (h) = 700 mm
- Lebar Balok (b) = 350 mm
- Panjang Balok (L) = 8000 mm
- Tebal Seimut beton (p) = 30 mm
- Panjang Kolom ($C1$) = 900 mm
- Lebar Kolom ($C2$) = 900 mm



Gambar 4.100. *Input Data Geometri Balok*

a. Data Material Balok yang Ditinjau

- Mutu Baja Tulangan (f_y) = 420 MPa
- Mutu Beton (f_c') = 30 MPa
- Tulangan Utama (d) = D22
- Tulangan Sengkang (d_s) = D10
- Tulangan Pinggang (d_{bt}) = D13
- Panjang Balok (L) = 8000 mm
- Lebar Balok (b) = 350 mm
- Tinggi Balok (h) = 700 mm
- Panjang Tumpuan = 1400 mm
- Diameter Tulangan Longitudinal (d_b) = 22 mm
- Diameter Tulangan Pinggang (d_{bt}) = 13 mm
- Seimut Bersih (c_c) = 30 mm
- Tinggi Efektif Balok (d) = 649 mm
- Kuat Tekan Beton (f_c') = 30 MPa
- Kuat Leeh Tulangan Longitudinal (f_y) = 420 MPa
- Kuat Leeh Tulangan Transversal (f_y) = 420 Mpa
- β_1 = 0,8357
- Panjang Kolom (c_1) = 900 mm
- Lebar Kolom (c_2) = 900 mm
- L_n = 7100 mm
- λ = 1

b. Gaya – Gaya Dalam Balok

Gaya-gaya dalam balok diperoleh dari hasil analisis struktur *software*. Hasil gaya-gaya dalam yang telah diperoleh sebagai berikut :

Momen maksimum tumpuan negatif, M_u tumpuan (-)	= -569.41	kNm
Momen maksimum tumpuan positif, M_u tumpuan (+)	= 459.9687	kNm
Momen maksimum tumpuan negatif, M_u lapangan (-)	= -450.126	kNm
Momen maksimum tumpuan positif, M_u lapangan (+)	= 420.3303	kNm
Gaya geser tumpuan, V_u tumpuan	= 500.1659	kNm
Gaya geser tumpuan, V_u lapangan	= 303.2413	kNm
Gaya geser kombinasi 1,2D + L, V_g tumpuan	= 240.1319	kNm
Torsi, T	= 16.2676	kNm

4.4.1.2. Perhitungan Material

Parameter Material dan Geometri (SNI 2847:2019 table 22.2.2.4

- Faktor Material Beton

$$\begin{aligned} B &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,840 \end{aligned}$$

- Regangan Leleh Baja Tulangan

$$E_s = \frac{f_y}{\epsilon_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

- Tinggi Efektif Balok

$$\begin{aligned} d &= h - C_c - d_s - \frac{D}{2} \\ &= 700 - 30 - 13 - \frac{22}{2} \\ &= 649 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lokasi Tulangan Lapis 2

$$\begin{aligned} d_2 &= d - S_{12} \\ &= 649 - 50 \\ &= 599 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Panjang Bersih Balok

$$\begin{aligned} L_n &= L - C1 \\ &= 8000 - 900 \\ &= 7100 \end{aligned}$$

4.4.1.3. Pengecekan Syarat Geometri

- Bentang Bersih Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} L_{n,min} &= 4 \times d \\ &= 4 \times 649 \\ &= 2596 \text{ mm} < 7100 \text{ mm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Syarat Lebar Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} b_{min1} &= 0,3 \times h \\ &= 0,3 \times 700 \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{min2} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_{min} &= \min(b_{min1} ; b_{min2}) \\ &= \min(210 ; 300) \\ &= 210 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Syarat Lebar Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} b_{max1} &= c2 \div 2 \times c1 \\ &= 900 \div 2 \times 900 \\ &= 4050 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{max2} &= c2 \div 2 \times 0,75 \times c1 \\ &= 900 \div 2 \times 0,75 \times 900 \\ &= 3037 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{max} &= \max(b_{min} ; b_{min2}) \\ &= \max(4050 ; 3037) \\ &= 4050 \text{ mm} > 3037 \text{ mm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

4.4.1.4. Desain Lentur

Jumlah Tulangan Longitudinal (Tumpuan)

- Jumlah Tulangan Atas Baris 1(*nts1*) = 4

- Jumlah Tulangan Atas Baris 2 (*nts2*) = 4
- Jumlah Tulangan Bawah Baris 1 (*nbs1*) = 2
- Jumlah Tulangan Bawah Baris 2 (*nbs2*) = 4

Jumlah Tulangan Tongitudinal (Lapangan)

- Jumlah Tulangan Atas Baris 1 (*ntm1*) = 4
- Jumlah Tulangan Atas Baris 2 (*ntm2*) = 2
- Jumlah Tulangan Bawah Baris1 (*nbm1*) = 4
- Jumlah Tulangan Bawah Baris 2 (*nbm1*) = 2

Tulangan

- Tulangan Kaki Tulangan Senggang Tumpuan = 4
- Tulangan Kaki Tulangan Senggang Lapangan = 2
- Spasi Senggang Tumpuan = 100
- Spasi Senggang Lapangan = 150
- Spasi Tulangan Lapis 1 ke Lapis 2 (*S12*) = 50
- Jumlah Pasang Tulangan Pinggang / tengah (*nt*) = 2
- Luas tulangan yang digunakan, *As* = 3039,52 mm²
- Mutu baja tulangan, *fy* = 420 Mpa

a. Momen Negatif Tumpuan

(Tulangan Tumpuan Atas)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$nts1 = 4 \rightarrow As1 = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan Lapis 2

$$nts1 = 4 \rightarrow As2 = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis

$$\begin{aligned} S1. &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\ &= 13,429 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Tidak memenuhi)} \end{aligned}$$

- Luas Tulangan Total

$$\begin{aligned} As &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 8 \\ &= 3041.062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Rasio Luas Tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3041.062}{350 \times 646} = 1,34 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &\quad \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \max \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 350 \times 649 \\ &\quad \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= \max 740,567 \text{ mm}^2 \\ &\quad 757,167 \text{ mm}^2 \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 < 3041.062 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times f_c' / f_y \times (600 / (600 + f_y)) \\ \rho_{max} &= 2,50 \% > 1,34 \% \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{3041.062 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} = 143,109 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{143,109}{0,8357} = 171,241 \text{ mm}$$

- Factor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabe 21.2.2)

$$\Phi = 0,90$$

- Kapasitas Maksimum

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times \{ A_{s1} \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) + A_{s2} \times f_y \times (d_2 - \frac{a}{2}) \} \\ &= 0,90 \times \{ 392,858 + 334,753 \} \\ &= 663,786 \text{ kNm} > 569.410 \text{ kNm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Negatif

$$M_u = 569,410 \text{ kNm}$$

- Cek Kontrol Tarik (*tension controlLed*)

$$\begin{aligned} d_t &= h - (s + d_s + c_c + (0.5 \times d_b)) \\ &= 635.571 \\ a/d_t &= a/d_t \\ &= 0.225 \end{aligned}$$

$$a_{tcl}/d_t = a_{tcl}/d_t = 0.375 \times B_1$$

$$= 0.313$$

$$\text{Cek} = a/d_t < a_{tcl}/d_t$$

$$= 0.225 < 0.313 \text{ (Memenuhi)}$$

b. Momen Positif Tumpuan

(Tulangan Tumpuan Bawah)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = 4 \rightarrow A_{s1} = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan Lapis 2

$$n_{ts2} = 2 \rightarrow A_{s2} = 2 \times \frac{3,14}{2} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis

$$S_1 = (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1)$$

$$= 27,6 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Memenuhi)}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 6$$

$$= 2280.796 \text{ mm}^2$$

- Rasio Luas Tulangan

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2280.796}{350 \times 646} = 1.01 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \frac{\sqrt{f_{cr}}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$\frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \max \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 350 \times 649$$

$$\frac{1,4}{420} \times 350 \times 649$$

$$= \max 740,567 \text{ mm}^2$$

$$757,167 \text{ mm}^2$$

$$= 757,167 \text{ mm}^2 < 2280.796 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.85 \times \beta_1 \times f_c' / f_y \times (600/(600 + f_y))$$

$$p_{max} = 2,50 \% > 1,00 \% \text{ (Memenuhi)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f_c x b} = \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} = 107,332 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107,332}{0,8357} = 128,431 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{649-128,431}{128,431} \times 0,003 = 0,012$$

- Factor Reduksi (SNI 2847 : 2019 tabe 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{0,012 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Positif

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 570,291 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 570,291 \\ &= 513,262 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Positif Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} M_{n,min} &= 50 \% \times M_{n,tum} (-) \\ &= 50 \% \times 570,291 \\ &= 285,145 < 570,291 \text{ kNm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Positif

$$\Phi M_n > M_u = 513,262 \text{ kNm} > 459,969 \text{ kNm}$$

- Cek Kontrol Tarik (*tension controLLed*)

$$\begin{aligned} d_t &= h - (s + d_s + c_c + (0,5 \times d_b)) \\ &= 621,400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a/d_t &= a/d_t \\ &= 0,173 \end{aligned}$$

$$a_{tcl}/d_t = a_{tcl}/d_t = 0.375 \times B_1$$

$$= 0.313$$

$$\text{Cek} = a/d_t < a_{tcl}/d_t$$

$$= 0.173 < 0.313 \text{ (Memenuhi)}$$

c. Momen Negatif Lapangan

(Tulangan Lapangan Atas)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = 4 \rightarrow A_{s1} = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,8 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan Lapis 2

$$n_{ts1} = 2 \rightarrow A_{s2} = 2 \times \frac{3,14}{2} \times 19^2 = 1519,8 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis

$$S_1 = (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1)$$

$$= 27,6 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Memenuhi)}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 6$$

$$= 2280.796 \text{ mm}^2$$

- Rasio Luas Tulangan

$$p = \frac{A_s}{bxd} = \frac{2280.796}{350 \times 649} = 1.00\%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \frac{\sqrt{f_{cr}}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$\frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \max \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 350 \times 649$$

$$\frac{1,4}{420} \times 350 \times 649$$

$$= \max 740,567 \text{ mm}^2$$

$$757,167 \text{ mm}^2$$

$$= 757,167 \text{ mm}^2 < 2280.796 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.85 \times \beta_1 \times f_c' / f_y \times (600/(600 + f_y))$$

$$p_{max} = 2,50 \% > 1,00 \% \text{ (Memenuhi)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f_c x b} = \frac{2280,796 x 420}{0,85 x 25 x 350} = 107,334 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107,334}{0,8357} = 128,431 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} x 0,003 = \frac{646-128,431}{128,431} x 0,003 = 0,012$$

- Faktor Reduksi (SNI 2847 : 2019 tabe 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{0,012 - 0,0021}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Negatif

$$\begin{aligned} M_n &= A_s x f_y x (d - \frac{a}{2}) \\ &= 570,291 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi x M_n \\ &= 0,90 x 567,417 \\ &= 513,262 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Negatif Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} M_{n,min} &= 25 \% x M_{n,tum} (-) \\ &= 25 \% x 570,291 \\ &= 142,573 \text{ kNm} < 450,126 \text{ kNm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Negatif

$$\Phi M_n > M_u = 513,262 \text{ kNm} > 450,126 \text{ kNm}$$

- Cek Kontrol Tarik (*tension controLLed*)

$$\begin{aligned} d_t &= h - (s + d_s + c_c + (0,5 x d_b)) \\ &= 621,400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a/d_t &= a/d_t \\ &= 0,173 \end{aligned}$$

$$a_{tcl}/d_t = a_{tcl}/d_t = 0.375 \times B_1$$

$$= 0.313$$

$$\text{Cek} = a/d_t < a_{tcl}/d_t$$

$$= 0.173 < 0.313 \text{ (Memenuhi)}$$

d. Momen Positif Lapangan

(Tulangan Lapangan Bawah)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = 4 \rightarrow A_{s1} = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,8 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan Lapis 2

$$n_{ts1} = 2 \rightarrow A_{s2} = 2 \times \frac{3,14}{2} \times 22^2 = 1519,8 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis

$$S_{1.1} = (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1)$$

$$= 27,600 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Memenuhi)}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 6$$

$$= 2280.796 \text{ mm}^2$$

- Rasio Tulangan

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2280.796}{350 \times 649} = 1.00\%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \frac{\sqrt{f_{cr}}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$\frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \max \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 350 \times 649$$

$$\frac{1,4}{420} \times 350 \times 649$$

$$= \max 740,567 \text{ mm}^2$$

$$757,167 \text{ mm}^2$$

$$= 757,167 \text{ mm}^2 < 2280.796 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} = 2,50 \% > 1,00\% \text{ (Memenuhi)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f_c' x b} = \frac{2280,796 x 420}{0,85 x 30 x 350} = 107,332 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107,332}{0,85} = 128,431 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} x 0,003 = \frac{646-128,431}{1128,431} x 0,003 = 0,012$$

- Faktor Reduksi (SNI 2847 : 2019 tabe 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{0,012 - 0,0021}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Positif

$$\begin{aligned} M_n &= A_s x f_y x (d - \frac{a}{2}) \\ &= 570,291 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi x M_n \\ &= 0,90 x 570,291 \\ &= 513,262 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Positif Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} M_{n,min} &= 50 \% x M_{n,tum} (-) \\ &= 50 \% x 570,291 \\ &= 285,145 \text{ kNm} < 570,291 \text{ kNm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Lapangan Positif

$$\Phi M_n > M_u = 513,262 \text{ kNm} > 420,330 \text{ kNm}$$

- Cek Kontrol Tarik (*tension controLLed*)

$$\begin{aligned} d_t &= h - (s + d_s + c_c + (0,5 x d_b)) \\ &= 621,400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a/d_t &= a/d_t \\ &= 0,173 \end{aligned}$$

$$a_{tcl}/d_t = a_{tcl}/d_t = 0.375 \times B_1$$

$$= 0.313$$

$$\text{Cek} = a/d_t < a_{tcl}/d_t$$

$$= 0.173 < 0.313 \text{ (Memenuhi)}$$

4.4.1.5. Desain Geser

a. Geser Tumpuan

- Tinggi Balok Beton Probable Negatif

$$a_{pr}^- = 1,25 \times a \text{ tumpuan negative} = 1,25 \times 569,41 = 178,886 \text{ mm}$$

- Tinggi Balok Beton Probable positif

$$a_{pr}^+ = 1,25 \times a \text{ tumpuan positif} = 1,25 \times 459,9687 = 134,164 \text{ mm}$$

- Tegangan Baja Probable

$$f_{pr} = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

- Momen Negatif Tumpuan Probable

$$M_{pr}^- = \{A_{s1} \times f_{pr} \times (d - \frac{a_{pr}}{\beta_1}) + A_{s2} \times f_{pr} \times (d_2 - \frac{a_{pr}}{2})\}$$

$$= 889,3365 \text{ kNm}$$

- Momen Positif Tumpuan Probable

$$M_{pr}^+ = \{A_{s1} \times f_{pr} \times (d - \frac{a_{pr}}{\beta_1}) + A_{s2} \times f_{pr} \times (d_2 - \frac{a_{pr}}{2})\}$$

$$= 696,7988 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Probable

$$V_{pr} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n} = \frac{693,2065 + 888,5752}{7,1} = 223,967 \text{ Kn}$$

- Gaya Geser Desain (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.1)

$$V_e = V_g + V_{pr}$$

$$= 240,1319 + 223,967$$

$$= 464,099 \text{ kN}$$

- Gaya Geser Pakai

$$V_u = \max (V_{u,tumpuan} ; V_e)$$

$$= \max (500,1659 ; 464,099) = 500,1659 \text{ kN}$$

- Tulangan Transversal (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.2)

$$V_c = 0 \text{ Jika } V_{pr} \geq \frac{V_e}{2} \text{ dan } P_u < \frac{A_g \times f_c'}{20}$$

$$1 \rightarrow 223,967 \geq 0$$

$$2 \rightarrow 0 < 367,500$$

$$V_c = 211,506 \text{ kNm}$$

- Jumlah Kaki

$$n_{vs} = 4$$

- Luas Tulangan Sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 314,159 \text{ mm}^2$$

- Spasi Sengkang

$$S_s = 100 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \min \left(\frac{d}{4}, 6 \times db, \frac{649}{4} \right) \\ &= \min \left(\frac{150}{4}, 6 \times 22, 150 \right) \\ &= \min (162,25, 132, 150) \\ &= 132 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tahanan Geser Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.2)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \text{ atau } 0 \\ &= 211506 \text{ N} \end{aligned}$$

- Tahanan Geser Baja (SNI 2847 : 2019 pasal 22.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \min \left(\frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s}, 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \right) \\ &= \min (856335, 821140) \\ &= 821140 \text{ N} \end{aligned}$$

- Factor Reduksi (SNI 2847 : 2019 pasal 12.5.3.2)

$$\Phi = 0,6$$

- Kapasitas Geser

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (V_c + V_s) \\ &= 0,6 \times (211,506 + 856,335) \end{aligned}$$

$$= 1032646 \text{ kN} > 464,099 \text{ kN (Memenuhi)}$$

b. Geser Lapangan

- Jumlah Kaki

$$n_{vs} = 2$$

- Luas Tulangan Sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 157,080$$

- Spasi Sengkang

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

- Spasi Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.4.6)

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{649}{2} \\ &= 324,50 \text{ mm} > 150 \text{ mm (Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Tahanan Geser Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.5.5.1)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 649 = 211506 \text{ N} \end{aligned}$$

- Tahanan Geser Baja (SNI 2847 : 2019 pasal 22.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \min \left(\frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s}, 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \right) \\ &= \min \left(\frac{285445}{821140} \right) \\ &= 285445 \text{ N} \end{aligned}$$

- Factor Reduksi (SNI 2847 : 2019 pasal 12.5.3.2)

$$\Phi = 0,6$$

- Kapasitas Geser

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (V_c + V_s) \\ &= 0,6 \times (211506 + 285445) \\ &= 496951 \text{ kN} > 303241 \text{ kN (Memenuhi)} \end{aligned}$$

74.6. Desain Torsi

a. Parameter Penampang Untuk Perhitungan Torsi

- Luas Penampang Penuh

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 350 \times 700 = 245000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keiling Penampang Penuh

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (350 + 700) \\ &= 2100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} X_o &= b - 2 \times C_c - d_s \\ &= 700 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 280 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tinggi Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} Y_o &= h - 2 \times C_c - d_s \\ &= 700 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 630 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= X_o \times Y_o \\ &= 280 \times 630 \\ &= 176400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas Efektif Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 176400 \\ &= 149940 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keiling Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (X_o + Y_o) \\ &= 2 \times (280 + 630) \\ &= 1820 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

- Tahanan Retak Torsi (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.5.1)

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{245000^2}{2100} \end{aligned}$$

$$= 51663930 \text{ kNm}$$

- Factor Reduksi (SNI 2847 : 2019 tabe 21.2.1)

$$\Phi = 0,75$$

- Ambang Batas Kebutuhan Tulangan Torsi (SNI 2847 : 2019 tabe 22.7.4.1)

$$\begin{aligned}\Phi \times \frac{T_{cr}}{4} < T_u &= \frac{51,664}{4} \\ &= 9,687 \text{ kNm} < 16.2676 \text{ kNm} \\ &\rightarrow \text{perlu tulangan torsi}\end{aligned}$$

c. Pengecekan Kecukupan Dimensi

- Momen Torsi Pakai (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.3.2)

$$\begin{aligned}T_u &= \min \Phi \times \frac{T_{cr}}{4} \\ &= \min \frac{0,75 \times 51,664}{16.2676} \\ &= \min \frac{38,748}{16,2676} \\ &= 16,2676 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Tegangan Akibat Geser dan Torsi (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \sqrt{\left(\frac{V_u}{bxd}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times Ph}{1,7 \times A_o h^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{464099}{350 \times 649}\right)^2 + \left(\frac{16,2676 \times 1820}{1,7 \times 176400^2}\right)^2} \\ &= 2,118 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tahanan Tegangan Geser dan Torsi Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \Phi \left(\frac{V_c}{bxd} + 0,66 \times \sqrt{f'c'} \right) \\ &= 0,75 \left(\frac{211506}{350 \times 649} + 0,66 \times 30 \right) \\ &= 3,410 \text{ MPa} > 2,118 \text{ MPa (Memenuhi)}\end{aligned}$$

d. Tulangan Transversal Torsi

- Spasi Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.7.6.3.3)

$$S_{max} = \min \frac{\frac{Ph}{8}}{\frac{db}{0,042 \times 300}}$$

$$= \min \frac{\frac{1808}{8}}{\frac{16}{0,042 \times 300}}$$

$$= \min \frac{228}{428,57}$$

$$= 228 \text{ mm}$$

228 > 100 mm, tumpuan (Memenuhi)

228 > 150 mm, lapangan (Memenuhi)

- Kebutuhan Tuangan Treansversal Torsi (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1)

$$A_t/S = \frac{T_u}{2x \phi x A_o x f_{yv}}$$

$$= \frac{16,2676}{2x0,75x149940x420}$$

$$= 0,172 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Tumpuan (SNI 2847 : 2019 pasal 9.5.4.3)

$$A_v+t/S = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 / s$$

$$= 3 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 / 100$$

$$= 3,142 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Lapangan (SNI 2847 : 2019 pasal 9.5.4.3)

$$A_v+t/S = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 / s$$

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

$$= 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Tuangam Transversal Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.4.2)

$$\begin{aligned}
 A/S_{min} &= \max \left(0,062 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{b}{f_{yv}}, 0,350 \times \frac{b}{f_{yv}} \right) \\
 &= \max \left(0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{350}{420}, 0,350 \times \frac{350}{420} \right) \\
 &= \max \left(0,283, 0,292 \right) \\
 &= 0,283 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 0,283 \text{ mm}^2/\text{mm} &< 3,142 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Memenuhi)} \\
 0,283 \text{ mm}^2/\text{mm} &< 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

e. Tulangan Longitudinal Torsi

- Kebutuhan Tulangan Longitudinal (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6)

$$\begin{aligned}
 A_l &= A_t/s \times P_h \\
 &= 0,172 \times 1820 \\
 &= 313,427 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Tulangan Longitudinal Torsi Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.4.3)

$$\begin{aligned}
 A_{l \text{ min}} &= 0,42 \times (f'c')^2 \times A_{cp}/f_y - (A_t/s) \times P_h \\
 &= 1028,493 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Ketersediaan Tulangan Longitudinal untuk Torsi

$$\text{Tumpuan Negatif} \rightarrow 2347,820 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tumpuan Positif} \rightarrow 1839,578 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan Negatif} \rightarrow 1800,212 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan Negatif} \rightarrow 1681,050 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Torsi} = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Torsi Tumpuan} = A_s + A_l \text{ Perlu Tumpuan}$$

$$= 5215,890 \text{ mm}^2 > 313,427 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

$$\text{Tulangan Torsi Lapangan} = A_s + A_l \text{ Perlu Lapangan}$$

$$= 4609,755 \text{ mm}^2 > 313,427 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

Tabel 4.44. Jumlah Tulangan Longitudinal untuk Torsi

n Tumpuan Atas	8
n Tumpuan Torsi	2
n Tumpuan Bawah	6
n Tumpuan Vertikal	4
n Lapangan Atas	6
n Lapangan Torsi	2
n Lapangan Atas	6
n Tumpuan Vertikal	2

- Spasi Horizontal Tulangan Longitudinal (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.5.1)

Spasi Horizontal Tumpuan

$$(b - 2c_c - 2d_s - d_b) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 50 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (Memenuhi)}$$

Spasi Horizontal Lapangan

$$(b - 2c_c - 2d_s - d_b) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 50 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (Memenuhi)}$$

- Spasi Vertikal Tulangan Longitudinal (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.5.1)

Spasi Vertikal Tumpuan

$$(h - 2c_c - 2d_s - d_b) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

$$= 299 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (Memenuhi)}$$

Spasi Vertikal Lapangan

$$(h - 2c_c - 2d_s - d_b) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

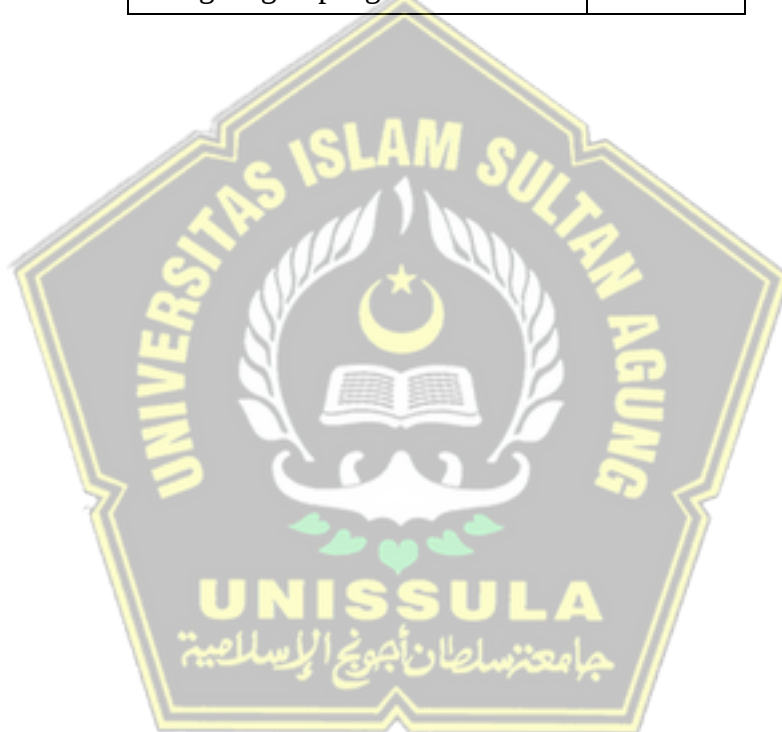
$$= 299 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (Memenuhi)}$$

4.4.1.7. Detail Tulangan Balok

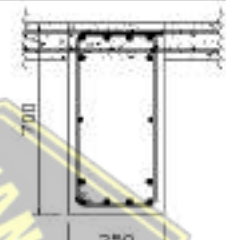
Tabel 4.40. Data Tulangan Balok

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK

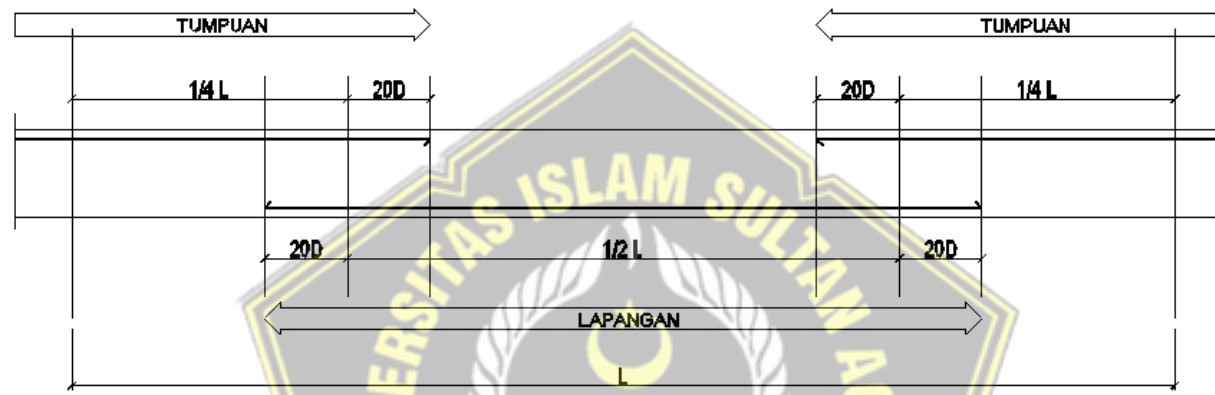
Tulangan Longitudinal/Utama	
Longitudinal Tumpuan Atas	8 D22
Tulangan Tumpuan Badan/Torsi	2 D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	6 D22
Longitudinal Lapangan Atas	6 D22
Tulangan Lapangan Badan/Torsi	2 D13
Longitudinal Lapangan Bawah	6 D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-150



DETAIL BALOK:

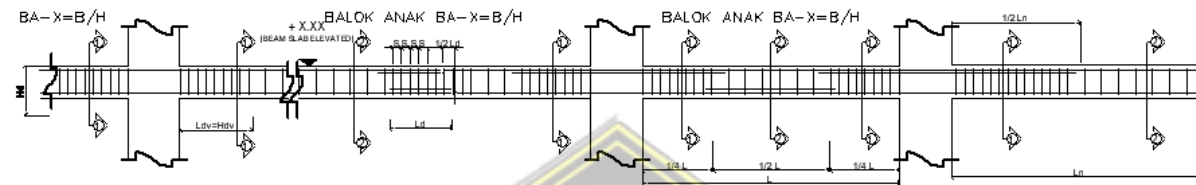
TIPE BALOK	B1	
	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG		
B X H	350 X 700	350 X 700
TULANGAN ATAS	8 D22	6 D22
TULANGAN BADAN	2 D13	2 D13
TULANGAN BAWAH	6 D22	6 D22
TULANGAN SENGKANG	4D10-100	2D10-150

Gambar 4.101. Detail Balok yang Ditinjau

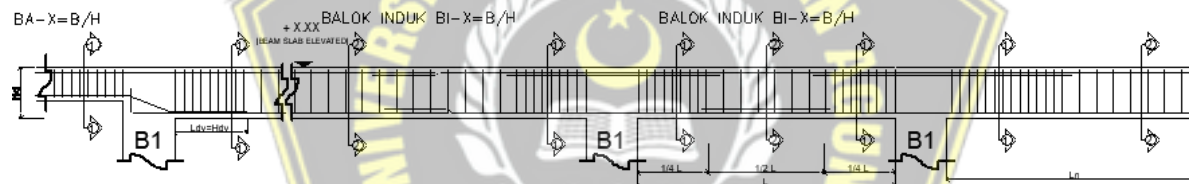


PRINSIP TULANGAN UTAMA BALOK

Gambar 4.102. Prinsip Tulangan Utama Balok yang Ditinjau



DETAIL POT.PENULANGAN PERTEMUAN BALOK
SKALA 1 : NTS



DETAIL POT.PENULANGAN PERTEMUAN BALOK
SKALA 1 : NTS

Gambar 4.103. Detail Potongan Balok yang Ditinjau

4.4.2. Perancangan Kolom

Desain dimensi penampang kolom harus mampu menahan gaya momen dan gaya geser sehingga diperlukan analisis kapasitas desain kolom. Diagram interaksi Pn-M kolom juga disertakan dalam analisis kapasitas desain kolom untuk mengetahui kapasitas kolom terhadap gaya aksial yang menumpunya. Dalam bagian ini diuraikan contoh desain dan *detailing* penulangan struktur kolom yang ditinjau yaitu kolom K 900 x 900 di lantai 2 dan merangka pada balok BI 350 x 700.

4.4.2.1 Data Perencanaan

Tinggi kolom (L)	= 4200 mm
Sisi pendek kolom (b)	= 900 mm
Sisi panjang kolom (h)	= 900 mm
Diameter tulangan longitudinal (d_b)	= 22 mm
Diameter tulangan transversal (d_s)	= 13 mm
Tebal seimut bersih (C_c)	= 40 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 MPa
Kuat leeh baja tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Tinggi balok (h_b)	= 700 mm
Tinggi efektif (d)	$= h - (C_c + d_s + \frac{d_b}{2})$ $= 900 - (40 + 13 + \frac{22}{2})$ $= 836$ mm
Panjang bersih kolom (L_n)	$= L - h_b$ $= 4200 - 700$ $= 3500$ mm
Gaya aksial kolom tertinjau (P_u)	= 6573,9031 kN/m

4.4.2.2. Persyaratan Acuan

Persyaratan yang harus dipenuhi sesuai ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.7.1 :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus meebihi $A_g f_c' / 10$

Dimana nilai $\frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(900 \times 900) \times 30}{10} = 243,0000$ kN

Gaya aksial terfaktor maksimum (P_u) = 6573,9031 kN

(Memenuhi syarat, gaya aksial terfaktor lebih dari $A_g \cdot f'_c / 10$)

b. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm

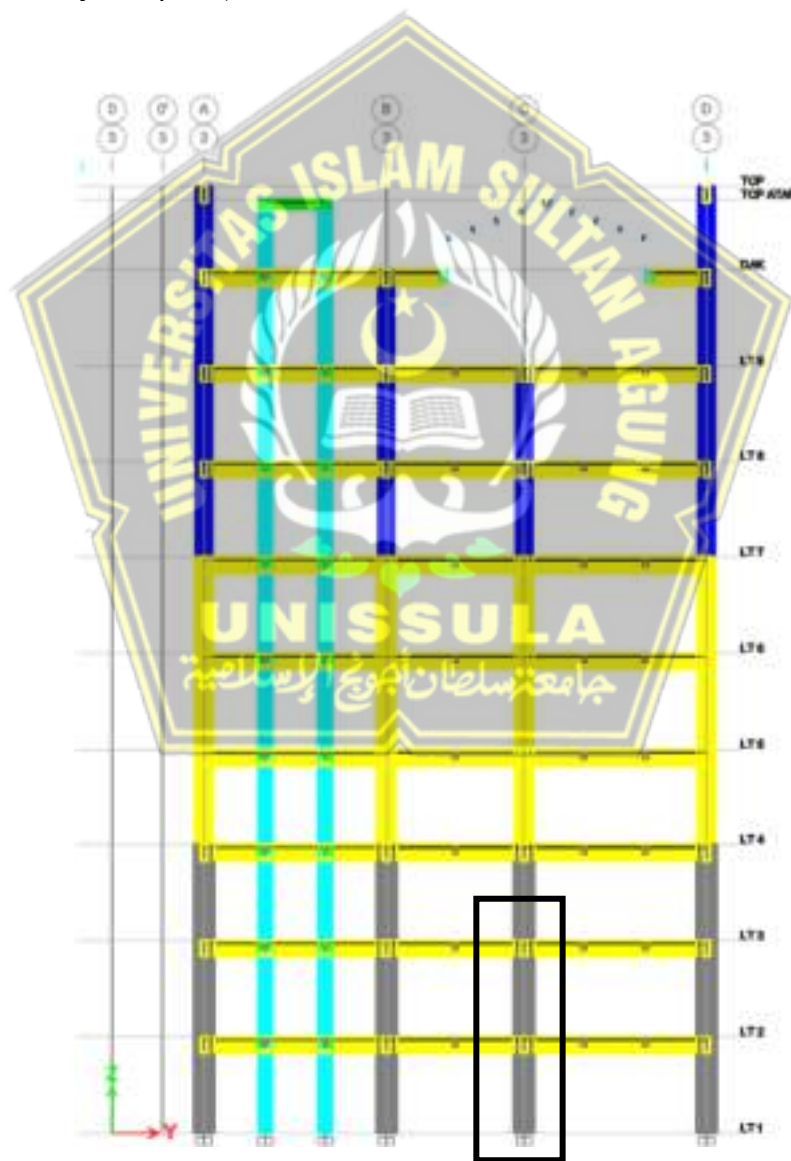
Sisi terpendek kolom (b) = 900 mm

(Memenuhi syarat, $b > 300$ mm)

c. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4

$$\begin{aligned}\text{Rasio penampang, } \rho &= \frac{b}{h} \\ &= \frac{900}{900} = 1\end{aligned}$$

(Memenuhi syarat, $\rho < 1$)



Gambar 4.104. Kolom yang Ditinjau

4.4.2.3. Pengecekan Konfigurasi Penuangan

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam, dimensi kolom yang digunakan adalah 900 x 900 dengan tulangan sebagai berikut :

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

Diameter tulangan sengkang (d_s) = 13 mm

Jumlah tulangan (n) = 24

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan longitudinal } (A_s) &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 24 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 9123,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio tulangan, ρ_g dibatasi $0,01 < \rho_g < 0,06$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{9123,2}{900 \times 900} = 0,0113$$

(Memenuhi syarat, $0,01 < \rho_g < 0,06$)

4.4.2.4. Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Input data balok terhadap kolom yang ditinjau :

Lebar balok, (b) = 350 mm

Tinggi balok, (h) = 700 mm

Tebal seimut bersih (C_c) = 30 mm

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

Diameter tulangan transversal (d_s) = 13 mm

Mutu beton (f'_c) = 30 MPa

Mutu baja tulangan (f_y) = 420 Mpa

Faktor reduksi, (ϕ) = 0,9

Berdasarkan SNI 2847 pasal 18.7.3.2 keeehan lentur yang terjadi pada kedua ujung kolom lemah dapat menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang dapat menyebabkan keruntuhan bangunan. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Penentuan ΣM_{nb} dapat menggunakan persamaan berikut :

a. Tinggi efektif balok (d)

$$d = h - C_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$= 700 - 30 - 13 - \frac{22}{2}$$

$$= 646,00 \text{ mm}$$

b. Jumlah tulangan balok (atas)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok, $n = 8$

c. Luas tulangan tekan (atas) (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d b^2 \\ &= 8 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 3039,52 \text{ mm}^2$$

d. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{3039,52 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 143,04 \text{ mm} \end{aligned}$$

e. ϕ Mnb (-)

$$\begin{aligned} \phi \text{ Mnb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \times \phi \\ &= 3039,52 \times 420 \times \left(649 - \frac{143,04}{2} \right) \times 0,9 \\ &= 660,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Jumlah tulangan tekan (bawah)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok, $n = 6$

g. Luas tulangan tekan (bawah) (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d b^2 \\ &= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$$

h. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{2279,64 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 107,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

i. Mnb (+)

$$\text{Mnb} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \times \phi$$

$$= 2279,64 \times 420 \times \left(646 - \frac{107,28}{2} \right) \times 0,9$$

$$= 510,44 \text{ kNm}$$

$$\text{Nilai } 1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 \times (\phi M_{nb} (-) + \phi M_{nb} (+))$$

$$= 1,2 \times 1170,48$$

$$= 1404,58 \text{ kNm}$$

Untuk penentuan nilai ΣM_{nc} diperlukan nilai gaya-gaya dalam yang bekerja pada kolom yang ditinjau dan satu kolom di atas kolom yang ditinjau. Gaya-gaya dalam kolom dari analisis *software* sebagai berikut :

1. Gaya aksial maksimum kolom desain, $P_u = 4779,48 \text{ kNm}$
2. Gaya momen maksimum kolom desain, $M_u = 4226,29 \text{ kNm}$
3. Gaya aksial maksimum kolom atas, $P_u = 853,13 \text{ kNm}$
4. Gaya momen maksimum kolom atas, $M_u = 595,73 \text{ kNm}$

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dari bantuan *software SPColumn* dengan memasukkan hasil gaya dalam di atas. Dari hasil analisis menggunakan *software SPColumn*, didapatkan diagram interaksi seperti pada gambar.



Gambar 4.105. Diagram Interaksi Dari *Software SPColumn*

Tabel 4.46. Beban Terfaktor dan Momen

ϕM_{nc}	ϕ	$M_{nc} = \phi M_n / \phi$	Persyaratan $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$		
2131,45	0,65	3279,15	$1,2 \Sigma M_{nb}$	1404,58	kNm
2349,6	0,723	3249,79	ΣM_{nc}	6528,95	kNm
ΣM_{nc}		6528,95	Cek Persyaratan SCWB	Memenuhi	

Berdasarkan hasil analisis di atas diperoleh :

Kekuatan lentur nominal kolom desain, $M_{nc} = 3279,15 \text{ kNm}$

Kekuatan lentur nominal kolom atas, $M_{nc} = 3249,79 \text{ kNm} +$

$\Sigma M_{nc} = 6528,95 \text{ kNm}$

Syarat Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$6528,75 \text{ kNm} > 1404,58 \text{ kNm}$ (Memenuhi syarat kekuatan lentur kolom atau *Strong Column Weak Beam* sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

4.4.2.5. Desain Tulangan Confinement

a. Desain Tulangan Confinement Tumpuan

Jumlah kaki sisi pendek (n_1) = 4

Jumlah kaki sisi panjang (n_2) = 4

Spasi (s) = 100 mm

Spasi kaki terbesar ($x_{i \max}$) = 100 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabe 18.7.5.4 total luas penampang *hoop* tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$a. A_{sh} = 0,3 \left(\frac{bc \times f_{c'}}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$b. A_{sh} = \frac{0,09 \times bc \times f_{c'}}{f_y}$$

Diameter yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu D13, dimana untuk nilai bc dan A_{ch} sebagai berikut :

bc = Lebar penampang inti beton (yang terkekang)

$$\begin{aligned}
 &= b - 2(c_c + \frac{1}{2}d_s) \\
 &= 900 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \cdot 13) \\
 &= 807 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 hc &= \text{Panjang penampang inti beton (yang terkekang)} \\
 &= h - 2(c_c + \frac{1}{2}d_s) \\
 &= 900 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \cdot 13) \\
 &= 807 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= \text{Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar } hoop \\
 &\quad \text{ke serat terluar } hoop \text{ di sisi lainnya.} \\
 &= (b - 2C_c) \times (h - 2C_c) \\
 &= (900 - 2(40)) \times (900 - 2(40)) \\
 &= 672400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

1. Desain Tulangan *Confinement* Sumbu Lemah Sisi Pendek

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \min 1 &= 0,3 \left(\frac{bc \times f_{c'}}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{807 \times 30}{420} \right) \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right) \\
 &= 3,539 \text{ mm}^2 \\
 \frac{A_{sh}}{s} \min 2 &= \frac{0,09 \times bc \times f_{c'}}{f_y} \\
 &= \frac{0,09 \times 807 \times 30}{420} \\
 &= 5,118 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 5,309 mm²

$$\begin{aligned}
 A_{sh} \text{ 1 (sumbu lemah)} &= n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2 \\
 &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- 1/4 dimensi penampang kolom terkecil $= \frac{900}{4} = 225 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

c. S_0 menurut persamaan :

$$S_0 \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Dengan, $h_x = 2/3 b_c = 2/3 \times 807 = 538$ mm, atau = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$\begin{aligned} S_0 &= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 100}{3} \right) \\ &= 183 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm, dipakai } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh \text{ min } 1} = 3,539 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 354 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min } 2} = 5,188 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 519 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 519 \text{ mm}^2$.

Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu lemah terpenuhi.

2. Desain Tulangan *Confinement* Sumbu Kuat Sisi Panjang Tumpuan

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 1 &= 0,3 \left(\frac{h_c \times f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{807 \times 30}{420} \right) \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right) \\ &= 3,539 \text{ mm}^2 \\ \frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 2 &= \frac{0,09 \times h_c \times f_c'}{f_y} \\ &= \frac{0,09 \times 807 \times 30}{420} \\ &= 5,188 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 5,188 mm²

$$\begin{aligned} A_{sh \text{ 2 (sumbu kuat)}} &= n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2 \\ &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- a. $1/4$ dimensi penampang kolom terkecil $= \frac{900}{4} = 225 \text{ mm}$
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- c. S_0 menurut persamaan :

$$S_0 \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Dengan, $h_x = 2/3 h_c = 2/3 \times 807 = 538 \text{ mm}$, atau= spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang $= 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S_0 &= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 100}{3} \right) \\ &= 183 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm, dipakai } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh \text{ min } 1} = 3,539 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 354 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min } 2} = 5,188 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 519 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 519 \text{ mm}^2$.

Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu kuat terpenuhi.

b. Desain Tulangan Confinement Lapangan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

Diameter Tulangan Sengkang, $d_s = 13 \text{ mm}$

Jumlah Kaki Sisi Pendek, $n_1 = 4$

Jumlah Kaki Sisi Pendek, $n_2 = 4$

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

Luas total tulangan yang digunakan:

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2 \\ &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2$$

$$= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

Keterangan :

A_{sh1} = Sumbu Lemah

A_{sh2} = Sumbu Kuat

4.4.2.6. Desain Tulangan Geser

a. Desain Tulangan Geser Tumpuan

1. Desain Tulangan Geser Sisi Pendek Sumbu Lemah Tumpuan

Diketahui :

$$V_u \text{ pakai} = 294,51 \text{ kN}$$

$$V_e = 862,92 \text{ kN}$$

$$M_{pr}^+ = 693,21 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 888,58 \text{ kNm}$$

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

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top} DF_{top} + M_{pr-btm} DF_{btm}}{ln}$$

Dengan :

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain

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

$$DF_{top} = DF_{btm} = 0,5$$

M_{pr-top} dan M_{pr-btm} adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok di lantai atas dan lantai bawah pada muka kolom interior.

$$V_{sway} = \frac{(888,58 + 693,21)kN - m \times 0,5 + (693,21 + 888,58)kN - m \times 0,5}{3,5 \text{ m}} = 791,12$$

Cek nilai V_e

$$\text{Syarat 1 } V_e > V_{sway} = 862,92 \text{ kN} > 791,12 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 2 } V_e > V_u = 862,92 \text{ kN} > 294,51 \text{ kN}$$

(Persyaratan V_{e-min} terpenuhi)

Jadi, ambil $V_e = 791,12 \text{ kN}$

Pengecekan nilai V_c

$$\text{Syarat 1} = \frac{1}{2} \times V_u < V_e$$

$$= \frac{1}{2} \times 294,51$$

$$= 147,255 \text{ kN} < 862,92 \text{ kN}$$

(Memenuhi syarat)

Syarat 2

$$= P_u < 0,05 \times A_g f_c$$

$$= 0,05 \times 810000 \times 30$$

$$= 6573,90 \text{ kN} > 1215 \text{ kN}$$

(Tidak Memenuhi Syarat)

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.6.2 nilai V_c dapat diambil = 0 jika V_e akibat gempa lebih besar dari $\frac{1}{2} V_u$ dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak meampai $0,05 A_g F_c'$.

Karena salah satu syarat ada yang tidak terpenuhi, maka nilai V_c diperhitungkan. Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{7811888}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836$$

$$= 1183,196 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,6$$

$V_{u \text{ pakai}}$ = Nilai terbesar dari $V_e \text{ pakai}$ dan $V_u \text{ pakai}$

$$= 862,92 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{862,92}{0,6}$$

$$= 1150,56 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1106,714}{2}$$

$$= 553,38 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 1150,56 \text{ kN} > 553,38 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$V_{smin} = V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$= 1106,714 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836$$

$$= 1356 \text{ kN}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$1150,5 < 1356$$

Karena nilai V_s min lebih besar, maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 1150,56 - 1106,714 \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 43,846 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 1150,56 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{100}{420} = 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,35 \times 900 \times \frac{100}{420} = 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\ &= 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ sumbu lemah}} &= A_{sh \text{ 1}} \\ &= 531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek } A_v \text{ Pasang} &= A_{v \text{ Sumbu Lemah}} > A_v \text{ Digunakan} \\ &= 531 \text{ mm}^2 > 73 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Sengkang } V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{531 \times 420 \times 900}{100} \\ &= 1864,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser nominal, } V_n &= V_s + V_c \\ &= 1864,2 + 1183,196 \\ &= 3047,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol Kuat Geser} &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\ &= 1150,56 < 3047,37 \text{ (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

2. Desain Tulangan Geser Sisi Panjang Sumbu Kuat Tumpuan

Diketahui :

$$V_u \text{ pakai} = 294,51 \text{ kN}$$

$$V_e = 862,92 \text{ kN}$$

$$M_{pr}^+ = 693,21 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 888,58 \text{ kNm}$$

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

$$V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr-top} DF_{top} + M_{pr-btm} DF_{btm}}{ln}$$

Dengan :

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain

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

$$DF_{top} = DF_{btm} = 0,5$$

M_{pr-top} dan M_{pr-btm} adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok di lantai atas dan lantai bawah pada muka kolom interior.

$$V_{\text{sway}} = \frac{(888,58 + 693,21) \text{ kN} - m \times 0,5 + (693,21 + 888,58) \text{ kN} - m \times 0,5}{3,5 \text{ m}} = 791,12$$

Cek nilai V_e

$$\text{Syarat 1 } V_e > V_{\text{sway}} = 862,92 \text{ kN} > 791,12 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 2 } V_e > V_u = 862,92 \text{ kN} > 294,51 \text{ kN}$$

(Persyaratan V_{e-min} terpenuhi)

Jadi, ambil $V_e = 791,12 \text{ kN}$

Pengecekan nilai V_c

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1} &= \frac{1}{2} \times V_u < V_e \\ &= \frac{1}{2} \times 294,51 \\ &= 147,255 \text{ kN} < 862,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Memenuhi syarat)

$$\begin{aligned} \text{Syarat 2} &= P_u < 0,05 \times A_g f_c' \\ &= 0,05 \times 810000 \times 30 \\ &= 6573,90 \text{ kN} > 1215 \text{ kN} \\ &\text{(Tidak Memenuhi Syarat)} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.6.2 nilai V_c dapat diambil = 0 jika V_e akibat gempa lebih besar dari $\frac{1}{2} V_u$ dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak meampai $0,05 A_g F_c'$.

Karena salah satu syarat ada yang tidak terpenuhi, maka nilai V_c diperhitungkan. Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{7811888}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836 \\ &= 1183,196 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$\begin{aligned} V_{u \text{ pakai}} &= \text{Nilai terbesar dari } V_{e \text{ pakai}} \text{ dan } V_{u \text{ pakai}} \\ &= 862,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi} &= \frac{862,92}{0,6} \\ &= 1150,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_c}{2} &= \frac{1106,714}{2} \\ &= 553,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 1150,56 \text{ kN} > 553,38 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\ &= 1106,714 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836 = 1356 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$1150,5 < 1356$$

Karena nilai V_s min lebih besar, maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 1150,56 - 1106,714 \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 43,846 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka V_s perlu yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 1150,56 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{v \min 1} &= 0,062 \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{100}{420} \\ &= 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \min 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,35 \times 900 \times \frac{100}{420} \\ &= 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \min} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \min 1} \text{ dan } A_{v \min 2} \\ &= 73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ sumbu lemah} &= A_{sh 1} \\ &= 531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek } A_v \text{ Pasang} &= A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan} \\ &= 531 \text{ mm}^2 > 73 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Sengkang } V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{531 \times 420 \times 900}{100} \\ &= 1864,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser nominal, } V_n &= V_s + V_c \\ &= 1864,2 + 1183,196 \\ &= 3047,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol Kuat Geser} &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\ &= 1150,56 < 3047,37 \text{ (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

b. Desain Tulangan Geser Lapangan

1. Desain Tulangan Geser Sisi Pendek Sumbu Lemah Lapangan

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{7811888}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836 \end{aligned}$$

$$= 1106,714 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$V_{u \text{ pakai}} = \text{Nilai terbesar dari } V_{e \text{ pakai}} \text{ dan } V_{u \text{ pakai}}$$

$$= 294,51 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{294,51}{0,6}$$

$$= 392,68 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1106,714}{2}$$

$$= 553,38 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 392,68 \text{ kN} < 553,38 \text{ kN}$

Maka tidak perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\ &= 1106,714 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836 \\ &= 1356 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$392,68 < 1356$$

Karena nilai V_s min lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 392,68 - 1106,714 \\ &= 1356 \text{ kN} \geq -714,034 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 392,68 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times h \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{130}{420} \\ &= 112,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v \text{ Min } 2} = 0,35 \times h \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times 900 \times \frac{130}{420}$$

$$= 113 \text{ mm}^2$$

$A_{V \text{ Min}}$ digunakan = Nilai terbesar dari $A_{V \text{ min } 1}$ dan $A_{V \text{ Min } 2}$

$$= 113 \text{ mm}^2$$

$A_{V \text{ sumbu lemah}}$ = $A_{sh \ 1}$

$$= 531 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{V \text{ Pasang}}$ = $A_{V \text{ Sumbu Lemah}} > A_{V \text{ Digunakan}}$

$$= 531 \text{ mm}^2 > 97,5 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

$$\text{Kuat Geser Sengkan } V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{531 \times 420 \times 900}{130}$$

$$= 1242,80 \text{ kN}$$

Kapasitas geser nominal, $V_n = V_s + V_c$

$$= 1242,80 + 1106,714$$

$$= 2349,51 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol Kuat Geser} = \frac{V_u}{\phi} < V_n$$

$$= 392,68 < 2349,51 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

2. Desain Tulangan Geser Sisi Panjang Sumbu Kuat Lapangan

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{7811888}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836$$

$$= 1106,714 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,6$$

$V_{u \text{ pakai}}$ = Nilai terbesar dari $V_{e \text{ pakai}}$ dan $V_{u \text{ pakai}}$

$$= 294,51 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{294,51}{0,6}$$

$$= 392,68 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1106,714}{2}$$

$$= 553,36 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 392,67 \text{ kN} < 553,36 \text{ kN}$

Maka tidak perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\ &= 1106,714 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836 \\ &= 1356 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi} &> V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ 392,68 &< 1356 \end{aligned}$$

Karena nilai V_s min lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 1356 \text{ kN} \geq 392,68 - 1106,714 \\ &= 1356 \text{ kN} \geq -714,034 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 392,68 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times h \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{130}{420} \\ &= 109 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times h \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,35 \times 900 \times \frac{130}{420} \\ &= 113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\ &= 113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ sumbu lemah} &= A_{sh \text{ 1}} \\ &= 531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek } A_v \text{ Pasang} &= A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan} \\ &= 531 \text{ mm}^2 > 109 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat Geser Sengkan } V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{531 \times 420 \times 900}{130}$$

$$= 1242,80 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas geser nominal, } V_n = V_s + V_c$$

$$= 1356 + 1106,714$$

$$= 2349,51 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol Kuat Geser} = \frac{V_u}{\phi} < V_n$$

$$= 392,68 < 2349,51 \text{ (Memenuhi)}$$

4.4.2.7. Desain Hubungan Balok-Kolom

Diketahui gaya pada balok sebagai berikut :

$$M_{pr}^+ = 566,673 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 1070,871 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor Kekakuan Kolom} = 0.5$$

$$\begin{aligned} V_{\text{sway Kolom}} &= \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n} \\ &= \frac{(888,58 + 693,21) \text{ kN} - m \times 0,5 + (693,21 + 888,58) \text{ kN} - m \times 0,5}{3,5 \text{ m}} \\ &= 791,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

1. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kiri

Luas tulangan tumpuan atas :

$$A_s^- = 3041,06 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat leeh tulangan, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s^- \times f_y \\ &= 1,25 \times 3041,06 \times 420 \\ &= 1596,558 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kiri,

$$C_1 = 1596,558 \text{ kN}$$

2. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kanan

Luas tulangan tumpuan bawah :

$$A_s^+ = 2280,80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat leeh tulangan, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 T_2 &= 1,25 \times A_s^+ \times f_y \\
 &= 1,25 \times 2280,80 \times 420 \\
 &= 1197,418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kanan,

$$C_2 = 1197,418 \text{ kNm}$$

3. Cek Kuat Geser HBK

Gaya geser pada join :

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 \\
 &= 791,12 - 1596,558 - 1197,418 \\
 &= 2002,859 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser :

$$\phi = 0,85$$

Kuat geser nominal :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 1,7(f_c' \times b \times h) \\
 &= 0,85 \times (30 \times 900 \times 900) \\
 &= 35113,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan $V_u < \phi V_n$

$$2002,859 \text{ kNm} < 35113,5 \text{ kN}$$

Dari analisis perhitungan yang telah dilakukan, kuat geser yang dikekang keempat sisinya lebih besar daripada gaya geser *joint* yang ditimbulkan. Dengan nilai $35113,5 \text{ kN} > 2002,859 \text{ kNm}$ maka memenuhi persyaratan. Gambar 4.55. menunjukkan representasi sambungan balok-kolom berdasarkan hasil perhitungan.

Tabel 4.47. Data Tulangan Kolom

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Tulangan Longitudinal/Utama	
Longitudinal	24D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D13-100
Sengkang Lapangan	4D13-150

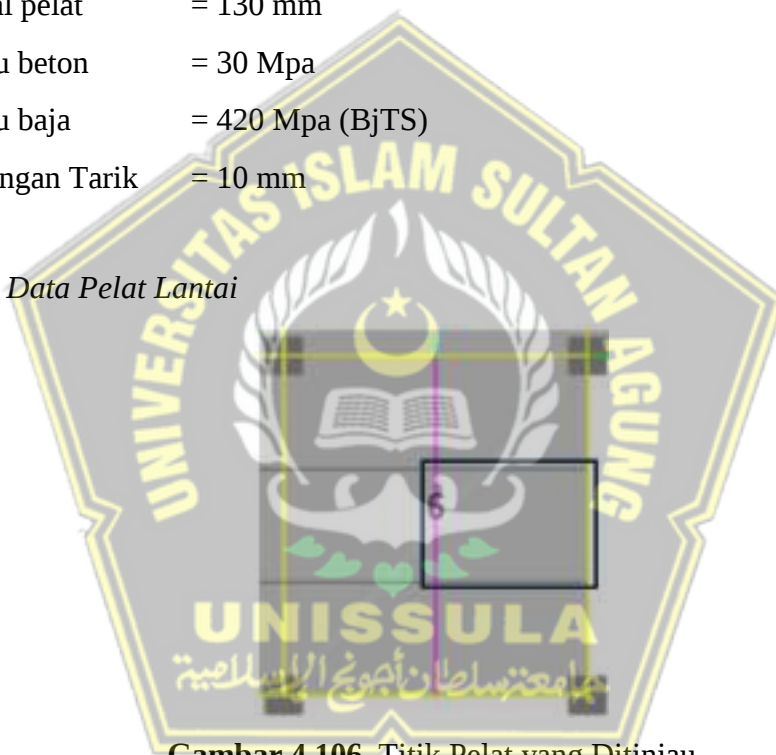
4.4.3. Perancangan Pelat

Analisis kerangka didapatkan melalui aplikasi ETABS V21.0.0 sehingga didapat gaya-gaya yang terjadi pada pelat akibat adanya pembebanan. Gaya momen yang diperhitungkan terhadap sumbu gedung yaitu searah sumbu x maupun sumbu y sesuai momen yang terjadi pada arah sumbu. Untuk perhitungan perencanaan tulangan pelat arah x dan tulangan pelat arah y momen. Data-data perancangan tulangan pelat sebagai berikut :

4.4.3.1. Data Bahan Struktur

- Tebal pelat = 130 mm
- Mutu beton = 30 Mpa
- Mutu baja = 420 Mpa (BjTS)
- Tulangan Tarik = 10 mm

4.4.3.2. Data Pelat Lantai



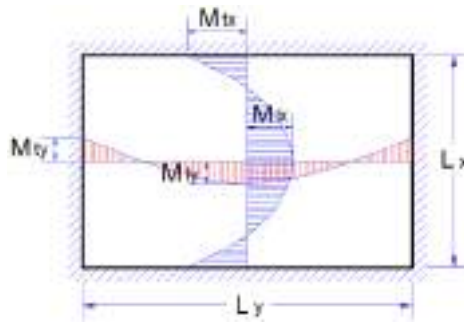
Gambar 4.106. Titik Pelat yang Ditinjau

$$L_x = 2,67$$

$$L_y = 3,60$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3,60}{2,67} = 1,348$$

Hasil perhitungan di atas $\beta \leq 2$ maka merupakan pelat 2 arah (*two way slab*)



Gambar 4.107. Two Way Slab

Tabel 4.48. Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi Tumpuan Bebas dan Terjepit Penuh

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan Ly/Lx																	
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2,5	
Lx Ly	Mtx = - 0.001.q.Lx ² x	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Mlx = 0.001.q.Lx ² x	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125	
	Mly = 0.001.q.Lx ² x	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25	
	Mty = - 0.001.q.Lx ² x	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Mtx = - 0.001.q.Lx ² x	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83	
	Mlx = 0.001.q.Lx ² x	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42	
	Mly = 0.001.q.Lx ² x	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8	
	Mty = - 0.001.q.Lx ² x	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	

Lapangan x $C_{Ix} = 31$

Lapangan y $C_{Iy} = 19$

Tumpuan x $C_{tx} = 69$

Tumpuan y $C_{ty} = 57$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 10 \text{ mm}$

Tebal bersih seimut beton, $t_s = 20 \text{ mm}$

4.4.3.3. Beban Pelat Lantai

1. Beban Mati (DEAD LOAD)

- Berat sendiri plat lantai (Q) = Berat satuan x Tebal (m)

$$= 24.0 \times 0.13$$

$$= 3.120 \text{ kN/m}^2$$
- Berat finishing lantai

$$= 22.0 \times 0.05$$

$$= 1.100 \text{ kN/m}^2$$
- Berat plafond an rangka

$$= 0.20$$

$$= 0.200 \text{ kN/m}^2$$

- Berat instalasi ME = 0.50
= 0.500

- Total beban mati, (QD) = 4.920 kN/m²

2. Beban Hidup (*LIVE LOAD*)

- Beban hidup pada lantai bangunan

$$QL = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$QL = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

3. Beban Rencana Terfaktor

$$Qu = 1.2 \times QD + 1.6 \times DL$$

$$Qu = 1.2 \times 4.920 + 1.6 \times 6.0$$

$$Qu = 15.504 \text{ kN/m}^2$$

4. Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor

- Momen lapangan arah x

$$M_{ux} = C_{lx} \times 0.001 \times Qu \times L_x^2$$

$$= 3.418 \text{ kNm/m}$$

- Momen lapangan arah y

$$M_{uy} = C_{ly} \times 0.001 \times Qu \times L_x^2$$

$$= 2.095 \text{ kNm/m}$$

- Momen Tumpuan arah x

$$M_{ux} = C_{tx} \times 0.001 \times Qu \times L_x^2$$

$$= 7.607 \text{ kNm/m}$$

- Momen Tumpuan arah y

$$M_{ux} = C_{ty} \times 0.001 \times Qu \times L_x^2$$

$$= 6.284 \text{ kNm/m}$$

- Momen rencana (maksimum) pelat

$$M_u = 7.607 \text{ kNm/m}$$

4.4.3.4. Penuangan Pelat

Untuk : $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$

Untuk : $f_c' > 30 \text{ Mpa}$

$$B_1 = 0.85 - 0.05 \times (f_c' - 30) / 7 = 0.85$$

- Faktor tahanan distribusi tegangan beton

$$B_1 = 0.85$$

- Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$P_b = B_1 \times 0.85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y)$$

$$P_b = 0.0304$$

- Faktor tahanan momen maksimum

$$R_{max} = 0.75 \times P_b \times f_y' \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times P_b \times f_y' / (0.85 \times f_c')]]$$

$$R_{max} = 7.7695$$

- Faktor reduksi kekuatan lentur

$$\phi = 0.90$$

- Jarak Tulangan terhadap sisi luar beton

$$d_s = t_s + \emptyset / 2$$

$$= 25.0 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat lantai

$$d = h - d_s$$

$$= 105.0 \text{ mm}$$

Ditinjau pelat lantai sebar 1 m (b = 1000 mm)

- Momen nominal rencana

$$M_n = M_u / \phi$$

$$= 8.453 \text{ kNm}$$

- Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n \times 10^{-6} / (b \times d^2)$$

$$= 0.76669$$

$$R_n < R_{max} \text{ (Memenuhi)}$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0.85 \times \frac{f_c'}{f_y'} \times \left[\frac{\sqrt{1 - 2 \times R_n}}{(0.85 \times f_c')} \right]$$

$$= 0.0019$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0.0025$$

Rasio tulangan yang digunakan, $p = 0.0025$

- Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = p \times b \times d$$

$$= 263 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= 299 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

$$= 260 \text{ mm}$$

Jadi tulangan maksimum,

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

Jarak sengkang yang harus digunakan

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

Diambil jarak sengkang

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

Digunakan tulangan,

$$D10 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

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

$$= 524 \text{ mm}^2$$

4.4.3.5. Kontrol Lendutan Pelat Lantai

- Modulus elastis beton

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 25743 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja tulangan

$$E_s = 2.10000 \text{ MPa}$$

- Beban merata (tak terfaktor) pada pelat

$$Q = QD + QL$$

$$= 10.920 \text{ N/mm}$$

- Panjang bentang pelat

$$L_x = 2667 \text{ mm}$$

- Batas lendutan maksimum yang diizinkan

$$\frac{Lx}{240} = 11,1125 \text{ mm}$$

- Momen inersia brutto penampang pelat

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= 183083333 \text{ mm}^3$$

- Modulus keruntuhan lentur beton

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{f_c'} \\ = 3.8340579 \text{ MPa}$$

- Nilai perbandingan moduus eastisitas

$$n = E_s / E_c \\ = 8.16$$

- Jarak garis netral terhadap sisi atas beton

$$c = n \times \frac{A_s}{b} \\ = 4.271 \text{ mm}$$

Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ = 43363684 \text{ mm}^4 \\ y_t = \frac{h}{2} \\ = 65 \text{ mm}$$

Momen retak :

- Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban)

$$M_a = \frac{1}{8} \times Q \times L_x^2 \\ = 9706909 \text{ Nmm}$$

- Inersia efektif untuk perhitungan

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\ = 235760080 \text{ mm}^4$$

- Lendutan eastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$d_e = \frac{5}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{(E_c \times I_e)} \\ = 1.185 \text{ mm}$$

- Rasio tulangan slab lantai :

$$p = \frac{A_s}{(b \times d)} \\ = 0.0050$$

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

$$\zeta = 2.0$$

$$\lambda = \zeta / (1 + 50 \times p)$$

$$= 1.6009$$

- Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut :

$$d_g = \lambda \times \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L_x^4}{(E_c \times I_e)}$$

$$= 1.897 \text{ mm}$$

- Lendutan total,

$$d_{\text{tot}} = d_e + d_g$$

$$= 3.081 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat, } d_{\text{tot}} \leq \frac{Lx}{240}$$

$$3.081 < 11,1125 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.5. Perancangan Struktur Bawah

4.5.1. Perhitungan Pondasi

Pengecekan terhadap pondasi perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi dapat menahan beban yang bekerja pada struktur atas dan beban yang bekerja pada tanah yang ada disekitar pondasi.

4.5.1.1. Data Properti Material

Data properti material yang digunakan sebagai berikut :

Jenis = Tiang pancang

Diameter (D) = 0,60 m

Panjang tiang pancang (L) = 45 m

Kuat tekan beton (f_c') = 52 MPa

Berat beton bertuang (W_c) = 24 kN/m³

4.5.1.2. Data Tanah

Tabel 4.49. Data Tanah Lokasi yang Ditinjau

DATA HASIL PENGUJIAN			LABORATORIUM (DATA BOR TANAH)				SPT	
No	Kedalaman		Jenis Tanah	c_u	g	j	Nilai SPT	N
	z_1 (m)	z_2 (m)		(kN/m^2)	(kN/m^3)	($\dots$)	N	KOREKSI
1	0.00	2.50	Lemp. Lanau	2.80	15.52	27.27	7	11
2	2.50	5.00	Lemp. Lanau	2.80	15.52	27.27	14	15
3	5.00	7.50	Lemp.Pasir	3.20	17.1	28.32	10	13
4	7.50	10.00	Lanau.Pasir	3.20	17.1	28.32	10	13
5	10.00	12.50	Pasir.Lanau	3.60	14.89	26.2	3	9
6	12.50	15.00	Lemp. Lanau	3.60	14.89	26.2	5	10
7	15.00	17.50	Lemp. Lanau	4.80	14.79	26.20	6	11
8	17.50	20.00	Lemp. Lanau	4.80	14.79	26.20	8	12
9	20.00	22.50	Lemp. Lanau	21.70	15.95	21.72	12	14
10	22.50	25.00	Lempung	21.70	15.95	21.72	15	15
11	25.00	27.50	Lempung	35.00	16.83	31.34	19	17
12	27.50	30.00	Lempung	35.00	16.83	31.34	24	20
13	30.00	32.50	Lempung	58.00	16.27	21.72	34	25
14	32.50	35.00	Lempung	58.00	16.27	21.72	34	25
15	35.00	37.50	Lempung	47.90	17.46	28.32	37	26
16	37.50	40.00	Lempung	47.90	17.46	28.32	39	27
17	40.00	42.50	Lempung	48.70	17.59	30.86	42	29
18	42.50	45.00	Lempung	48.70	17.59	30.86	45	30

Data tanah yang digunakan adalah hasil pengujian NSPT. Untuk hasil pengujian data tanah berdasarkan pengujian NSPT dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

4.5.1.3. Tahanan Aksial Tiang Pancang

a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\text{Diameter (D)} = 0,60 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang (L) = 45 m

Kuat tekan beton (f_c') = 52 MPa

Berat beton bertuang (W_c) = 24 kN/m³

- Luas penampang tiang pancang

$$A = \pi/4 \times D^2$$
$$= 0,283 \text{ m}$$

- Berat tiang pancang

$$W_p = A \times L \times W_c$$
$$= 305,363 \text{ kN}$$

- Keiling penampang tiang

$$K = 1,8850$$

- Kuat tekan beton tiang pancang

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$
$$= 52 \times 1000$$
$$= 52000 \text{ kPa}$$

- Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$P_n = 0,3 \times f_c' \times A - 1,2 \times W_p$$
$$= 4044,36 \text{ kN}$$

- Factor keamanan

$$\phi = 2,5$$

- Tahanan aksial tiang pancang

$$= \frac{P_n}{\phi}$$
$$= 1617,74 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil dari perhitungan di atas, didapatkan tahanan aksial tiang pancang berdasarkan kekuatan sebesar 1617,74 kN

b. Berdasarkan Hasil Uji SPT

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dan nilai N hasil pengujian SPT menurut *Meyerhoff* dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + N \times A_s \quad (\text{kN})$$

Dan harus $\leq$ $P_n = 380 \times N \times A_b \quad (\text{kN})$

N_b = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

N = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

Ab = luas dasar tiang (m²)

As = luas seimut tiang (m²)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sebagai berikut :

Tabel 4.50. Hasil Uji SPT

No	Kedalaman		L ₁ (m)	N Koreksi	L ₁ * N
	z ₁ (m)	z ₂ (m)			
1	0.00	2.50	2.5	11	27.5
2	2.50	5.00	2.5	15	36.3
3	5.00	7.50	2.5	13	31.3
4	7.50	10.00	2.5	13	31.3
5	10.00	12.50	2.5	9	126.3
6	12.50	15.00	2.5	10	25.0
7	15.00	17.50	2.5	11	26.3
8	17.50	20.00	2.5	12	28.8
9	20.00	22.50	2.5	14	33.8
10	22.50	25.00	2.5	15	113.8
11	25.00	27.50	2.5	17	42.5
12	27.50	30.00	2.5	20	48.8
13	30.00	32.50	2.5	25	61.3
14	32.50	35.00	2.5	25	61.3
15	35.00	37.50	2.5	26	213.8
16	37.50	40.00	2.5	27	67.5
17	40.00	42.50	2.5	29	71.3
18	42.50	45.00	2.5	30	75.0

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

$$N = \sum L_1 \times N / \sum L_1$$

$$= 24,917$$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

$$8D = 40,2$$

$$4D = 42,6$$

- Diameter tiang pancang

$$D = 0,600 \text{ m}$$

- Panjang tiang pancang

$$L = 45,000 \text{ m}$$

- Luas dasar tiang pancang

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Luas seimut tiang pancang

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= 84,823 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 40 \times N_b \times A_b + N \times A_s \\ &= 2435,834 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &< 380 \times N \times A_b \\ &= 2677,108 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kapasitas nominal tiang pancang

$$P_n = 2435,834 \text{ kN}$$

- Faktor Keamanan

$$\phi = 2.500$$

- Tahanan aksial tiang pancang

$$\phi / P_n = 974,334 \text{ kN}$$

c. Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang Pancang

Dari perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan data N-SPT. Untuk rekapitulasi perhitungan tahanan aksial tiang dapat dilihat di bawah ini.

- 1 berdasarkan kekuatan bahan = 1617,744
- 4 berdasarkan hasil uji SPT (*Meyerhoff*) = 974,334 kN
- Daya dukung aksial terkecil

$$\phi \times P_n = 974,334 \text{ kN}$$

- Berat tiang pancang,

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 305,363 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi / P_n = 660 \text{ kN}$$

4.5.1.4. Tahanan Lateral Tiang Pancang

a. Tahanan Lateral Tiang Pancang Berdasarkan Momen Maksimum (*Brinch Hansen*)

- Kuat lentur beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_b &= 0,40 \times f_c' \times 10^3 \\ &= 20800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- I_c = Momen inersia penampang (m^4),

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{\pi}{64} \times D^4 \\ &= 0,006 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m)

$$e = 1.0 \text{ m}$$

- Tahanan momen,

$$\begin{aligned} W &= I_c / (D/2) \\ &= 0,021 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_y &= f_b \times W \\ &= 441,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

Tabel 4.51. Kohesi Tanah Sepanjang Tiang

No	Kedalaman		L_1 (m)	c_u (kN/m ²)	$c_u \times L_1$
	z_1 (m)	z_2 (m)			
1	0.00	2.50	2.5	2.80	7.00
2	2.50	5.00	2.5	2.80	7.00
3	5.00	7.50	2.5	3.20	8.00
4	7.50	10.00	2.5	3.20	8.00
5	10.00	12.50	2.5	3.60	9.00
6	12.50	15.00	2.5	3.60	9.00
7	15.00	17.50	2.5	4.80	12.00
8	17.50	20.00	2.5	4.80	12.00
9	20.00	22.50	2.5	21.70	54.25
10	22.50	25.00	2.5	21.70	54.25
11	25.00	27.50	2.5	35.00	87.50
12	27.50	30.00	2.5	35.00	87.50
13	30.00	32.50	2.5	58.00	145.00

14	32.50	35.00	2.5	58.00	145.00
15	35.00	37.50	2.5	47.90	119.75
16	37.50	40.00	2.5	47.90	119.75
17	40.00	42.50	2.5	48.70	121.75
18	42.50	45.00	2.5	48.70	121.75
Σ L ₁ =			45.0	Σ c _u *L ₁ =	1128.50

- Kohesi tanah rata-rata

$$c_u = \Sigma [c_u \times L_1] / \Sigma L_1$$

$$= 25,078 \text{ kN/m}^2$$

$$f = H_n / [9 \times c_u \times D]$$

$$= \text{pers. (1)}$$

$$g = L - (f + 1.5 \times D)$$

$$= \text{pers. (2)}$$

$$M_y = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f)$$

$$= \text{pers. (3)}$$

$$M_y = 9/4 \times D \times c_u \times g^2$$

Dari pers. (1)

$$f = 0,0073844 \times H_n$$

Dari pers. (2)

$$g = 44,10 - 0,0073844 \times H_n$$

$$g^2 = 0,000055 \times H_n^2 - 0,65131 \times H_n + 1944,810$$

$$9/4 \times D \times c_u = 33,855$$

Dari pers. (3)

$$M_y = H_n \times (1,900 \times 0,00369 \times H_n)$$

$$M_y = 0,0018461 \times H_n^2 \times 190000 \times H_n$$

Dari pers. (4)

$$M_y = 0,0018461 \times H_n^2 \times -22,0500 \times H_n$$

$$= 65841,5$$

Pers. kuadrat

$$0 = 0,00185 \times H_n^2 \times 23,9500 \times H_n$$

$$= -65841,5$$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal

$$H_n = 2330,482 \text{ kN}$$

$$f = 17,209 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H_n \times (e + 1,5 \times D \times 0,5 \times f) \\ &= 24480,9 \end{aligned}$$

$$M_{\max} > M_y \text{ Termasuk tiang panjang (Memenuhi)}$$

Dari pers. (3)

$$\begin{aligned} M_y &= H_n \times (1,900 \times 0,00369 \times H_n) \\ 441,08 &= 0,00369 \times H_n^2 \times 1900 \times H_u \end{aligned}$$

Pers. kuadrat

$$0 = 0,00369 \times H_n^2 + 1,90000 \times H_n - 441,080$$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral

$$H_n = 173,590 \text{ kN}$$

Faktor keamanan

$$\phi = 2,5$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\phi H_n = 115,7 \text{ kN}$$

b. Kesimpulan Tahanan Lateral Tiang

Berdasarkan momen maksimum (*Brinch Hansen*) = 115,7

Tahanan lateral tiang terkecil $\phi H_n = 115,7 \text{ kN}$

Jadi bisa diambil tahanan lateral tiang pancang, yang termasuk kategori tiang panjang yaitu $\phi H_n = 110,0 \text{ kN}$

4.5.2. Perhitungan Pile Cap PC 9

Pondasi yang ditinjau pada pengecekan kekuatan pondasi adalah pondasi yang memiliki reaksi tumpuan terbesar. Untuk nilai reaksi tumpuan diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software*. Penentuan nilai reaksi tumpuan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 4.108. Titik Lokasi PC 9

Berdasarkan gambar di atas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 3049,6 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 764,86 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 788,96 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 179,13 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 162,62 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 660 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕH_n) = 110 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral diang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.108 di atas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 9.

4.5.2.1. Data Properti Material

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 9 dapat dilihat pada keterangan di bawah ini.

- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Kuat leeh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leeh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertuang W_c = 24 kN/m³

Data dimensi Pondasi :

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,90 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,90 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal *pile cap* (h) = 1,00 m
- Tebal tanah di atas *pile cap* (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah di atas *pile cap* (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) α = 40

4.5.2.2. Jumlah Susunan Tiang

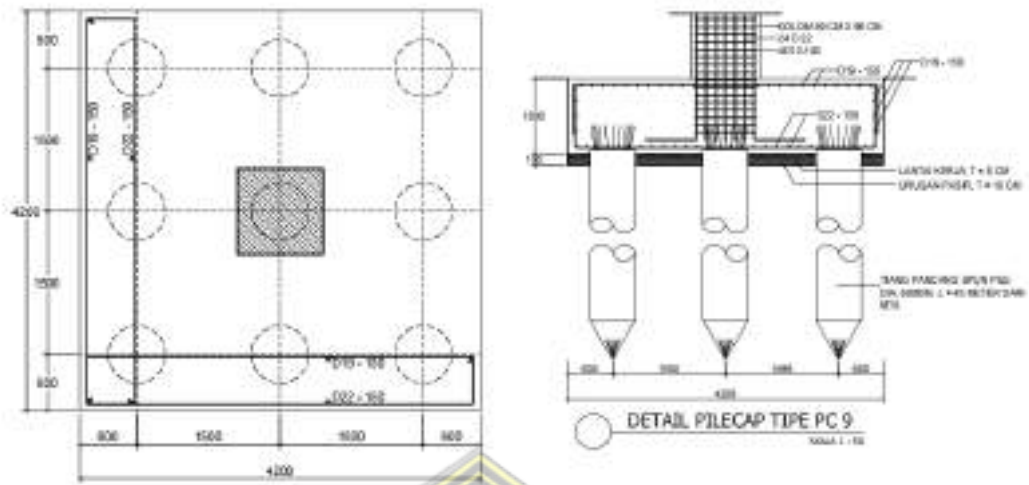
Jarak antara tiang harus mempertimbangkan antara heave dan pemadatan yang akan terjadi, dan harus cukup jauh untuk memungkinkan pemancangan terhadap sejumlah tiang dengan tidak merusak tiang itu sendiri ataupun bangunan di sekeilingnya.

Jarak antara tiang umumnya ditentukan oleh :

- a. Metode pemasangan; dipancang atau mealui pengeboran,
- b. Daya dukung keompok tiang.

Untuk pondasi tiang jarak anatara as ke as tidak boleh kurang dari keiling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang.

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat di bawah ini.



Gambar 4.109. Detail *Pile Cap* PC 9

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat di bawah ini.

Tabel 4.52. Data Susunan Tiang Pancang PC 9

Susunan tiang pancang arah x				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	3	1.50	6.75	1	3	1.50	6.75
2	3	0.00	0.00	2	3	0.00	0.00
3	3	-1.50	6.75	3	3	-1.50	6.75
n	9	$\sum x^2$	13.50	n	9	$\sum y^2$	13.50
Lebar <i>pile cap</i> arah x,						L _x	4.20
Lebar <i>pile cap</i> arah y,						L _y	4.20

Jadi dapat ditentukan untuk lebar *pile cap* arah x,y ;

- Lebar *pile cap* arah x, L_x = 4,20 m
- Lebar *pile cap* arah y, L_y = 4,20 m

4.5.2.3. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang

terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan di bawah ini.

- Berat tanah di atas *pile cap*

$$\begin{aligned} W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat *pile cap*

$$\begin{aligned} W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 423,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned} P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\ &= 3557,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 1.50 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 1.50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -1.50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -1.50 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2} \\ &= 567,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2} \\ &= 222,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } P_{u,max} &\leq \phi P_n \\ &= 567,95 \leq 660 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan di atas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

4.5.2.4. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= 19,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= 18,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

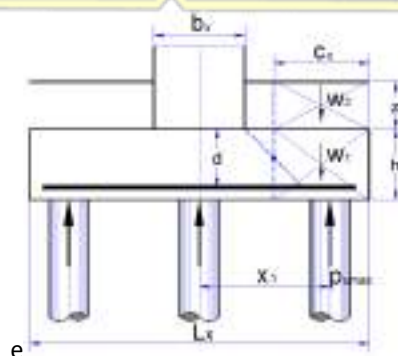
- Gaya lateral kombinasi dua arah

$$\begin{aligned} h_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= 27,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } h_{umax} &\leq \phi H_n \\ 27,41 &< 110 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan di atas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

4.5.2.5. Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.110. Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser *pile cap* pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser *pile cap* terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1,00 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} Cx &= \frac{Lx - bx - d}{2} \\ &= 1,200 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W1 &= Cx \times Ly \times h \times Wc \\ &= 120,960 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= Cx \times Ly \times z \times Ws \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} Vux &= 3 \times Pu.\text{max} - W1 - W2 \\ &= 1582,882 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= Ly \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{bx}{by} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser *pile cap* arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut :

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 10351,956 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 18239,161 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 6901,304 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser *pile cap*
 $\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$

- Faktor reduksi kekuatan geser
 $\phi = 0,75$

- Kuat geser *pile cap*
 $\phi V_c = 0,75 \times 6901,304$
 $= 5175,978 \text{ kN}$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$5175,978 > 1582,882 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.5.2.6. Tinjauan Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton
 $d' = 0,100 \text{ m}$

- Tebal efektif *pile cap*
 $d = h - d'$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$C_y = \frac{L_y - b_y - d}{2}$$

$$= 1,200 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W_1 = C_y \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 120,960 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= 3 \times P_{u.\max} - W1 - W2 \\ &= 1582,882 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser *pile cap* arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= 10351,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= 18239,161 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= 6901,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Diambil, kuat geser *pile cap*

$$\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser *pile cap*

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 6901,304 \\ &= 5175,978 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$5175,978 > 1582,882 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.5.2.7. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1,00 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$\begin{aligned} B_x &= b_x + d \\ &= 1,800 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$\begin{aligned} B_y &= b_y + d \\ &= 1,800 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 3049,680 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 6,480 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 7,200 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f'_{ci}}}{6} \\ &= 2,739 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_p = \frac{\alpha s x d}{b p + 2} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12}$$

$$= 3,195 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{3} \times \sqrt{30}$$

$$= 1,826 \text{ MPa}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\phi V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^3$$

$$= 8873,11 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

$$8873,11 > 3049,680 \text{ (Memenuhi)}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan di atas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada *pile cap* aman terhadap gaya geser yang bekerja.

4.5.2.8. Cek Penuangan Lentur Pile Cap PC 9

Pengecekan terhadap penuangan lentur pada *pile cap* dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada *pile cap* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

4.5.2.8.1. Tulangan Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$C_x = \frac{Lx - bx}{2}$$

$$= 1,650 \text{ m}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_x = C_x - a$$

$$= 1,050 \text{ m}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W1 &= Cx \times Ly \times h \times Wc \\ &= 166,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= Cx \times Ly \times z \times Ws \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned} Mux &= 3 \times P_{umax} \times ex - W1 \times \frac{Cx}{2} - W2 \times \frac{Cx}{2} \\ &= 1651,820 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= Ly \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal *pile cap*

$$H = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leeh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Moduus eastis baja

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\
 &= 0,030357143
 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= 7,770
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\
 &= 1835,356 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\
 &= 0,53949
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\
 &= 0,0013
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= p \times b \times d \\
 &= 9450,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= 169 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

- Digunakan tulangan

$$D22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Syarat A_s Pakai $\geq A_s$ Perlu
 $10643,716 > 9450,000$ (Memenuhi)

4.5.2.8.2. Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= 1,650 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,050 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 166,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 3 \times P_{umax} \times e_y - W_1 \times \frac{C_y}{2} - W_2 \times \frac{C_y}{2} \\ &= 1651,820 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal *pile cap*

$$H = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,030357143 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 0,75 \times 0,030357143 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,030357143 \times 420}{0,85 \times 30} \end{aligned}$$

$$= 7,770$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= 1835,356 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 0,53949 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times Rn}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

$$= 0,0013$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$A_s = p \times b \times d$$

$$= 9450,00 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

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

$$= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4600}{10350,00}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

- Digunakan tulangan

$$D22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

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

$$= 10643,72 \text{ mm}^2$$

- Syarat A_s Pakai $\geq$ A_s Perlu

$$10643,72 > 9450,000 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.5.2.8.3. Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{smin} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$A_{sx} = P_{smin} \times b \times d = 5292 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{smin} \times b \times d \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{4600}{5796} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

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

- Jarak tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{4600}{5796} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{y,max} = 150 \text{ mm}$$

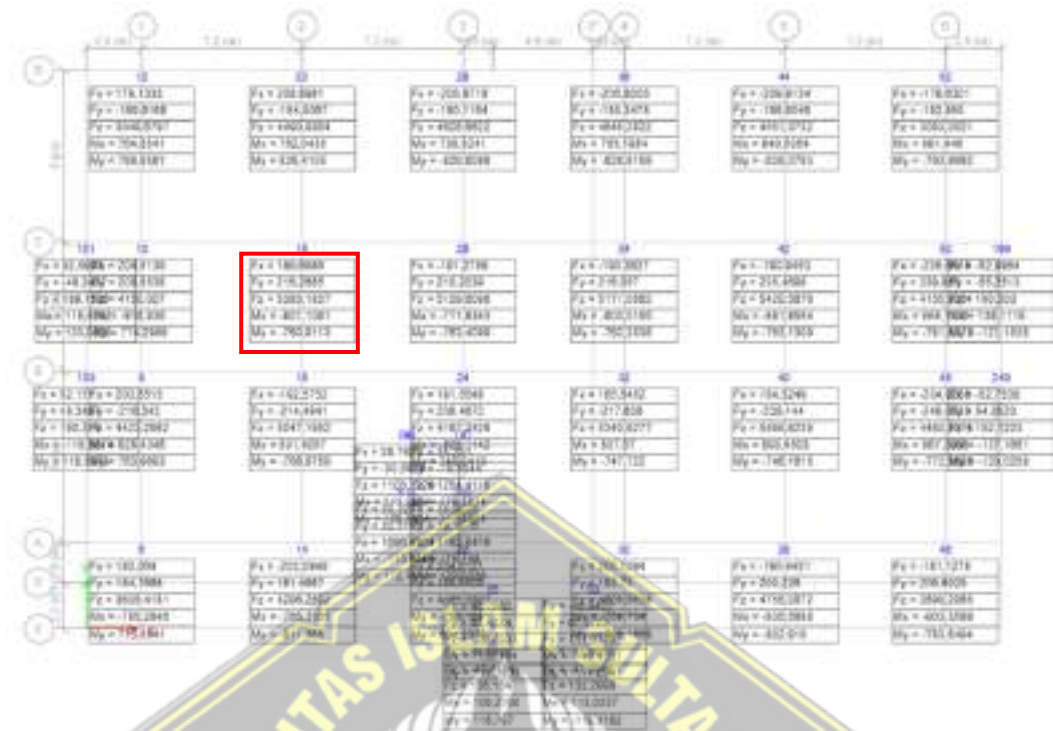
- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

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

- Digunakan tulangan susut arah x D19 – 150

- Digunakan tulangan susut arah y D19 – 150

4.5.3. Perhitungan Pile Cap PC 12



Gambar 4.111. Titik Lokasi PC 12

Berdasarkan gambar di atas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 5383,18 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 801,11 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 760,91 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 189,70 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 216,27 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 660 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕH_n) = 110 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral diang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.78 di atas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 12.

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 12 dapat dilihat pada keterangan di bawah ini.

- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa

- Kuat leeh tulangan polos ($\phi > 12 \text{ mm}$) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertuang W_c = 24 kN/m³

Data dimensi Pondasi

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,90 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,90 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal *pile cap* (h) = 1,00 m
- Tebal tanah di atas *pile cap* (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah di atas *pile cap* (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) α_s = 40

4.5.3.1. Jumlah Susunan Tiang

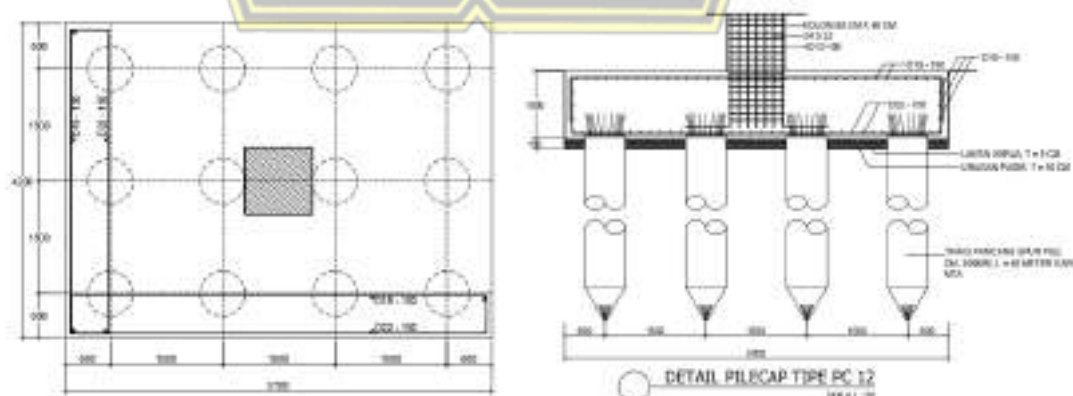
Jarak antara tiang harus mempertimbangkan antara *heave* dan pemadatan yang akan terjadi, dan harus cukup jauh untuk memungkinkan pemancangan terhadap sejumlah tiang dengan tidak merusak tiang itu sendiri ataupun bangunan di sekeilingnya.

Jarak antara tiang umumnya ditentukan oleh :

- Metode pemasangan; dipancang atau mealui pengeboran,
- Daya dukung keompok tiang.

Untuk pondasi tiang jarak anatara as ke as tidak boleh kurang dari keiling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang.

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat di bawah ini.



Gambar 4.112. Detail *Pile Cap* PC 12

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat di bawah ini.

Tabel 4.53. Data Susunan Tiang Pancang PC 12

Susunan tiang pancang arah x				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	3	1.50	6.75	1	4	1.50	9.00
2	3	0.75	1.69	2	4	0.00	0.00
3	3	-0.75	1.69	3	4	-1.50	9.00
4	3	-1.50	6.75	4	4		
n	12	$\sum x^2$	13.50	n	12	$\sum y^2$	18.00
Lebar <i>pile cap</i> arah x, Lebar <i>pile cap</i> arah y,						L _x	5.70
						L _y	4.20

4.5.3.2. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan di bawah ini.

- Berat tanah di atas *pile cap*

$$W_s = L_x \times L_y \times Z \times W_s$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Berat *pile cap*

$$W_c = L_x \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 574,56 \text{ kN}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$P_u = P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c$$

$$= 6072,66 \text{ kN}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 1,50 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 1,50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -1,50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -1,50 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2} \\ &= 640,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2} \\ &= 371,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } P_{u,max} &\leq \phi P_n \\ &= 640,67 \leq 660 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan di atas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

4.5.3.3. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= 15,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= 18,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

$$h_{umax} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

$$=23,97 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat} \quad \text{humax} \leq \phi Hn$$

$$23,97 < 110 \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan di atas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

4.5.3.4. Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser *pile cap* pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser *pile cap* terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} Cx &= \frac{Lx - bx - d}{2} \\ &= 1,950 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W1 &= Cx \times Ly \times h \times Wc \\ &= 196,560 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= Cx \times Ly \times z \times Ws \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} Vux &= 8 \times Pu.\text{max} - W1 - W2 \\ &= 1725,461 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= Ly \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta_c &= \frac{bx}{by} \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

- Kuat geser *pile cap* arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= 10351,956 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= 18239,161 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= 6901,304 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Diambil, kuat geser *pile cap*
→ $V_c = 6901,304 \text{ kN}$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser *pile cap*

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 6901,304 \\ &= 5175,978 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_{ux} \\ 5175,978 &> 1725,461 \quad (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

4.5.3.5. Tinjauan Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 0,900 \text{ m}\end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$C_y = \frac{L_y - b_y - d}{2}$$

$$= 1,200 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W_1 = C_y \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 164,160 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W_2 = C_y \times L_y \times z \times W_s$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Gaya geser arah y

$$V_{uy} = 8 \times P_{u,max} - W_1 - W_2$$

$$= 2398,534 \text{ kN}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$b = L_x$$

$$= 5700 \text{ mm}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{b_x}{b_y}$$

$$= 1.0000$$

- Kuat geser *pile cap* arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut :

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 14049,084 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 19471,537 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 9366,056 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser *pile cap*

$$\rightarrow V_c = 9366,056 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser *pile cap*

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 9366,056 \\ &= 7024,542 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_{uy} \\ 7024,542 &> 2398,534 \quad (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

4.5.3.6. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 0,900 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$\begin{aligned}B_x &= b_x + d \\ &= 1,800 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$\begin{aligned}B_y &= b_y + d \\ &= 1,800 \text{ m}\end{aligned}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 5383,184 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned}A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 6,480 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned}b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 7,200 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{b_x}{b_y}$$

$$= 1.0000$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$f_p = \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{6}$$

$$= 2,739 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{\alpha_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12}$$

$$= 3,195 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{3} \times \sqrt{30}$$

$$= 1,826 \text{ MPa}$$

- Tegangan geser pons yang disarankan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\phi V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^3$$

$$= 8873,11 \text{ kN}$$

Syarat ϕV_{np}	>	Puk	
8873,11	>	5383,184	(Memenuhi)

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan di atas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada *pile cap* aman terhadap gaya geser yang bekerja.

4.5.3.7. Cek Penuangan Lentur Pile Cap PC 12

Pengecekan terhadap penuangan lentur pada *pile cap* dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada *pile cap* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

4.5.3.7.1. Tulangan Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{Lx - bx}{2} \\ &= 2,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tepi tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_x &= C_x - a \\ &= 1,800 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 241,920 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 8 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{C_x}{2} - W_2 \times \frac{C_x}{2} \\ &= 3169,334 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal *pile cap*

$$h = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f'c - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,0303571$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,75$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f'c}$$

$$= 7,770$$

$$M_n = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$= 3521,482 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 1,03512$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right]$$

$$= 0,0025$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = p \times b \times d$$

$$= 9513,26 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

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

$$= 168 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

- Digunakan tulangan

$$D22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

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

$$= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3000}{150}$$

$$= 7602,65 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat As Pakai} & \geq & \text{As Perlu} \\ 10643,716 & > & 10643,72 \quad (\text{Memenuhi}) \end{array}$$

4.5.3.7.2. Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$C_y = \frac{L_y - b_y}{2}$$

$$= 1,650 \text{ m}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_y = C_y - a$$

$$= 1,050 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W1 = C_y \times L_x \times h \times W_c$$

$$= 225,720 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W2 = C_y \times L_x \times z \times W_s$$

$$= 0,000 \text{ kN}$$

- Momen yang terjadi pada pile cap

$$M_{uy} = 8 \times P_{\max} \times e_y - W1 \times \frac{C_y}{2} - W2 \times \frac{C_y}{2}$$

$$= 2504,610 \text{ kNm}$$

- Lebar pile cap yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= Lx \\ &= 5700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal pile cap

$$h = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,0303571 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 7,770 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= 2782,900 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 0,60275 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\left\{ \frac{1-2 \times R_n}{0,85 \times f_c'} \right\}} \right] \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 12825,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

- Digunakan tulangan

$$D \ 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 14445,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } A_s \text{ Pakai} \geq A_s \text{ Perlu}$$

$$14445,04 > 12825,000 \quad (\text{Memenuhi})$$

4.5.3.7.3. Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$p_{smin} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} A_{sx} &= P_{s \min} \times b \times d \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{s \min} \times b \times d \\ &= 7182 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

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

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

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

- Jarak tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

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

- Jarak tulangan susut arah y yang digunakan

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

- Digunakan tulangan susut arah x

D19 – 150

- Digunakan tulangan susut arah y

D19 – 150

4.5.4. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

4.5.4.1. Kontrol Penurunan Akibat Konsolidasi Kelompok Tiang (Group Pile)

Perhitungan kontrol penurunan terhadap pondasi tiang dilakukan guna mengantisipasi penurunan tiang yang berlebihan akibat beban yang berlebih sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan kerangka bangunan. Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

Lapisan I : Kedalaman : 0.00 m s.d - 10.00 m

Jenis tanah : Lempung keanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,917 \text{ t/m}^3$$

$$C = 1,362 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 29,35^\circ$$

$$e = 1,0658$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung keanauan tidak padat}$$

$$E1 = \text{moduus eastisitas lempung keanauan tidak padat}$$

$$= 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Atau} = 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 7,325$$

$$= 10. (7,325+15)$$

$$= 223,25 \text{ k/ft}^2$$

$$= 1093,93 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori}$$

$$= \frac{1,0658}{10} = 0,10658$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori}$$

$$= 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_o = \frac{e}{0,42}$$

$$= \frac{1,0658}{0,42}$$

$$= 2,54 \text{ (empiris)}$$

$$mv1 = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume}$$

$$= \frac{0,10658}{10 \times (1+2,54)}$$

$$= 0,0028$$

Lapisan II : Kedalaman : 10.00 m s.d 45.00 m

Jenis tanah : Lempung keanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,719 \text{ t/m}^3$$

$$C = 2,32 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 29,35^\circ$$

$$e = 0,98$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung keanauan tidak padat}$$

$$E1 = \text{modulus elastisitas lempung keanauan tidak padat} \\ = 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Atau} = 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 7,325 \\ = 10.(5,3+15) \\ = 133,95 \text{ k/ft}^2 = 656,355 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori} \\ = \frac{0,98}{10} = 0,098$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori} \\ = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = \frac{e}{0,42} \\ = \frac{0,98}{0,42} \\ = 2,360 \text{ (empiris)}$$

$$Mv2 = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume} \\ = \frac{0,98}{10 \times (1+2,360)} \\ = 0,00296$$

$$L1 = \text{kedalaman pondasi dari muka tanah rencana} = 45 \text{ m}$$

$$D1 = \text{kedalaman lapisan tanah 1 dari muka tanah rencana} = 10 \text{ m}$$

$$D2 = \text{kedalaman lapisan tanah 2 s.d tanah keras} = 45 - 10 \\ = 35 \text{ m}$$

$$\text{Drakit} = \text{kedalaman dasar pondasi rakit dari muka tanah rencana}$$

$$= \frac{2}{3} \times L \text{ tiang}$$

$$= \frac{2}{3} \times 45$$

$$= 30 \text{ m}$$

$$H1 = \text{Drakit} - D1$$

$$= 30 - 10$$

$$= 20 \text{ m}$$

$$H2 = \frac{D2}{2}$$

$$= \frac{35}{2}$$

$$= 17,5 \text{ m}$$

$$P_{\max} = P_{\text{aktual}}$$

$$= 567,95 \text{ ton}$$

$$B_2 = 4,2 \text{ m} \rightarrow \text{lebar pad}$$

$$B_2' = 4,2 \text{ m} \rightarrow \text{panjang pad}$$

$$B = (B_2 + 2) \times \frac{1}{4} \times D_{\text{rakit}} \rightarrow \text{lebar dasar pondasi rakit}$$

$$= (4,2 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 46,5 \text{ m}$$

$$L = (B_2' + 2) \times \frac{1}{4} \times D_{\text{rakit}} \rightarrow \text{panjang dasar pondasi}$$

$$= (4,2 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 46,5 \text{ m}$$

$$q_p = \frac{p_{\max}}{b \times L}$$

$$= 0,37 \text{ t/m}^2$$

A. Penurunan Segera/Awal (*Immediate Settlement*)

Lapisan I : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E_1 = 1093,93 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H_1}{B} = \frac{20}{46,5}$$

$$= 0,43$$

$$\frac{L}{B} = \frac{46,5}{46,5}$$

$$= 1$$

$$\frac{D_{\text{rakit}}}{B} = \frac{30}{46,5}$$

$$= 0,64$$

$$\mu_1 = 0,2$$

$$\mu_0 = 0,8$$

$$S_1 = \frac{\mu_1 \times \mu_0 \times q_p \times B}{E_1}$$

$$= 0,002264 \text{ m}$$

Lapisan I&II : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E1 = 656,355 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1+D}{B} = \frac{20+35}{46,5}$$

$$= 1,18$$

$$\frac{L}{B} = \frac{46,5}{46,5}$$

$$= 1$$

$$\frac{Drakit}{B} = \frac{30}{46,5}$$

$$= 0,64$$

$$\mu1 = 0,4$$

$$\mu0 = 0,75$$

$$S2 = \frac{\mu1 \times \mu0 \times qp \times B}{E1}$$

$$= 0,008125 \text{ m}$$

Lapisan I' : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E2 = 656,355 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1}{B} = \frac{20}{46,5}$$

$$= 0,43$$

$$\frac{L}{B} = \frac{46,5}{46,5}$$

$$= 1$$

$$\frac{Drakit}{B} = \frac{30}{46,5}$$

$$= 0,64$$

$$\mu1 = 0,2$$

$$\mu0 = 0,8$$

$$Si = \frac{\mu1 \times \mu0 \times qp \times B}{E1}$$

$$= 0,002975 \text{ m}$$

Maka penurunan segera pada lapisan I & II

$$Si = S1 + S2 - S1'$$

$$= 0,002264 + 0,008125 - 0,002975$$

$$= 0,0074 \text{ m}$$

B. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Lapisan I

$$\Delta p_1 = \frac{P_{\max}}{(B+H_1+H_2) \times (L + 0,5 \times H_1)}$$
$$= 0,226 \text{ t/m}^2$$

$$S_1 = \Delta p_1 \times m_{v1} \times H_1$$
$$= 0,00958 \text{ m}$$

Lapisan II

$$\Delta p_1 = \frac{P_{\max}}{(B+H_1+H_2) \times (L + 0,5 \times H_1)}$$
$$= 0,089 \text{ t/m}^2$$

$$S_2 = \Delta p_1 \times m_{v2} \times H_1$$
$$= 0,01725 \text{ m}$$

$$\beta = \text{Faktor reduksi penurunan konsolidasi untuk lempung keanauan yang terkonsolidasi normal}$$
$$= 0,85$$

Maka konsolidasi pada lapisan I & II :

$$S_c = \beta \times (S_1 + S_2)$$
$$= 0,85 \times (0,00958 + 0,01725)$$
$$= 0,02683 \text{ m}$$

C. Penurunan Total Kelompok Tiang

$$\text{Penurunan total (S)} = \text{Penurunan Segera (S}_i\text{)} + \text{Penurunan Konsolidasi (S}_c\text{)}$$
$$= 0,0074 + 0,02683$$
$$= 0,03423 \text{ m}$$

Maka :

$$S \text{ (penurunan total)} < S \text{ izin (10\% x D)}$$
$$0,03423 \text{ m} < 0,06 \text{ m} \rightarrow \text{Memenuhi}$$

D. Waktu Penurunan

Diasumsikan waktu penurunan $t = 5$ tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung keanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut :

$$H_t = H_1 + H_2$$
$$= 20 + 17,5$$

$$= 37,5 \text{ m}$$

$$t = 5 \text{ tahun}$$

$$C_v = \frac{1,07 \times H t^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-10 m}$$

$$= \frac{1,07 \times 37,5^2}{5} = 30,094$$

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H t^2} \rightarrow \text{faktor waktu}$$

$$= \frac{30,094 \times 5}{37,5^2} = 0,107$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) < 60 %, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,107}{\pi} \right\}^{0,5} = 0,3692 < 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK}$$

$$S_c = 0,02683 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = 0,00958 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi}$$

Si = penurunan segera dengan faktor koreksi
kekakuan pondasi sebesar 0,80 (Menurut SNI 1726:2019)

$$S_i = 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,0074 \text{ m}$$

$$S_5 = (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,0074 + 0,00958$$

$$= 0,01698 \text{ m}$$

Maka :

$$0,01698 \text{ m} < S_{\text{total}}$$

$$0,01698 \text{ m} < 0,03423 \text{ m} \rightarrow \text{untuk penurunan 5 tahun pertama}$$

Diasumsikan waktu penurunan $t = 50$ tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung keanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut:

$$H_t = H_1 + H_2$$

$$= 20 + 17,5$$

$$= 37,5 \text{ m}$$

$$t = 50 \text{ tahun}$$

$$C_v = \frac{1,07 \times H t^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-6 m}$$

$$= \frac{1,07 \times 37,5^2}{50} = 3,0094$$

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H_t^2} \rightarrow \text{faktor waktu}$$

$$= \frac{30,094 \times 5}{37,5^2} = 0,107$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) > 60 %, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,107}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= 77,17 > 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK}$$

Diasumsikan tanah telah 70% terkonsolidasi sehingga digunakan nilai U sebesar 0,70.

$$S_c = 0,02683 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = S_c \times T_u \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,02683 \times 0,7$$

$$= 0,01878 \text{ m}$$

$$S_i = \text{penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar 0,80}$$

$$= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,0074 \text{ m}$$

$$S_{50} = (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,0074 + 0,01878$$

$$= 0,02618 \text{ m}$$

Maka :

$$0,02618 \text{ m} < S_{\text{total}}$$

$$0,02618 \text{ m} < 0,03423 \text{ m} \rightarrow \text{untuk penurunan 50 tahun}$$

4.5.5. Perhitungan Tie Beam

4.5.5.1. Data Perencanaan

$$\text{Penampang balok } (b \times h) = 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa } (BjTs)$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas } (E) = 25743 \text{ MPa}$$

Tebal seimut beton	= 30 mm
D tulangan utama	= 22 mm
D tulangan sengkang	= 10 mm
Penurunan total (S)	= 0,03423 m

4.5.5.2. Penuangan Lentur Tie Beam

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{ExI\delta}{12 \times L^2} \\
 &= \frac{25743 \times 0,003125 \times 0,060}{12 \times 7^2} \\
 &= 8,208865
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{tebal seimut beton} - D \text{ sengkang} - (1/2 \times D \text{ lentur}) \\
 &= 700 - 30 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right) \\
 &= 649 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol)}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{8,208865}{0,9} \\
 &= 9,120961 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{9120961}{300 \times 442^2} \\
 &= 0,118278 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47059
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,035714
 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{bs}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 420$$

$$= 0,003$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2xmxRn}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,47059} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 9,120961 \times 0,118278}{420} \right)} \right) \\ &= 0,000263\end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu} > \rho_{max}$ maka ρ_{min}

Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 350 \times 649 \\ &= 757,1667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As_{min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 442 \\ &= 740,5665 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}As_{min} &= \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 300 \times 442}{420} \\ &= 757,1667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Gunakan $As_{pakai} = 757,1667 \text{ mm}^2$

Maka digunakan D22 ($D22 = 380 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur Tarik 8D22 ($As = 760 \text{ mm}^2$)

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.4.2.1. Digunakan tulangan lentur tekan 8D22 ($As = 760 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi Balok Tegangan Persegi Ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{760 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\
 &= 35,764 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak dari Serat Tekan Terjauh ke Sumbu Netral

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{0,85} \\
 &= \frac{35,764}{0,85} \\
 &= 42,076 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tegangan Tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{757,1667}{42,076} - 1 \right) \\
 &= 0,0509
 \end{aligned}$$

- Dipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol Tarik)

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right) \\
 &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(442 - \frac{1}{2} 26,479 \right) \\
 &= 1806315506 \text{ Nmm} \\
 &= 18,06 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 18,06 > M_u = 8,2008 \text{ (Memenuhi)}$$

Penuangan Geser

Pembebanan

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,35 \times 0,7 \times 24 \\
 &= 5,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$qd = 5,88 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 \times qd \\
 &= 7,056
 \end{aligned}$$

- $V_u = 0,5 \times Qu \times 5$
 $= 0,5 \times 7,056 \times 5$
 $= 17,64 \text{ kN}$

- $\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{30} \times 350 \times 649) \times 10^{-1}$

$$= 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 300 \times 649) \times 10^{-1}$$

$$= 15,86 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u$$

$$7,931 \geq 17,64 \text{ (Tidak memenuhi)}$$

Kekakuan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

- $V_{c1} = 0,33 \sqrt{30} \times b \times d$
- $= 0,333 \sqrt{30} \times 350 \times 649 = 414302.546 \text{ kN}$

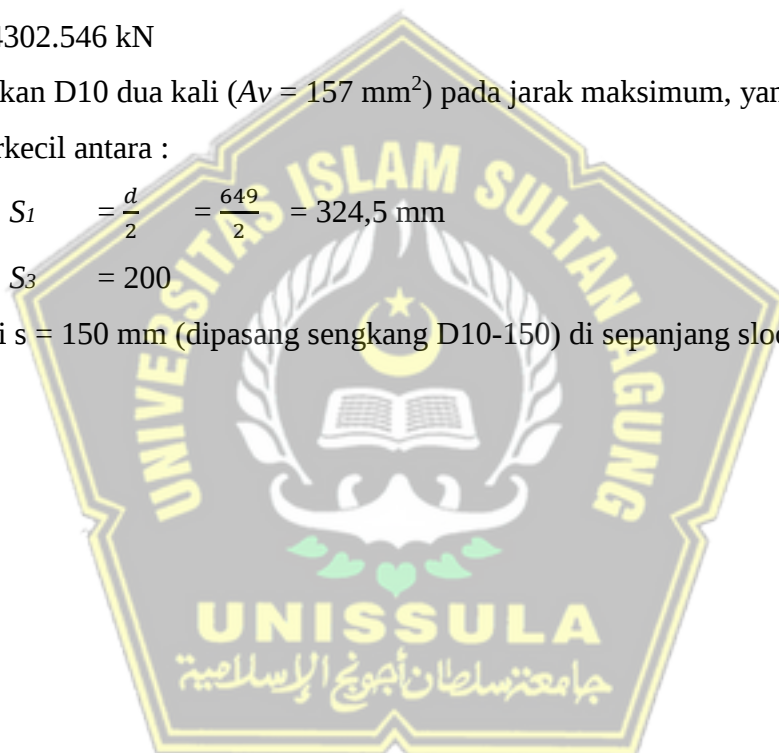
$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 414302.546 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

- $S_1 = \frac{d}{2} = \frac{649}{2} = 324,5 \text{ mm}$
- $S_3 = 200$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150) di sepanjang sloof.



BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis perancangan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai yang telah dibahas pada laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “PERENCANAAN UANG GEDUNG FASILITAS PENDIDIKAN 10 LANTAI” didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan analisis struktur yang digunakan untuk yang direncanakan berdasarkan SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung” dengan data hasil analisis sebagai berikut :
 - a. Kategori keas situs tanah di lokasi Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai termasuk pada keas situs tanah lunak atau SE.
 - b. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R), didapatkan hasil interpolasi linier faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) sebesar 1,261 detik dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan yang mewakili getaran 1 detik (F_v) sebesar 2,589 detik.
 - c. Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) sebesar 0,671 detik dan parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik (S_{D1}) sebesar 0,609 detik.
 - d. Kategori desain seismik pada Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai termasuk dalam kategori D, karena dari nilai S_{DS} dan S_{D1} yang dihasilkan merupakan kategori risiko II.
 - e. Faktor I_e , R , Ω_0 dan C_d Dalam perancangan sistem penahan gaya gempa pada struktur ini yaitu nilai faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,5, nilai koefisien modifikasi respons (R) = 8, nilai faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3 dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) yaitu 5,5.

- f. Kontrol bentuk ragam dan partisipasi massa bangunan telah terpenuhi pada 55 ragam untuk arah UX, UY, dan UZ. Sehingga partisipasinya massa bangunan telah terpenuhi yaitu 100% dari massa struktur, menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 mengenai jumlah ragam. Pada mode 1 bangunan mengalami translasi arah X dengan periode getar sebesar 1,394 detik, pada mode 2 bangunan mengalami translasi arah Y dengan periode getar sebesar 1,402 detik, sedangkan pada mode 3 bangunan mengalami rotasi dengan periode getar sebesar 1,319 detik.
- g. Kontrol simpangan antar tingkat, simpangan arah X maksimum sebesar 36,285 mm pada lantai 5 bangunan dengan simpangan izin 42 mm, dan arah Y maksimum sebesar 36,117 mm pada lantai 5 bangunan dengan simpangan izin 42 mm. Sehingga simpangan antar lantai menurut SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 telah memenuhi syarat.
- h. Kontrol P-Deta, dari hasil analisis diperoleh nilai terbesar P-Deta arah X yaitu 0,0161 dengan batas maksimum 0,0909, sedangkan arah Y sebesar 0,0162 dengan batas maksimum 0,0909. Sehingga kontrol P-Deta menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.7 telah memenuhi syarat.
- i. Pembesaran momen torsi tak terduga (Cek Eksentrisitas)
Struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai termasuk dalam kategori desain seismik D serta tidak memiliki ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Sehingga tidak dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga.
- j. Cek redundansi
Berdasarkan hasil analisis, struktur tidak terjadi ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b. Dengan demikian, struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai untuk nilai faktor redundansi diizinkan sebesar 1 atau $\rho = 1$.
2. Desain komponen struktur dengan mengacu pada SNI 2847:2019 tentang “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung” menghasilkan desain sebagai berikut :
- a. Penampang balok yang ditinjau pada perancangan ini menggunakan dimensi balok B1 350×750 mm dengan mutu beton 30 MPa.

Berdasarkan hasil analisis, diperoleh rekapitulasi tulangan yang disimpulkan dalam tabe di bawah ini.

Data Tulangan Balok B1 350 x 700	
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	8D22
Tulangan Tumpuan Badan/Torsi	2D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	6D22
Longitudinal Lapangan Atas	6D22
Tulangan Lapangan Badan/Torsi	2D13
Longitudinal Lapangan Bawah	6D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-150

- b. Penampang kolom yang ditinjau pada perancangan ini menggunakan dimensi kolom K 900 x 900 dengan mutu beton 30 MPa. Berdasarkan hasil analisis, diperoleh rekapitulasi tulangan yang disimpulkan dalam tabe di bawah ini.

Data Tulangan Kolom K 900 x 900	
Tulangan Longitudinal/Utama	
Longitudinal	24D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D13-100
Sengkang Lapangan	4D13-150

- c. Penampang pelat lantai pada perancangan ini menggunakan mutu beton 30 MPa dengan tebal 130 cm, Berdasarkan hasil analisis, tulangan yang digunakan yaitu D10-150 pada tumpuan dan lapangan dengan arah X dan Y.

3. Cek ketidakberaturan struktur horizontal

Berdasarkan analisis, dapat disimpulkan dalam perencanaan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai tidak memiliki ketidakberaturan struktur horizontal maupun vertikal. Di bawah ini rekapitulasi ketidakberaturan struktur :

a. Cek ketidakberaturan struktur horizontal

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL		
No	Ketidakteraturan Horizontal	Keterangan
1	Ketidakteraturan Torsi 1a	Tidak ada
	Ketidakteraturan Torsi 1b	
2	Ketidakteraturan Sudut Dalam	Tidak ada
3	Ketidakteraturan Diskontinuitas Diagfragma	Tidak ada
4	Ketidakteraturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang	Tidak ada
5	Ketidakteraturan Sistem Non Paralel	Tidak ada

b. Cek ketidakberaturan struktur vertikal

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN VERTIKAL		
No	Ketidakteraturan Vertikal	Keterangan
1	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak	Tidak ada
	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan	
2	Ketidakteraturan Berat (Massa)	Tidak ada
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal	Tidak ada
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral	Tidak ada
5	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	Tidak ada
	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	Tidak ada

4. Berdasarkan analisis *Strong Column Weak Beam (SCWB)*, kuat lentur kolom harus memenuhi persyaratan $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$ menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2. Diperoleh hasil analisis ΣM_{nc} sebesar 6528,95 kNm, dan $1,2 \Sigma M_{nb}$ sebesar 1404,58 kNm. Dengan demikian, konsep *Strong Column Weak Beam (SCWB)* pada perencanaan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai telah memenuhi syarat.

5. Perhitungan komponen struktur bawah pada perencanaan Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

- a. Desain pondasi tiang pancang dengan diameter 0,6 m dengan total kedalaman pondasi tiang pancang 45 m direncanakan teah mampu menahan gaya pada struktur gedung dengan nilai gaya yang bekerja. Pada pondasi PC 9 gaya aksial maksimum pada tiang pancang sebesar 567,95 kN, artinya lebih kecil dari tahanan izin aksial tiang yaitu sebesar 660 kN. Sedangkan untuk gaya lateral dihasilkan sebesar 27,41 kN, artinya lebih kecil dari tahanan izin lateral tiang yaitu 110 kN. Kemudian pada pondasi PC 12 gaya aksial maksimum pada tiang pancang sebesar 640,47 kN, artinya lebih kecil dari tahanan izin aksial tiang yaitu 660 kN, sedangkan untuk gaya lateral sebesar 23,97 kN lebih kecil dari tahanan izin lateral tiang yaitu 110 kN.
- b. Desain penuangan lentur dan tulangan susut pada struktur pile cap direncanakan teah mampu menahan gaya yang bekerja pada tiap keompok tiang pondasi yang teah dirancang. Dengan digunakan tulangan lentur D22 - 150 dan tulangan susut digunakan D19 - 150.
- c. Perhitungan perkiraan penurunan akibat konsolidasi keompok tiang pondasi pada perencanaan ini diperoleh penurunan segera (S_i) sebesar 0,0074 m, sedangkan penurunan konsolidasi (S_c) sebesar 0,02683 m. Total penurunan keompok tiang yaitu sebesar 0,03423 m dengan penurunan izin yaitu 0,06 m. Berdasarkan analisis perkiraan waktu penurunan, diperoleh hasil perhitungan dalam asumsi 5 tahun pertama, penurunan total sebesar 0,01698 m. Dengan demikian, perhitungan perencanaan pondasi teah memenuhi persyaratan.

5.2 Saran

Saran yang didapat seteah meaksanakan proses desain struktur Gedung Fasilitas Pendidikan 10 Lantai antara lain :

1. Proses perancangan suatu bangunan gedung hendaknya dapat mengikuti standar SNI yang terbaru guna menyesuaikan dengan

aturan dan batasan dalam perencanaan struktur sehingga desain struktur yang dihasilkan memenuhi standar yang berlaku.

2. Perhitungan struktur bangunan gedung hendaknya tidak hanya bergantung pada penggunaan *software* analisis struktur, namun harus didukung validasi hitungan sebagai kontrol analisis agar dihasilkan desain yang lebih konservatif.
3. Pemahaman dan keteititan terkait peraturan yang berlaku serta keterampilan dalam penggunaan *software* analisis struktur harus sealu ditingkatkan sebagai bekal untuk menghadapi dunia kerja nanti.



DAFTAR PUSTAKA

- Fadli, M. Hamzah. (2015). “Aplikasi ETABS pada Perancangan Gedung 15 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Ganda Sebagai Penahan Beban Gempa Sesuai SNI 1726:2012”. Jakarta: Universitas Gunadarma.
- Frinsilia Jaglien Liando dkk. (2020). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai. Jurnal Sipil Statik*. Vol 8, Nomer 4: 471-482. Manado: Universitas Sam Ratulangi Manado.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2016). “Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang”. Bandung: ITB Press.
- Imran, I. dan Zulkifli, E. (2014). ”Perencanaan Dasar Struktur Beton Bertulang”. Bandung: ITB Press.
- Raga, Chyntya Novita. (2021). *Perencanaan Ulang Struktur Atas dan Utama Gedung Perkantoran Bumi Mandiri Surabaya Jawa Timur*. Malang: Politeknik Negeri Malang. Septiyadi, muchammad Danang Fajri dan Alleandro Cahya Pratama. (2022). “PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL TUJUH LANTAI. ADHYASTA ABIMANA SEMARANG”. Semarang: Universitas Semarang
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 1726:2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). SNI 1727:2020 “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”. BSN, Jakarta, Indonesia.