



TUGAS AKHIR TERAPAN (RC 146599)

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PASCA SARJANA UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE PELAKSANAAN PONDASI TIANG PANCANG

FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH
NRP. 10111410000018

Dosen Pembimbing
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSC., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018



FINAL PROJECT (RC 146599)

STRUCTURE DESIGN OF LECTURE BUILDING MUHAMMADIYAH UNIVERSITY OF MALANG USING SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM AND SHEARWALL AS WELL AS SPUN PILE CONSTRUCTION METHOD

FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH
NRP. 10111410000018

Supervisor
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSC., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

DIV STUDY PROGRAM IN CIVIL ENGINEERING
DEPARTEMEN OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
Vocational Faculty
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR TERAPAN (RC 146599)

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PASCA SARJANA UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE PELAKSANAAN PONDASI TIANG PANCANG

FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH
NRP. 1011141000018

Dosen Pembimbing
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSC., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018



FINAL PROJECT (RC 146599)

**STRUCTURE DESIGN OF LECTURE BUILDING
MUHAMMADIYAH UNIVERSITY OF MALANG USING
SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM AND
SHEARWALL AS WELL AS SPUN PILE
CONSTRUCTION METHOD**

**FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH
NRP. 1011141000018**

**Supervisor
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSC., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003**

**DIV STUDY PROGRAM IN CIVIL ENGINEERING
DEPARTEMEN OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
Vocational Faculty
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018**

LEMBAR PENGESAHAN

**“Desain Struktur Bangunan Gedung Pasca Sarjana
Universitas Muhammadiyah Malang Menggunakan Sistem
Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Shearwall
serta Metode Pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang”**

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Sains Terapan

Pada

Konsentrasi Bangunan Gedung
Program Studi Diploma IV Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya, 30 Juli 2018

Disusun Oleh:

MAHASISWA

FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH

NRP. 10111410000018

Disetujui oleh:

DOSEN PEMBIMBING

30 JUL 2018



Prof. Ir. M. SIGIT DARMAWAN, M.EngSC., Ph.D

NIP. 19630726 198903 1 003



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
 PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT TEKNIK SIPIL
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
 041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 12 Juli 2018

Judul Tugas Akhir Terapan	Desain Struktur Gedung Pasca Sarjana Universitas Muhammadiyah Malang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Dan Shearwall Serta Metode Pelaksanaan Pondasi Rakit (Raft)		
Nama Mahasiswa	Fryan Chentyo J. M.	NRP	10111410000018
Dosen Pembimbing 1	Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc. PhD NIP 19630726 198903 1 003	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
- Perletakan Angga d. bande ✓ - Panjang Angga d. l. l. d. g. ✓	 Ir. Srie Subekti, MT NIP 19560520 198903 2 001
- Format penulisan boleh boleh ✓ - Rumus diatas momen ✓ - Cek with open frame apakah lateral drift memenuhi syarat ✓ - Terapan Perhitungan Dual System ✓	 Dr. Ir. Dicky Imam Wahyudi, MS NIP 19590209 198603 1 002
- Gbr hal 18 (Angga), Gbr 19, Gbr 20 ✓ - Penulisan plot ✓ - Cek mala 1000, Jarak hal sambal. ud > 300 mm ✓ - Gbr 27, 28, Cek Momen plat Cap ✓	Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc. PhD NIP 19630726 198903 1 003
- Pondasi diambil dari raft foundation menjadi pondasi TP + Plat Cap ✓	 Prof Ir. Indarto, DEA NIP 19501011 198203 1 002

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Srie Subekti, MT NIP 19560520 198903 2 001	Dr. Ir. Dicky Imam Wahyudi, MS NIP 19590209 198603 1 002	Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc. PhD NIP 19630726 198903 1 003	Prof Ir. Indarto, DEA NIP 19501011 198203 1 002

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc. PhD NIP 19630726 198903 1 003	NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Fryan Chentyo Jaelia Mubarech 2
 NRP : 1
 Judul Tugas Akhir : Desain Struktur Gedung Pasca Saryana Universitas Muhammadiyah Malang menggunakan SPMK dan Shearwall serta metode pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang.
 Dosen Pembimbing : Prof. Ir. M. Sigit Permana, M.Eng.Sc., Ph.D.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	8 Februari 2018	1. Mengganti lokasi data tanah jadi di Surabaya.				
2.	12 Februari 2018	1. Permodelan Gedung menggunakan spring 2. Menghitung nilai koefisien Spring		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>
3.	27 April 2018	1. Nilai ksh dan fsv dikali 2 2.		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>
4.	28 April 2018	1. Cari Nilai ksh dan fsv 2. Kedalaman tiang ditambah		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>
5.	11 Mei 2018	1. Pakai Referensi Buku Furing Mektan 2. Tent nilai fsv dan ksh.		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>
6.	21 Mei 2018	1. Convert Etabs ke SAP 2000 2. Cek Momen M3 setelah diconvert		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>
7.	29 Mei 2018	1. Perletakan Spring dibawah sendiri pakai perletakan Sendi		B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	K <input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Frian Chentyo Jaelia Mukbaroch 2
 NRP : 1 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng.Sc., Ph.D.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
8.	5 Juni 2018	1. Momen Ms Balok benar, dilanjutkan perhitungan tulangan \cong				
				B	C	K
9.	26 Juli 2018	1. Selesaikan gambar penulangan 2. Lanjut ke perhitungan pondasi.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10.	5 Juli 2018	Penyelesaian TAT		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

**Desain Struktur Bangunan Gedung Pasca Sarjana
Universitas Muhammadiyah Malang Menggunakan Sistem
Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Shearwall
serta Metode Pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang**

Nama Mahasiswa : Fryan Chentyo Joelia Mubaroch

NRP : 10111410000018

**Departemen : Diploma IV Teknik Infrastruktur
Sipil FV-ITS**

**Dosen Pembimbing I : Prof. Ir. M. Sigit Darmawan,
M.EngSc., Ph.D**

ABSTRAK

Gedung Pasca Sarjana UMM merupakan gedung yang memiliki luas eksisting sebesar 1.481,6 m². Gedung ini memiliki total lantai sebanyak 10 lantai dan akan dimodifikasi menjadi total 12 lantai. Sistem struktur eksisting gedung ini adalah SRPMK yang akan dimodifikasi menjadi Dual System. Berdasarkan hasil uji Standart Penetration Tes (SPT), didapatkan bahwa gedung ini dibangun diatas tanah dengan kondisi tanah keras (kelas situs SC).

Perhitungan Struktur menggunakan metode dual system yakni Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser (shearwall) yang mengacu pada SNI 03-2847-2013. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung. Bangunan termasuk dalam kategori bangunan tidak beraturan, maka perencanaan beban akibat gempa menggunakan analisis respon dinamik. Sedangkan, pembebanan non-gempa mengacu pada SNI 03-1727-2013: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.

Struktur sekunder berupa plat dan tangga dipikul oleh struktur primer yaitu balok, kolom dan joint balok kolom. Selain itu juga terdapat shearwall yang berfungsi menahan geser ketika terjadi gaya gempa. Struktur bawah terdiri dari sloof, pile cap, dengan pondasi borepile. Struktur atap menggunakan rangka atap baja. Keseluruhan struktur adalah beton bertulang, yang mengacu pada SNI 03-2847-2013: Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

Hasil dari perhitungan ini adalah berupa gambar teknik, terdiri dari gambar arsitektur, gambar denah struktur, dan gambar detail penulangan. Pada akhir juga disertakan metode pelaksanaan dari pekerjaan pondasi tiang pancang.

Kata kunci: bangunan gedung, dual system, analisis respons dinamik

**STRUCTURE DESIGN OF LECTURE BUILDING
UNIVERSITY OF MUHAMMADIYAH MALANG USING
SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM AND
SHEARWALL AS WELL AS SPUN PILE
CONSTRUCTION METHOD**

Name : Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP : 10111410000018
Department : Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS
Supervisor : Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D

ABSTRACT

University of Muhammadiyah Malang which designed in Malang with existing building area of 1481,6 m². The existing building has total 10 floors, which modified into total of 12 floors. Based on the result of Standard Penetration Test (SPT), it is found that the building is built on soil with soft soil condition (SE class site).

The structural calculation uses dual system method, which is Special Moment Resisting Frame System (SMRFS) and Shearwall that refers to SNI 03-1726-2012: Procedure of Earthquake Resistance Planning for Building and Non Building Structure. The building is included in the category of irregular building, which then using dynamic respons analysis for load planning due to earthquake. Meanwhile, non-earthquake load refers to SNI 03-2847-2013: Minimum Load for Building Design and Other Structure.

The secondary structure like plate and stairways were carried by the primary structure such as beams, column, and beam-column joint. There is shearwall that serves to hold the lateral force when an earthquake occurs. The lower structure consist of sloof, pile cap, pile-raft, and pile foundation.

The result of this calculation is a technical drawing, consisting of architectural drawing, structural layout drawings, and detailed reinforcement drawings. At the end also included the construction method of the foundation

Kata kunci: structure design, dual system, dynamic respons analysis

KATA PENGANTAR

Puji syukur terpanjatkan kehadiran Allah SWT atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam tetap tucurahkan kepada junjungan nabi Muhammad saw sehingga proposal proyek akhir terapan ini dapat terselesaikan.

Tersusunnya proposal tugas akhir terapan ini juga tidak lepas dari dukungan dari berbagai pihak yang telah banyak membantu dan memberi masukan serta arahan. Untuk itu begitu banyak ucapan terimakasih kepada:

1. Kedua orang tua serta saudara tercinta, sebagai penyemangat dan telah memberikan banyak dukungan moril maupun materiil, serta doa
2. Bapak Machsus ST., MT., selaku kepala departemen Teknik Infastruktur Sipil ITS
3. Bapak Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, .M.EngSc., Ph.D selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan proyek akhir terapan
4. Teman-teman terdekat yang tidak dapat disebutkan satu persatu, terimakasih atas bantuan dan saran

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan	4
1.5 Manfaat	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	7
2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen.....	9
2.4 Struktur Dinding Geser (<i>Shearwall</i>)	10
BAB III METODOLOGI	13
3.1 Pengumpulan Data.....	14
3.2 Studi Literatur.....	15
3.3 Modifikasi dan Penentuan Kriteria Desain	15
3.3.1 Modifikasi Struktur.....	15
3.3.2 Penentuan Kriteria Desain	18
3.4 Preliminary	19
3.4.1 Preliminary Ketebalan Plat	19

3.4.1.2	Preliminary Tangga	24
3.4.1.1	Preliminary Dimensi Balok.....	25
3.4.1.2	Preliminary Dimensi Kolom	27
3.5	Perhitungan Pembebanan.....	27
3.5.1	Beban Mati	27
3.5.2	Beban Hidup.....	28
3.5.3	Beban Angin.....	28
3.5.4	Beban Gempa	28
3.6	Kombinasi Pembebanan	42
3.7	Analisa Gaya Dalam	43
3.7.1	Analisa Gaya Dalam Plat	43
3.7.2	Analisa Gaya Dalam Balok.....	43
3.7.3	Analisa Gaya Dalam Kolom	43
3.8	Perhitungan Struktur.....	44
3.8.1	Penulangan Plat	44
3.8.2	Penulangan Tangga.....	45
3.8.3	Penulangan Balok	45
3.8.4	Penulangan Kolom.....	57
3.8.5	Joint Balok-Kolom.....	63
3.8.6	Perhitungan Shearwall	65
3.8.7	Penulangan Pondasi	66
3.9	Cek Persyaratan	69
3.9.1	Plat.....	69
3.9.2	Balok	70

3.9.3	Kolom.....	72
3.9.4	Penulangan Poer	73
3.10	Gambar Rencana	75
3.10	Metode Pelaksanaan Pekerjaan Pondasi	76
BAB IV PRELIMINARY DESAIN		81
4.1	Data Preliminary Desain.....	81
4.2	Preliminary Balok.....	81
4.2.1	Preliminary Balok Induk Memanjang 1	82
4.2.2	Preliminary Balok Induk Memanjang 2	82
4.2.3	Preliminary Balok Induk Melintang 1.....	83
4.2.4	Preliminary Balok Anak 1	83
4.3	Preliminary Tebal Plat	84
4.4	Preliminary ukuran shearwall	85
BAB V ANALISA PEMBEBANAN		87
5.1	Beban Gravitasi	87
5.1.1	Beban Mati (DL)	87
5.1.2	Beban Hidup (LL)	88
5.1.3	Beban Air Hujan (R).....	89
5.2	Beban Angin (W)	89
5.3	Beban Gempa	94
5.3.1	Menentukan Kategori Risiko Bangunan Gedung	94
5.3.2	Menentukan Faktor Keutamaan Gempa.....	94
5.3.3	Menentukan Kelas Situs	94
5.3.4	Menentukan Parameter Percepatan Gempa.....	95

5.3.5	Menentukan Koefisien Situs	96
5.3.6	Menentukan Parameter Percepatan Desain Spektral	98
5.3.7	Menentukan Kategori Desain Seismik	98
5.3.8	Menentukan Parameter Struktur	99
5.3.9	Analisa Respons Spektrum	100
5.4	Kombinasi Pembebanan	103
BAB VI ANALISA PERMODELAN		105
6.1	Permodelan Struktur dengan SRPMK	105
6.1.1	Besaran Massa	106
6.1.2	Peninjauan Terhadap Pengaruh Gempa	106
6.1.3	Pendefinisian Modal Analisis dan Ragam Analisis	107
6.1.4	Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respons Spektrum ETABS 2016	107
6.1.5	Kontrol Periode Fundamental SRPM.....	109
6.1.6	Kontrol Simpangan Antar Lantai	111
6.2	Permodelan Struktur dengan Sistem Ganda (Dual System)	113
6.2.1	Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respons Spektrum untuk ETABS untuk Sistem Ganda	115
6.2.2	Kontrol Periode Fundamental Dual System	116
6.2.3	Kontrol Gaya Gempa Dasar Dinamis Struktur..	121
6.3	Kontrol Dual System	126
6.4	Kontrol Dual Sistem (Metode 2).....	129

6.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai.....	134
6.4.1	Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X 136	
BAB VII DESAIN STRUKTUR SEKUNDER.....		139
7.1	Perhitungan Struktur Plat Lantai.....	139
7.1.1	Analisis Struktur Plat.....	139
7.1.2	Perhitungan kebutuhan tulangan plat.....	143
7.2	Desain Struktur Tangga.....	150
7.2.1	Desain Struktur Plat Tangga Dan Plat Bordes ..	150
7.3	Desain Balok Anakn(B3).....	160
7.3.1	Data Perencanaan	160
7.3.2	Gaya yang Terjadi Pada Balok	160
7.3.3	Perhitungan Kebutuhan Tulangan.....	161
7.4	Desain Balok Lift	167
7.4.1	Data Perencanaan	167
7.4.2	Gaya yang Terjadi Pada Balok	168
7.4.3	Perhitungan Kebutuhan Tulangan.....	168
BAB VIII DESAIN STRUKTUR PRIMER.....		177
8.1	Umum.....	177
8.2	Desain Struktur Balok Induk	178
8.2.1	Perhitungan Balok B1 Ukuran 60/90 (B80).....	179
8.2.2	Perhitungan Balok B2 Ukuran 40/80.....	207
8.3	Desain Struktur Kolom K1	233
8.3.1	Data Perencanaan	234

8.3.2	Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa	236
8.3.3	Tentukan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur	237
8.3.4	Cek Syarat “Strong Column Weak Beam”	238
8.3.5	Perhitungan Tulangan Transversal sebagai <i>Confinement</i>	242
8.3.6	Perhitungan Gaya Geser Desain, V_e	245
8.3.7	Perhitungan Sambungan Lewatan	248
8.4	Desain Struktur Kolom K2	249
8.4.1	Data Perencanaan	249
8.4.2	Cek Syarat “Strong Column Weak Beam”	252
8.4.3	Perhitungan Tulangan Transversal sebagai <i>Confinement</i>	256
8.4.4	Perhitungan Gaya Geser Desain, V_e	259
8.4.5	Perhitungan Sambungan Lewatan	262
8.5	Desain Hubungan Balok-Kolom	263
8.6	Desain Struktur Shearwall	266
8.6.1	Data Perencanaan	267
8.6.2	Kontrol Ketebalan Terhadap Geser	268
8.6.3	Kebutuhan Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum	268
8.6.4	Kuat Geser Dinding Struktural	270
8.6.5	Perencanaan Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial Dan Lentur	271

8.6.6	Pemeriksaan Terhadap Syarat Komponen Batas Khusus (<i>Special Boundary Element</i>)	272
8.6.7	Penentuan Panjang Special Boundary Element.	273
8.6.8	Tulangan Longitudinal dan Transversal di Daerah <i>Special Boundary Element</i>	275
8.6.9	Panjang Penyaluran Tulangan.....	278
BAB IX DESAIN STRUKTUR PONDASI.....		279
9.1	Umum.....	279
9.2	Perhitungan Pondasi	279
9.2.1	Perhitungan Daya Dukung Tanah	279
9.2.2	Perhitungan Pondasi Pilecap dan Tiang Pancang 280	
9.3	Perhitungan Pondasi Raft	293
9.3.1	Perhitungan Daya Dukung Tanah	293
9.3.2	Perhitungan Pondasi Raft dan Tiang Pancang ..	295
BAB X METODE PELAKSANAAN		313
10.1	Metode Pelaksanaan Pemancangan Tiang Pancang..	313
10.1.1	Pekerjaan Tanah	314
10.1.2	Pemberian Tanda Dan Perencanaan Urutan Pemancangan Tiang Pancang	315
10.1.3	Pekerjaan Dewatering dan Galian.....	317
10.1.4	Pelaksanaan Pemancangan Tiang Pancang	318
10.1.5	Pemotongan Tiang Pancang.....	322
10.1.6	Quality Control.....	323
10.2	Metode Pelaksanaan Pekerjaan Pilecap	324

10.2.1	Pekerjaan Pembuatan Lantai Kerja	325
10.2.2	Pekerjaan bekisting	325
10.2.3	Pekerjaan Tulangan Pilecap	326
10.2.4	Pekerjaan Pengecoran Pilecap	326
10.3	Spesifikasi Teknis Pekerjaan Tiang Pancang dan Pilecap	327
10.3.1	Pekerjaan Pendahuluan	327
10.3.2	Pekerjaan Tanah	328
10.3.3	Pemberian Tanda Dan Perencanaan Urutan Pekerjaan Tiang Pancang	328
10.3.4	Pekerjaan Galian dan Dewatering	329
10.3.5	Pemancangan	329
10.3.6	Pemotongan	330
10.3.7	Pekerjaan Pile cap	330
10.3.8	Perlengkapan K3	331
BAB XI KESIMPULAN DAN SARAN		333
11.1	Kesimpulan	333
11.2	Saran	338
DAFTAR PUSTAKA		339

DAFTAR TABEL

BAB III. METODOLOGI

Tabel 3. 1 Perbandingan Kondisi Eksisting dan Modifikasi	16
Tabel 3. 2 Tebal Minimum Plat Satu-Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung	20
Tabel 3. 3 Tebal Minimum Balok Bila Lendutan Tidak Dihitung	25
Tabel 3. 4 Syarat Pelindung Beton	26
Tabel 3. 5 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	29
Tabel 3. 6 Klasifikasi Situs	35
Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_a	37
Tabel 3. 8 Koefisien Situs, F_v	38
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	39
Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik	40
Tabel 3. 11 Panjang Penyaluran Batang Ulir dan Kawat Ulir ...	53

BAB IV. PRELIMINARY DESAIN

Tabel 4. 1 Ukuran Balok-Balok	84
--	----

BAB V. ANALISA PEMBEBANAN

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban Angin	92
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Beban Angin Minimum	93
Tabel 5. 3 Perhitungan SPT Rata-Rata	95
Tabel 5. 4 Koefisien Situs, F_a	97

Tabel 5. 5 Koefisien Situs, Fv.....	97
Tabel 5. 6 Penentuan Kategori Desain Seismik	98
Tabel 5. 7 Penentuan Kategori Desain Seismik	99
Tabel 5. 8 Respons Spektrum Desain	101

BAB VI. ANALISA PERMODELAN

Tabel 6. 1 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x (SNI 1726 2012 tabel 15).....	109
Tabel 6. 2 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung (SNI 1726 2012 Tabel 14).....	110
Tabel 6. 3 Analisa Simpangan Antar Lantai SRPMK	112
Tabel 6. 4 Nilai Parameter Periode Pendekatan, Ct dan x.....	117
Tabel 6. 5 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung	118
Tabel 6. 6 Periode dan Frekuensi Struktur pada Program ETABS	119
Tabel 6. 7 Berat Struktur yang Didapatkan dari Base Reaction Fz	122
Tabel 6. 8 Base reaction dari program ETABS 16.2.0.....	123
Tabel 6. 9 Base Reaction Pada ETABS 16.2.0	126
Tabel 6. 10 Besar Gaya Yang Ditumpu SRPM Dan Shearwall Pada Kombinasi Beban Gempa	127
Tabel 6. 11 Presentase Struktur Dalam Menahan Gaya Lateral Gempa.....	128
Tabel 6. 12 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_i	135
Tabel 6. 13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah X	136
Tabel 6. 14 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah Y	137

BAB VII. DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

Tabel 7. 1 Perbandingan Nilai Momen Yang Terjadi Pada Plat Dihtiang Menggunakan ETABS 16.2.0.....	142
Tabel 7. 2 Tabel Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S1.....	146
Tabel 7. 3 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S2	147
Tabel 7. 4 Hasil Kebutuhan Tulangan Pada Plat S3.....	148
Tabel 7. 5 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S4	149
Tabel 7. 6 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat Tangga	157
Tabel 7. 7 Hasil Perhitungan Excel Kebutuhan Tulangan Plat Bordes	158

BAB VIII. DESAIN STRUKTUR PRIMER

Tabel 8. 1 hasil perhitungan ETABS 16.2.0	130
Tabel 8. 2 tabel momen-momen yang terjadi pada balok di sepanjang bentang	181
Tabel 8. 3 Cek Nilai Vsway Dan Vu	195
Tabel 8. 4 Tabel Momen-Momen Yang Terjadi Pada Balok Di Sepanjang Bentang	209
Tabel 8. 5 Cek Nilai Vsway Dan Vu	221
Tabel 8. 6 hasil perhitungan ETABS 16.2.0	267

BAB IX. DESAIN STRUKTUR PONDASI

Tabel 9. 1 Perhitungan momen akibat gaya aksial masing-masing kolom	297
Tabel 9. 2 Perhitungan momen akibat gaya aksial masing-masing kolom	299

Tabel 9. 4 Tabel perhitungan jarak tiang ke titik berat pondasi	302
Tabel 9. 5 Perhitungan daya dukung tiang dalam kelompok....	302

BAB XI. KESIMPULAN DAN SARAN

Tabel 11. 1 Penulangan Plat Lantai	334
Tabel 11. 2 Hasil Perhitungan Tulangan Plat Tangga dan Bordes	334
Tabel 11. 3 Hasil Perhitungan Penulangan Balok Anak	335
Tabel 11. 4 Hasil Perhitungan Penulangan Balok Utama	335
Tabel 11. 5 Hasil Perhitungan Penulangan Kolom	336
Tabel 11. 6 Hasil Perhitungan Penulangan Shearwall.....	336
Tabel 11. 7 Hasil Perhitungan Penulangan Pondasi.....	336

DAFTAR GAMBAR

BAB III. METODOLOGI

Gambar 3. 1 Potongan Bangunan Rencana Desain	17
Gambar 3. 2 Potongan Bangunan Eksisting	17
Gambar 3. 3 Dimensi Bidang Plat Satu Arah	19
Gambar 3. 4 Bidang Dimensi Plat Dua Arah	21
Gambar 3. 5 Lebar Efektif Plat Terhadap Balok	23
Gambar 3. 6 Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget	34
Gambar 3. 7 Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget	34
Gambar 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik	42
Gambar 3. 9 Diagram Maksimum Gaya Geser Pada Balok	50
Gambar 3. 10 Gaya Aksial, Geser, dan Momen yang terjadi pada Kolom	58
Gambar 3. 11 Diagram Geser pada Kolom	59
Gambar 3. 12 Efisiensi kelompok tiang pancang	68
Gambar 3. 13 Penulangan Pondasi Raft	77

BAB VI. ANALISA PERMODELAN

Gambar 6. 1 Permodelan Struktur SRPMK pada ETABS 2016	105
Gambar 6. 2 Input Mass Source pada ETABS 2016	106
Gambar 6. 3 Input untuk Analisa Modal di ETABS 2016	107
Gambar 6. 4 Input Faktor Skala Gaya pada Arah X	108
Gambar 6. 5 Input Faktor Skala Gaya pada Arah X	109
Gambar 6. 6 Permodelan Struktur Dual Sistem pada ETABS (Extrude Frame)	113

Gambar 6. 7 Permodelan Struktur Dual Sistem pada ETABS (Extrude Shell)	114
Gambar 6. 8 Denah ETABS.....	115
Gambar 6. 9 Input Faktor Skala Gaya Pada Arah X	116
Gambar 6. 10 Menginput faktor pengali pada ETABS 16.2.0.....	124
Gambar 6. 11 Menginput Faktor Pengali Pada ETABS 16.2.0.....	125
Gambar 6. 12 Permodelan SW.....	129
Gambar 6. 13 Penentuan Simpangan Antar Lantai (SNI 03-1726-2012 gambar 5)	134

BAB VIII. DESAIN STRUKTUR PRIMER

Gambar 8. 1 Portal Pada Bidang X-Z @ Y=3,5 M	177
Gambar 8. 2 Portal Pada Bidang Y-Z @ X =32 M	178
Gambar 8. 3 Balok Yang Ditinjau Dalam Perhitungan	179
Gambar 8. 4 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Balok.....	180
Gambar 8. 5 Gaya Torsi Yang Terjadi Pada Balok	180
Gambar 8. 6 Gaya Geser Yang Terjadi Pada Balok	180
Gambar 8. 7 Momen M3 Yang Terjadi Pada Balok.....	181
Gambar 8. 8 Diagram Gaya Geser Kombinasi Pemebebanan Gravitasi 1,2D+1,6L Pada Balok Yang Ditinjau	193
Gambar 8. 9 Output ETABS 16.2.0 Diagram Torsi Yang Terjadi Pada Balok	200
Gambar 8. 10 Detail Tulangan untuk Penyaluran Kait Standar	206
Gambar 8. 11 Balok Yang Ditinjau Dalam Perhitungan	207
Gambar 8. 12 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Balok	208
Gambar 8. 13 Gaya Torsi Yang Terjadi Pada Balok.....	208
Gambar 8. 14 Gaya Geser Yang Terjadi Pada Balok	208
Gambar 8. 15 Momen M3 Yang Terjadi Pada Balok.....	209

Gambar 8. 16 Diagram Gaya Geser Kombinasi Pemebebanan Gravitasi 1,2D+1,6L Pada Balok Yang Ditinjau	220
Gambar 8. 17 Output ETABS 16.2.0 Diagram Torsi Yang Terjadi Pada Balok.....	226
Gambar 8. 18 Detail Tulangan untuk Penyaluran Kait Standar	232
Gambar 8. 19 Portal Yang Ditinjau Untuk Analisa Struktur Kolom	233
Gambar 8. 20 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau (Bawah).....	234
Gambar 8. 21 Gaya My Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau	235
Gambar 8. 22 Gaya Mx Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau	235
Gambar 8. 23 Gaya Geser Pada Kolom Yang Ditinjau	236
Gambar 8. 24 Diagram Interaksi P-M Pada Program Pca Column	237
Gambar 8. 25 Konfigurasi Penulangan Kolom Pada Program Pca Column.....	238
Gambar 8. 26 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Atas ..	241
Gambar 8. 27 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah	241
Gambar 8. 28 Portal Yang Ditinjau Untuk Analisa Struktur Kolom	249
Gambar 8. 29 Diagram Interaksi P-M Pada Program Pca Column	251
Gambar 8. 30 Konfigurasi Penulangan Kolom Pada Program Pca Column.....	252
Gambar 8. 31 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Atas ..	255
Gambar 8. 32 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah	255

Gambar 8. 33 Hubungan Balok Dan Kolom Yang Ditinjau Dalam Perhitungan	263
Gambar 8. 34 Denah Lokasi Shearwall Yang Ditinjau	266
Gambar 8. 35 Diagram Interaksi P-M Pada Dinding Struktural	272
Gambar 8. 36 Hasil Control Point dari Program Pca Column	274

BAB IX. DESAIN STRUKTUR PONDASI

Gambar 9. 1 Gaya yang Terjadi pada Poer dan Pancang	284
Gambar 9. 2 bidang kritis geser satu arah akibat kolom.....	287
Gambar 9. 3 Bidang Kritis Geser Dua Arah	288
Gambar 9. 4 Gaya pada poer.....	291
Gambar 9. 5 Gaya pada poer.....	292
Gambar 9. 6 bidang kritis geser satu arah akibat kolom.....	304
Gambar 9. 7 Bidang Kritis Geser Dua Arah	305
Gambar 9. 8 Gaya pada poer.....	308
Gambar 9. 9 Gaya pada poer.....	310

BAB X. METODE PELAKSANAAN

Gambar 10. 1 Diagram Alir Metode Pelaksanaan Tiang Pancang	313
Gambar 10. 2 Pekerjaan Pembersihan.....	314
Gambar 10. 3 Pekerjaan Urugan Dan Pemadatan Tanah.....	315
Gambar 10. 4 Penempatan Stockyard	316
Gambar 10. 5 Pengangkatan Tiang Pancang Dua Titik Angkat	317
Gambar 10. 6 Galian Tanah	317
Gambar 10. 7 Dewatering Menggunakan Metode Open Pump	318

Gambar 10. 8 Pengangkatan Tiang Pancang Satu Titik Angkat	319
Gambar 10. 9 Proses Pemancangan Menggunakan Single-Acting Diesel Hammer	320
Gambar 10. 10 Pengelasan Plat Sambung Pada Tiang Pancang	321
Gambar 10. 11 Pemotongan Tiang Pancang	322
Gambar 10. 12 Diagram Alir Metode Pelaksanaan Pilecap	324
Gambar 10. 13 Pembuatan Lantai Kerja Pilecap.....	325
Gambar 10. 14 pemasangan bekisting pilecap	325
Gambar 10. 15 Pemasangan Tulangan Pilecap	326
Gambar 10. 16 pengecoran pilecap	327

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara yang rawan terjadi gempa bumi. Terdapat dua penyebab utamanya, yaitu karena Indonesia terletak di jalur Ring of Fire kawasan Pasifik dan menjadi pusat pertemuan beberapa lempeng bumi seperti lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, dan lempeng Pasifik. Letak Indonesia yang berada di jalur Ring of Fire menyebabkan sering terjadinya aktivitas gunung berapi yang mengakibatkan terjadi gempa vulkanik. Sedangkan letak Indonesia yang dikelilingi oleh lempengan – lempengan bumi mengakibatkan terjadinya gempa tektonik akibat pergeseran lempeng-lempeng tersebut. Sedangkan saat ini pembangunan di bidang infrastruktur Teknik sipil semakin meningkat. Oleh karena itu, dibutuhkan perencanaan gedung yang tahan gempa, agar tidak menimbulkan banyak harta dan korban jiwa.

Bangunan yang ditinjau merupakan Gedung Pasca Sarjana UMM yang akan didesain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser (*Shear wall*). Bangunan ini memiliki 10 lantai yang akan dimodifikasi menjadi 12 lantai yang nantinya akan difungsikan menjadi ruang kelas perkuliahan dan kantor dosen sebagai syarat batas jumlah lantai untuk penyusunan Tugas Akhir untuk strata Diploma 4. Kelas situs tanah pada bangunan ini ialah SC (Tanah Keras). Gedung ini termasuk kategori resiko IV karena termasuk gedung fasilitas pendidikan. Menurut Puskim Dinas PU, letak gedung yang berlokasi di Universitas

Muhammadiyah Malang ini memiliki nilai spektral percepatan $S_s = 0,77$ dan $S_1 = 0,328$ dan kategori desain D.

Pada Tugas Akhir Terapan ini perancangan dilakukan pada bangunan gedung perkuliahan di Malang yang sebelumnya menggunakan SRPMK, kemudian didesain ulang menggunakan Sistem Ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser (*shear wall*). Bangunan ini direncanakan memiliki lantai berjumlah 10 lantai. Desain struktur yang dilakukan ialah melakukan perhitungan dengan persyaratan struktur sistem rangka terlebih dahulu, kemudian jika tidak memenuhi persyaratan, maka struktur akan didesain menggunakan persyaratan sistem ganda yang tahan gempa dengan merencanakan bangunan gedung berada pada wilayah kategori Desain Seismik D.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan pokok yang terkait dengan perancangan modifikasi struktur gedung perkuliahan di Malang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser adalah:

1. Bagaimana merencanakan elemen struktur yang mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban mati, beban hidup, dan beban gempa?
2. Bagaimana merencanakan dimensi elemen-elemen struktur, antara lain: plat, tangga, kolom, balok, dan hubungan balok-kolom, dan dinding geser sesuai

- dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung?
3. Bagaimana mendesain dan metode pelaksanaan untuk pekerjaan pondasi Pile-Raft?
 4. Bagaimana menggambar hasil perencanaan menjadi bentuk gambar kerja dengan program bantu AutoCAD?

1.3 Batasan Masalah

Ruang lingkup pembahasan Tugas Akhir ini dibatasi pada:

1. Analisa model struktur gedung beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser (*shearwall*).
2. Perencanaan bangunan atas meliputi:
 - a. Struktur utama : balok, kolom, hubungan balok-kolom
 - b. Struktur sekunder : tangga dan plat lantai
3. Perencanaan bangunan bawah meliputi: sloof (*tie beam*), pondasi raft, dan bored pile
4. Perhitungan hanya dilakukan 2 portal yang telah dilakukan
5. Penentuan dimensi elemen struktur utama sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
6. Penentuan beban gempa dilakukan dengan metode Analisa beban respons spektrum sesuai SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung

7. Penentuan beban yang bekerja pada bangunan selain beban gempa sesuai dengan SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
8. Metode pelaksanaan yang ditinjau merupakan metode pelaksanaan hanya untuk pekerjaan pondasi raft dan bored pile
9. Tidak menghitung anggaran biaya
10. Desain ini tidak termasuk memperhitungkan sistem utilitas bangunan, perencanaan pembuatan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, finishing, dan hal yang bersifat arsitektural

1.4 Tujuan

Adapun tujuan Tugas Akhir Terapan ini adalah:

1. Merencanakan elemen struktur yang mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban mati, beban hidup, dan beban gempa
2. Merencanakan dimensi elemen struktur utama, antara lain: kolom, balok, dan hubungan balok-kolom, dan dinding geser sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
3. Merencanakan dimensi elemen struktur sekunder, antara lain: pelat dan tangga sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung

4. Membuat spesifikasi teknis dan metode pelaksanaan untuk pekerjaan pondasi rakit (*raft foundation*)
5. Menggambar hasil perencanaan menjadi bentuk gambar kerja dengan program bantu AutoCAD

1.5 Manfaat

Manfaat dari pengerjaan Tugas Akhir Terapan ini diharapkan dapat menambah kemampuan dan wawasan secara lebih detail dalam tat acara perencanaan struktur beton bertulang dengan Sistem Ganda yakni Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser, perencanaan dimensi elemen struktur dan detailing hubungan balok-kolom, serta dimensi (ketebalan) dinding geser yang sesuai dengan perhitungan peraturan beton.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam kenyataannya, peraturan gempa modern semakin kompleks seiring berkembangnya pengetahuan manusia tentang peristiwa gempa bumi dari beberapa peristiwa yang terjadi di Indonesia. Dalam perencanaan terhadap struktur yang terletak di daerah yang memiliki intensitas gempa yang tinggi perlu dipertimbangkan adanya gaya lateral yang bekerja terhadap struktur.

Aturan detailing diatur dalam SNI 03-2847-2013 dimana detailing dibedakan berdasarkan Kategori Desain Seismik (KDS) yang dikenakan pada struktur bangunan. Menurut SNI 03-1726-2012, bangunan dibagi menjadi beberapa kategori dimana bangunan dengan resiko seismik rendah dikategorikan sebagai KDS A dan B, untuk bangunan dengan resiko seismic menengah dikategorikan sebagai KDS C, dan untuk bangunan dengan resiko seismic tinggi dikategorikan sebagai KDS D, E, dan F.

2.2 Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem ganda (*dual system*) merupakan salah satu jenis struktur yang baik sebagai sistem struktur yang tahan gempa.

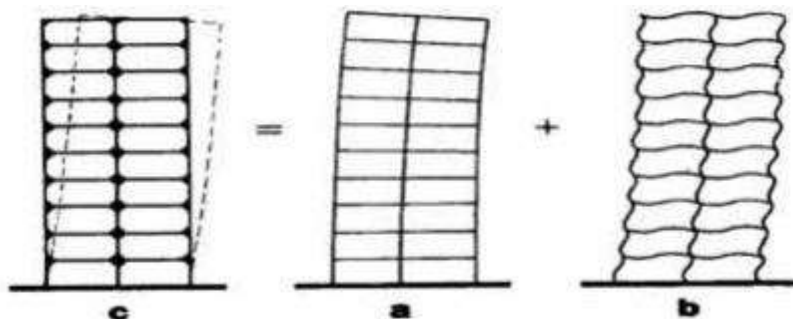
Sistem ganda digunakan pada perencanaan gedung tingkat tinggi di daerah atau zona gempa menengah hingga tinggi. Semakin tinggi suatu gedung, sistem rangka pemikul momen saja tidak cukup untuk menahan gaya lateral gempa pada balok dan kolom. Oleh karena itu, untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap gaya lateral, digunakan sistem struktur yang mengombinasikan sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser (*shearwall*), atau yang biasa disebut dengan *Dual System*.

Kerja sama antara sistem rangka penahan momen dengan dinding geser akan menghasilkan suatu keadaan khusus, dimana dua struktur yang berbeda sifat dan perilakunya digabungkan dan menghasilkan struktur yang lebih ekonomis dan kuat. Menurut SNI 1726-2012 pasal 3.49, sistem ganda merupakan sistem struktur yang merupakan gabungan rangka pemikul momen sekurang-kurangnya mampu menahan 25% dari gaya lateral dan sisanya ditahan oleh dinding geser (*shearwall*). Sesuai dengan SNI 1726 2012 pada tabel 9, ditentukan bahwa nilai faktor modifikasi respon (R) untuk SRPMK dan dinding geser khusus adalah 7.

Sistem ganda (*dual system*), memiliki 3 ciri utama. Pertama, terdapat rangka pemikul momen (SRPM) sebagai sistem struktur yang menahan gaya gravitasi. Kedua, sesuai SNI 1726 2012 pasal 7.2.5.1 mensyaratkan bahwa pemikul beban lateral dilakukan oleh dinding geser dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus sekurang-kurangnya memikul 25% gaya lateral akibat gempa. Ketiga, dinding geser dan rangka pemikul momen direncanakan memikul bersama-sama seluruh beban lateral.

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem struktur ranga pemikul momen merupakan suatu sistem struktur berupa portal/rangka yang terdiri dari balok dan kolom yang bekerja secara bersama untuk menahan beban-beban yang terjadi pada bangunan. Pada dasarnya, SRPMK memiliki konsep desain "*strong column weak beam*" yang berarti keruntuhan yang diperbolehkan terjadi terlebih dahulu terjadi pada balok, kemudian kolom.



Gambar 2. 1 Simpangan Yang Terjadi Pada Struktur

Sesuai dengan namanya, elemen struktur balok dan kolom didesain untuk memikul momen yang terjadi. Hubungan balok-kolom juga perlu dirancang khusus karena join tersebut juga merupakan elemen struktur yang menerima gaya setelah balok.

Struktur rangka pemikul momen dibagi menjadi tiga kelompok antara lain:

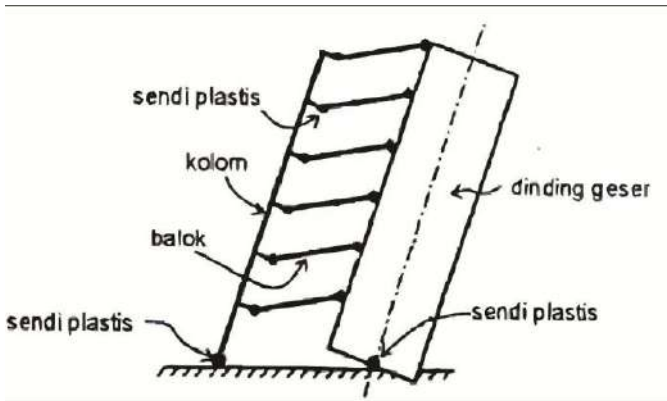
1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.4 Struktur Dinding Geser (*Shearwall*)

Sistem dinding geser atau dinding struktur merupakan struktur yang mengandalkan kekuatan dinding struktur dinding beton yang mampu menahan gaya aksial, geser, dan momen. Dinding struktur memiliki sifat hamper sama dengan kolom dengan perbandingan panjang dan lebar yang lebih besar pada dinding. Struktur bangunan dengan dinding geser merupakan salah satu konsep penyelesaian masalah gempa dalam suatu struktur gedung. Dinding geser merupakan suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan dari gaya geser) dengan terbentuknya sendi plastis pada kaki dinding geser, dimana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan tegangan. Sehingga dinding geser dapat didefinisikan sebagai suatu elemen struktur yang berfungsi untuk menahan gaya geser akibat gaya gempa, sehingga terjadi keruntuhan akibat momen lentur yang ditandai dengan sendi plastis di kaki dinding geser.

Pemasangan dinding geser juga harus direncanakan simetris, agar tidak terjadi gerakan mode rotasi pada mode-mode atau gerakan alami suatu struktur akibat gempa. Mode rotasi dapat membahayakan kekuatan struktur gedung, karena adanya torsi yang cukup besar.

Hal yang perlu diperhatikan juga ialah dinding geser tidak boleh runtuh akibat gaya geser sesuai fungsinya sebagai penahan gaya lateral gempa. Dinding geser hanya boleh runtuh akibat terbentuknya sendi plastis di bagian dasar.



Gambar 2. 2 Mekanisme Keruntuhan Dinding Geser Akibat adanya Sendi Plastis

Dinding geser dikategorikan menjadi 3 jenis berdasarkan geometrinya, yaitu:

1. *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w > 2$ dan desainnya di kontrol dengan perilaku lentur dinding
2. *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w < 2$ dan desainnya dikontrol oleh perilaku geser.
3. *Coupled shear wall* (dinding berangkai), yaitu keadaan dimana momen guling yang terjadi akibat gaya gempa ditahan oleh sepasang dinding geser yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.

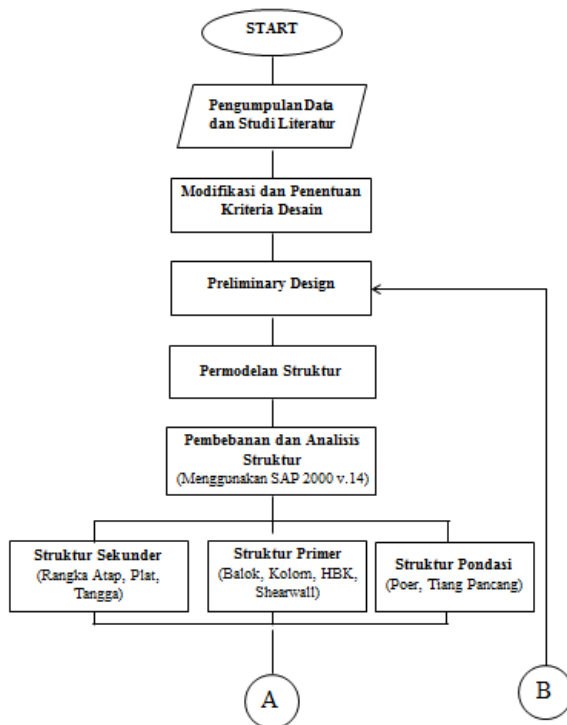
Dinding geser yang umum digunakan ialah dinding geser kantilever dan dinding geser berangkai. Berdasarkan SNI 2847 2013 dinding geser beton bertulang kantilever adalah suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana. Dinding geser kantilever ini termasuk dalam *flexural wall* dimana rasio antara tinggi dan panjang dinding geser tidak boleh kurang dari dua dan dimensi panjangnya tidak boleh kurang dari 1,5 m (Imran, Iswandi 2014).

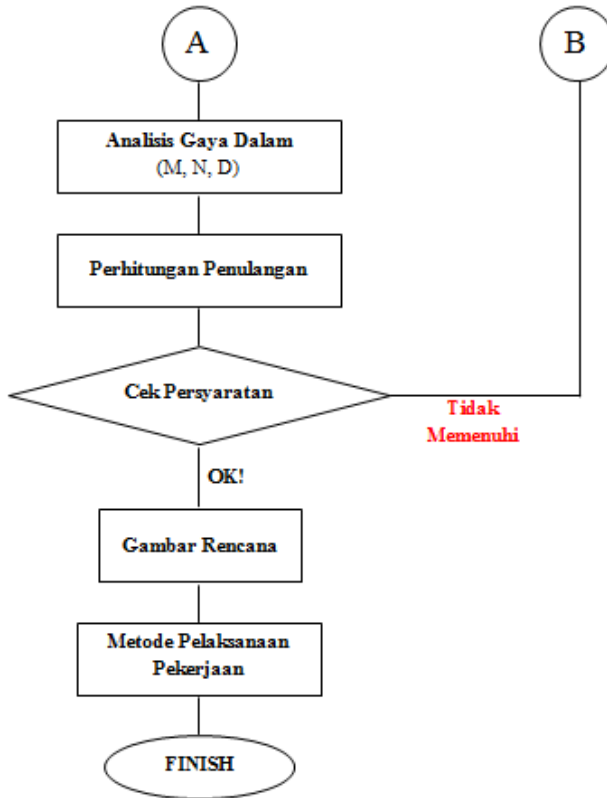
Rasio penulangan vertikal dan horizontal minimum pada dinding struktural ditetapkan sebesar 0,0025. Spasi tulangan dibatasi maksimum 450 mm

BAB III

METODOLOGI

Berikut ini merupakan langkah-langkah dalam Desain Struktur Bangunan Gedung:





3.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan dan pencarian data untuk keperluan desain gedung, meliputi:

1. Gambar arsitektur dan gambar struktur bangunan sebagaimana terlampir
2. Data tanah untuk perencanaan sebagaimana terlampir

3.2 Studi Literatur

Mempelajari literature yang berkaitan dengan perancangan dan peraturan – peraturan yang dipakai pada perencanaan struktur gedung, antara lain:

1. Badan Standardisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
2. Badan Standardisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012)
3. Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013).
4. Iswandi Imran dan Fajar Hendrik. 2014. Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang. Bandung: ITB

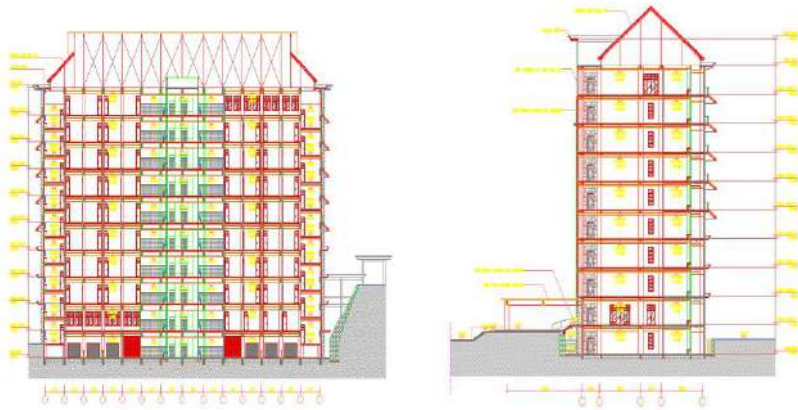
3.3 Modifikasi dan Penentuan Kriteria Desain

3.3.1 Modifikasi Struktur

Pada gedung Fakultas Ilmu Administrasi Universitas Brawijaya akan di modifikasi sebagai berikut:

Tabel 3. 1 Perbandingan Kondisi Eksisting dan Modifikasi

Eksisting	Perubahan untuk Keperluan Tugas Akhir
Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Shearwall
Bangunan berjumlah 10 lantai	Bangunan berjumlah 12 lantai
Jenis atap rangka baja	Jenis atap pelat beton
Tinggi Bangunan 40 m	Tinggi bangunan 48 m
Pondasi pile cap (footing) dan bored pile	Pondasi raft (Mat Foundation) dan pile cap
Lokasi di Malang	Lokasi di Surabaya



Gambar 3. 2 Potongan Bangunan Eksisting



Gambar 3. 1 Potongan Bangunan Rencana Desain

3.3.2 Penentuan Kriteria Desain

Modifikasi gedung ini berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, dengan data sebagai berikut:

Tipe bangunan : fasilitas pendidikan (kategori resiko IV)
Klasifikasi situs tanah : SE (tanah lunak)
Kategori desain seismik : D

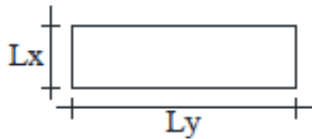
Untuk itu sistem harus didesain menggunakan penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan detailing khusus atau memiliki tingkat daktilitas penuh, sehingga gedung Fakultas Ilmu Administrasi Universitas Brawijaya didesain menggunakan Sistem Ganda (*dual system*) yaitu SRPMK dan shearwall.

3.4 Preliminary

3.4.1 Preliminary Ketebalan Plat

3.4.1.1 Preliminary Untuk Plat Satu-Arah (one-way slab)

Pelat satu arah terjadi apabila $L_y/L_x > 2$, dimana L_y = bentang Panjang dan L_x = bentang pendek yang digambarkan sebagai berikut:



Gambar 3. 3 Dimensi Bidang Plat Satu Arah

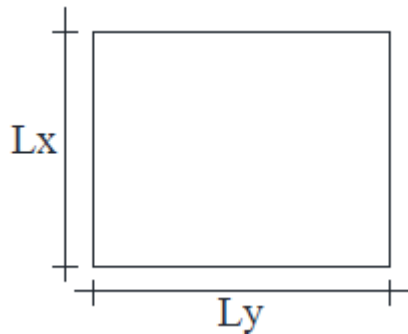
Tebal minimum pelat berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 dan tabel 9.5(a) berlaku untuk konstruksi satu arah yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar, kecuali bila perhitungan lendutan menunjukkan bahwa ketebalan yang lebih kecil dapat digunakan tanpa menimbulkan pengaruh yang merugikan.

Tabel 3. 2 Tebal Minimum Plat Satu-Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen Struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Plat massif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
<p>CATATAN: Panjang bentang dalam mm, Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasi sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), w_c antara 1440 sampai 1840 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09 Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ 				

3.4.1.2 Preliminary untuk plat dua-arah (two-way slab)

Pelat dua arah terjadi apabila $L_y/L_x < 2$, dimana $L_y =$ bentang Panjang dan $L_x =$ bentang pendek yang digambarkan sebagai berikut:



Gambar 3. 4 Bidang Dimensi Plat Dua Arah

Tebal plat minimumnya harus memenuhi ketentuan pada SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut ini:

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.3 (2)
- Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2,0$ maka nilai h tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \dots\dots\dots (III.1)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- c. Untuk $\alpha_m > 2,0$ maka ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (III.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

- d. Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_f tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan SNI 03-2847-2013 Pers. 9-12 atau Pers. 9-13 harus dinaikkan paling tidak 10 persen pada panel tepi yang tidak menerus

Untuk itu nilai α_m didapatkan dari rumus berikut:

$$\alpha = \frac{E_{balok} \cdot I_{balok}}{E_{plat} \cdot I_{plat}} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$\beta = \frac{l_n}{S_n} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \dots\dots\dots (III.5)$$

$$I_{plat} = l_y \times \frac{(h_f)^3}{12} \dots\dots\dots (III.6)$$

Dimana nilai K adalah:

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w}\right) + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)} \quad \text{.....(III.7)}$$

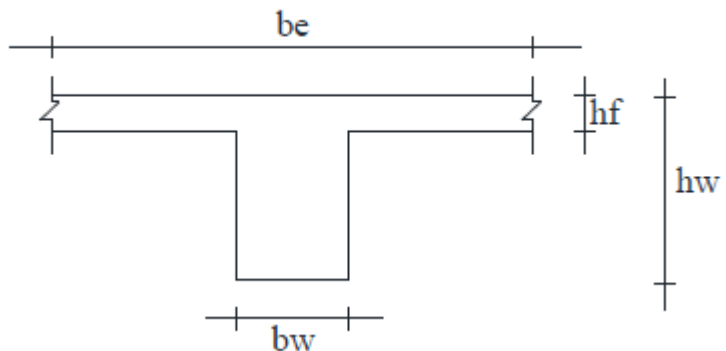
Untuk mencari lebar flens pada balok tengah sesuai dengan SNI adalah sebagai berikut:

Nilai b_e (lebar efektif pelat beton)

$$b_e = b_w + 2(h_w - h_f) \quad \text{.....(III.8)}$$

$$b_e = b_w + 8h_f \quad \text{.....(III.9)}$$

Dari kedua persamaan diatas, diambil nilai yang terkecil



Gambar 3. 5 Lebar Efektif Plat Terhadap Balok

Keterangan:

α_m = nilai rata – rata dari α untuk sebuah balok pada tepi semua panel

α = rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur dari plat

l_n = Panjang bentang bersih pada arah memanjang dari konstruksi dua arah, yang diukur dari muka ke muka tumpuan pada plat tanpa balok

S_n = Panjang bentang bersih pada arah melintang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada plat tanpa balok

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah melintang dari pelat

b_e = lebar efektif pelat

b_w = lebar balok

h_f = tinggi plat

h_w = tinggi balok

3.4.1.2 Preliminary Tangga

Dalam merencanakan dimensi anak tangga dan bordes, digunakan persyaratan sebagai berikut:

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

Keterangan:

t = tahanan dengan $t \leq 25 \text{ cm}$

i = injakan dengan $25 \text{ cm} \leq i \leq 40 \text{ cm}$

Dalam perencanaan tangga, sudut maksimal tangga adalah 40°

3.4.1.1 Preliminary Dimensi Balok

Untuk menentukan dimensi tinggi balok, berdasarkan SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a) sebagaimana berikut ini:

Tabel 3. 3 Tebal Minimum Balok Bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen Struktur	Tebal minimum, h			Kanti lever
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Plat massif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm,				

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasi sebagai berikut:

- a. Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c antara 1440 sampai 1840 kg/m^3 , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65-0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09
- b. Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$

Selain itu, untuk syarat pelindung beton (selimut beton) ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.7.1, sebagaimana berikut ini:

Tabel 3. 4 Syarat Pelindung Beton

Keterangan	Tebal Selimut Minimum (mm)
a. Beton yang di cor diatas dan selalu berhubungan dengan tanah	75
b. Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: Batang D-19 hingga D-57	50
Batang D-16, kawat M-16 ulir atau polos dan yang lebih kecil	40
c. Beton yang tidak berhubungan dengan tanah:	
<u>Untuk plat, dinding, balok usuk:</u> Batang D-44 dan D-57	40
Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
<u>Balok, kolom:</u>	40

Tulangan utama, pengikat, Sengkang, spiral	20
<u>Komponen struktur cangkang, plat lipat:</u>	13
Batang D-19 dan yang lebih besar	
Batang D-16, kawat M-16 ulir atau polos dan yang lebih kecil	

3.4.1.2 Preliminary Dimensi Kolom

Untuk membuat sifat struktur menjadi “*strong column, weak beam*”, maka untuk preliminary dimensi kolom adalah sebagai berikut:

$$\frac{h_{kolom}}{I_{kolom}} \geq \frac{h_{balok}}{I_{balok}} \dots\dots\dots(III.11)$$

Keterangan:

- h_{kolom} = tinggi bersih kolom
- h_{balok} = tinggi bersih balok
- I_{kolom} = Inersia kolom ($1/12 b h^2$)
- I_{balok} = Inersia balok ($1/12 b h^2$)

3.5 Perhitungan Pembebanan

3.5.1 Beban Mati

Menurut SNI 03-1727-2013, beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan

struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

3.5.2 Beban Hidup

Menurut SNI 03-1727-2013, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

3.5.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan negatif ini dinyatakan dalam satuan gaya per luas bidang.

3.5.4 Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban yang bekerja pada struktur yang diakibatkan oleh gerakan tanah yang merupakan akibat dari gempa bumi (baik gempa tektonik atau vulkanik) yang akan mempengaruhi struktur tersebut.

3.5.4.1 Gempa Rencana

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, pengaruh gempa rencana yang direncanakan ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

3.5.4.2 Kategori Resiko Bangunan

Kategori Resiko Bangunan gedung dibedakan sesuai dengan fungsi dari bangunan tersebut. Banyak faktor yang mempengaruhi dari tingkat kategori resiko bangunan seperti: tingkat resiko terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, potensi menyebabkan dampak ekonomi dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat apabila terjadi kegagalan, serta keharusan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 tabel 1.

Tabel 3. 5 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pendidikan, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,II,III,IV, termasuk, tidak dibatasi untuk antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan 	II

<ul style="list-style-type: none"> - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - fasilitas penitipan anak - penjara - bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam resiko IV,</p>	III

<p>yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak yang mengandung bahan berbahaya atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental 	IV

<ul style="list-style-type: none">– Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan– Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat– Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya– Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat– Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat– Struktur tambahan (termasuk Menara telekomunikasi, tangkai penyimpanan bahan bakar, Menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air, pemadam kebakaran, atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat	
---	--

Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV	
---	--

3.5.4.3 Faktor Keutamaan Gempa

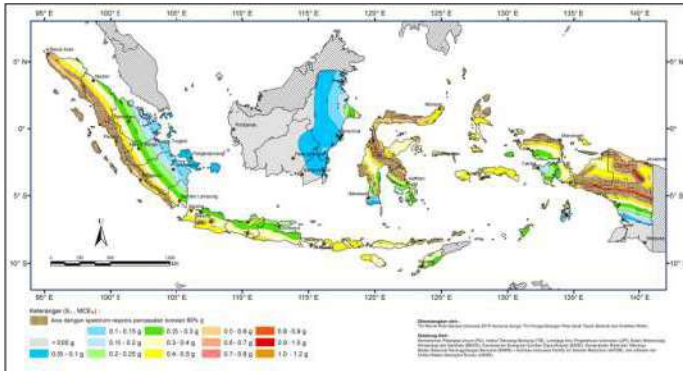
Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai dengan SNI 03-1726-2012 tabel 2, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I_e).

3.5.4.4 Wilayah Gempa dan Struktur Respons

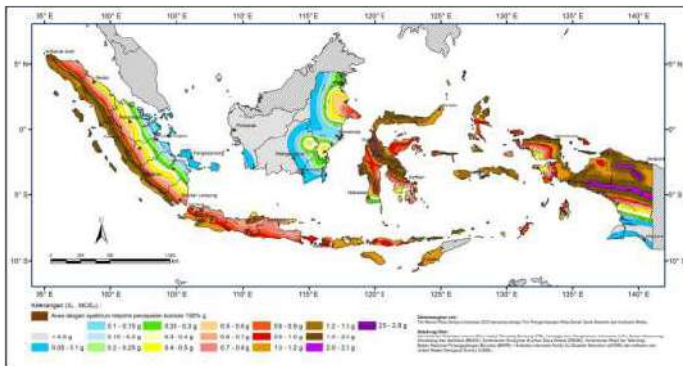
1. Parameter Percepatan Terpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic dengan kemungkinan persen terlampaui dalam 50 tahun (SNI 03-1726-2012 gambar 9 dan gambar 10).

Dalam perancangan bangunan gedung perkuliahan Malang ini, berdasarkan peta gempa di Indonesia yang terdapat pada SNI 03-1726-2012 gambar 9 dan gambar 10. Pada peta-peta tersebut, terdapat berbagai macam warna yang dimana setiap warna tersebut nantinya memiliki nilai S_s dan S_1 yang berbeda-beda sesuai daerah yang ditinjau.



Gambar 3. 7 Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget



Gambar 3. 6 Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget

2. Klasifikasi Situs

Setelah menemukan titik yang sesuai berdasarkan daerah yang ditinjau (Surabaya), maka langkah selanjutnya adalah mengklarifikasi situs, dimana klasifikasi kelas situs tersebut terbagi menjadi: SA, SB, SC, SD, SR, dan SF. Kelas situs nantinya untuk mengklasifikasikan suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Nantinya profil tanah di situs harus di klasifikasikan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 5.3 dan tabel 3, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas.

Tabel 3. 6 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{oh}	S_u (KPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w > 40\%$ 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan)	Setiap profil tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:		

investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	<ul style="list-style-type: none"> ● Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah ● Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) ● Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 7,5$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa
--	--

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

Percepatan respons spektrum MCE untuk periode singkat (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) dihitung berdasarkan SNI 03-1726-2012 pers. 5 dan pers. 6 yakni sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots(III.12)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots(III.13)$$

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 detik

Untuk koefKoefisien situs F_a dan F_v mengikuti SNI 03-1726-2012 Pasal 6.2 Tabel 4 dan Tabel 5.

Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan pada periode pendek, $T=0.2$ detik (S_s)				
	<0.25	0.5	0.75	1	>1.25
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- a. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = Situs memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat SNI 03-1726-2012 Pasal 6.10.

Tabel 3. 8 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan pada periode 1 detik, $T=1$ detik (S_1)				
	<1	0.2	0.3	0.4	>0.5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS^b				

CATATAN:

- a. Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat SNI 03-1726-2012 Pasal 6.10.1

4. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode singkat (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dihitung sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.3 Pers.7 dan Pers.8, yakni sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \dots\dots\dots (III.15)$$

5. Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori desain seismik dari struktur yang ditinjau diambil berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5 Tabel 6, dimana diambil berdasarkan nilai S_{DS} dan kategori risiko bangunan yang ditinjau.

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai SDS	Kategori Risiko			
	I	II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A	A
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	B	B	B	C
$0.33 < S_{DS} < 0.5$	C	C	C	D
$0.5 < S_{DS}$	D	D	D	D

Selain itu, nilai S_{D1} dan kategori resiko juga dipertimbangkan

Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko			
	I	II	III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A	A	A
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	B	B	B	C
$0.133 < S_{D1} < 0.2$	C	C	C	D
$0.2 < S_{D1}$	D	D	D	D

6. Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu SNI 03-1726-2012 Gambar 1 dan mengikuti ketentuan berikut:

Untuk periode lebih kecil dari T_0 spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

Untuk perioda 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}

Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan

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

Keterangan:

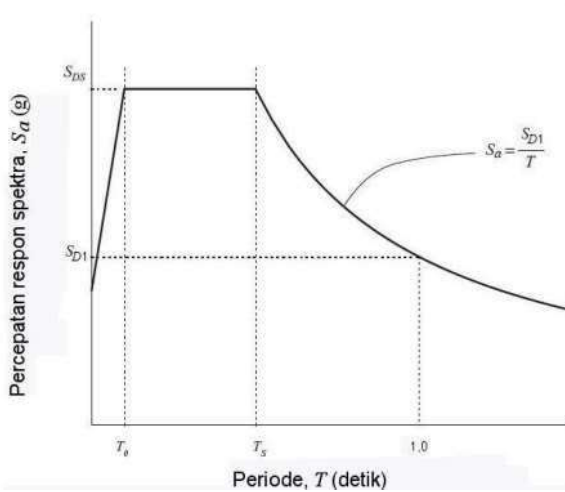
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

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

T = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$



Gambar 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

3.6 Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sesuai SNI 03-1726-2012 Pasal 4.2.2 sebagai berikut:

1,4D

1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r atau R)

1,2D + 1,6 (L_r atau R) + (L atau 0,5W)

1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau R)

1,2D + 1,0E + L

$$0,9D + 1,0W$$

$$0,9D + 1,0E$$

3.7 Analisa Gaya Dalam

3.7.1 Analisa Gaya Dalam Plat

Untuk mengetahui plat tanpa balok tepi, plat dengan balok tepi fleksibel ataupun plat dengan balok tepi kaku dapat dilihat besarnya nilai rata-rata rasio kekuatan plat dengan balok (α_m) sesuai dengan buku Desain Beton Bertulang (Chua-Kia Wang dan Charles G.Salmon,1992) dan perhitungan momen yang terjadi pada plat berdasarkan pada tabel 13.3.1 dan 13.3.2 pada Peraturan Beton Bertulang Indonesia tahun 1971.

3.7.2 Analisa Gaya Dalam Balok

Untuk membantu dalam perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok, penulis menggunakan program bantu yakni SAP 2000 v.15

3.7.3 Analisa Gaya Dalam Kolom

Untuk membantu dalam perhitungan gaya dalam yang terjadi pada kolom, penulis menggunakan program bantu yakni PCACOL 4.5.

3.8 Perhitungan Struktur

3.8.1 Penulangan Plat

- a. Rasio kekakuan balok terhadap plat diatur pada SNI 03-2847-2013, Pasal 13.3.6:

$$\alpha = \frac{E_{C_{balok}} \cdot I_{balok}}{E_{C_{plat}} \cdot I_{plat}} > 1$$

Keterangan:

$E_{C_{balok}}$ = modulus elastisitas beton untuk balok

$E_{C_{plat}}$ = modulus elastisitas beton untuk plat

I_{balok} = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

I_{plat} = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto plat

- b. Rasio penulangan plat

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (III.19)$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.5.1)

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (III.20)$$

(SNI 03-2847-2013 Lampiran B.8.4.2)

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\max} \dots\dots\dots (III.21)$$

(SNI 03-2857-2013 Lampiran B.10.3.3)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \dots\dots\dots (III.22)$$

(Desain Beton Bertulang hal 55 Pers. 3.8.4.a)

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots \dots \dots (III.23)$$

(Desain Beton Bertulang hal. 55 Pers. 3.8.4.a)

Jika $\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka ρ_{perlu} dinaikkan 30%, sehingga:

$$\rho_{pakai} = 1,3 \times \rho_{perlu}$$

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d \dots \dots \dots (III.24)$$

3.8.2 Penulangan Tangga

Penulangan pada plat anak tangga dan plat bordes menggunakan perhitungan sesuai prinsip perencanaan plat yang telah dibahas sebelumnya.

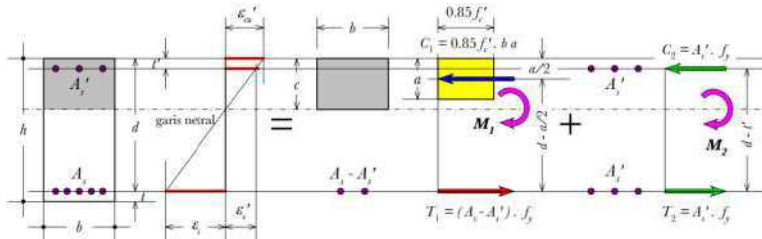
3.8.3 Penulangan Balok

1. Perhitungan Tulangan Lentur dengan Tulangan Rangkap

Lentur rangkap merupakan salah satu metoda atau cara perencanaan tulangan lentur yang mana kemampuan penampang untuk memikul lentur merupakan kombinasi dari tulangan tarik (A_s) dan tulangan tekan (A_s').

Adapun langkah pengerjaannya dapat dilakukan dengan melakukan coba-coba garis netral x sampai tulangan tarik tidak mampu lagi untuk memikul momen akibat beban diluar, sehingga diperlukan adanya tulangan tekan.

Pada gambar dibawah ini diperlihatkan diagram tegangan yang akan digunakan sebagai acuan perhitungan balok.



Gambar 0.1 Diagram Regangan-Tegangan pada Tulangan Rangkap

Pada perencanaan tulangan rangkap ini pada prinsipnya penampang beton yang tertekan dibuat sekecil mungkin dengan cara membuat posisi garis netral yang letaknya lebih mendekati pada tulangan tekan (A_s') dengan tetap memperhatikan komponen tulangan tarik (A_s) dan tulangan tekan (A_s').

Adapun langkah-langkah perancangan tulangan rangkap ialah sebagai berikut:

- Tentukan momen tumpuan dan lapangan pada balok yang dapat dari output program bantu SAP 2000 v.15
- Diberikan nilai f_c' , f_y , diameter tulangan lentur (asumsi awal), dan momen ultimate
- Ambil suatu harga X , dimana $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

- Ambil nilai A_{sc} berdasarkan X rencana,

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c' \cdot X}{f_y} \dots\dots\dots (III.25)$$

e. Menghitung A_{sc} berdasarkan X rencana:

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot x}{f_y} \dots\dots\dots (III.26)$$

f. Menghitung M_n (SNI 03-2847-2013 Pasal 22.5.1)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (III.27)$$

g. Menghitung $M_n - M_{nc}$

Apabila: $M_n - M_{nc} > 0$ Perlu tulangan → tekan
 $M_n - M_{nc} < 0$ Tidak perlu → tulangan tekan

h. Tulangan tekan

● Apabila perlu tulangan tekan maka:

$$C_s' = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{d - d''} \dots\dots\dots (III.28)$$

● Apabila tidak perlu tulangan tekan, maka digunakan tulangan tekan praktis

i. Kontrol tulangan tekan leleh

$$f_s' = \left(1 - \frac{d''}{x}\right) \cdot 600 \geq f_y \rightarrow \text{sudah leleh}$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d''}{x}\right) \cdot 600 \leq f_y \rightarrow \text{belum leleh}$$

- j. Menghitung tulangan tekan perlu dan tulangan tarik tambahan

$$A_{ss}' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 \cdot f_c'}$$

$$A_{sc} = \frac{T_2}{f_y}$$

- k. Tulangan perlu

$$A_s = A_{sc} + A_{ss}$$

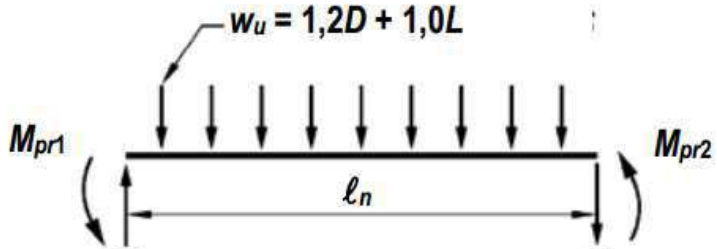
$$A_s' = A_{ss}'$$

2. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimumnya (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Langkah-langkah perencanaan tulangan geser balok adalah sebagai berikut:

- a. Diberikan nilai f_c' , f_y , diameter sengkang, dan V_g

- b. Hitung momen tumpuan:



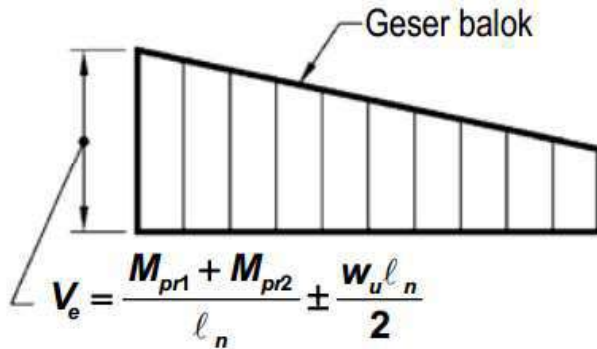
Gambar 0.2 Probable Momen Capacity dan Gaya Geser pada Balok

- Momen tumpuan kiri

$$M_{pr1} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(\text{III.29})$$

$$\text{Dimana: } a = \frac{a_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots(\text{III.30})$$

- c. Hitung reaksi di ujung-ujung balok



Gambar 3.9 Diagram Maksimum Gaya Geser Pada Balok

$$V_e = V_{\text{gempa}} + V_g$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Dimana:

l_n = panjang bentang bersih balok

W_u = beban gravitasi (1,2D + 1,6L) yang bisa didapatkan dari program bantu SAP 2000 v.15

Nantinya, nilai dari V_e , diambil yang besar tergantung dari penjumlahan V_{gempa} dan V_g yang terjadi.

- d. Hitung kuat geser rencana

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(III.31)$$

Dimana:

$$V_c = 0 \text{ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.2)}$$

e. Pasang kebutuhan tulangan geser

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} < S_{\max} \dots\dots\dots(III.32)$$

Dimana:

A_v = Luas tulangan sengkang (mm²)

$$S_{\max} \leq \frac{1}{2} \cdot d \text{ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.3.4)}$$

3. Perhitungan Tulangan Torsi (Puntir)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1(a), pengaruh puntir pada suatu struktur non-prategang dapat diabaikan bila nilai momen puntir terfaktor T_u besarnya kurang dari:

$$T_u = \phi \times 0,083 \times \lambda \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots(III.33)$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6 adalah

$$\phi \cdot T_n \geq T_u \dots\dots\dots (III.34)$$

Nilai T_n harus dihitung:

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot f_{yt}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (III.35)$$

Dimana:

T_u = Momen puntir terfaktor pada penampang

T_n = Kuat momen puntir nominal

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang

beton

P_{cp} = keliling luar penampang beton

4. Perhitungan Panjang Penyaluran Tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2, panjang penyaluran (l_d) dinyatakan dalam diameter d_b . Nilai l_d , dinyatakan dalam diameter d_b . Nilai l_d tidak boleh kurang dari 300 mm. Untuk batang ulir atau kawat ulir, nilai l_d/d_b harus diambil sebagai berikut:

Tabel 3. 11 Panjang Penyaluran Batang Ulir dan Kawat Ulir

	Batang tulangan atau kawat ulir D-19 dan yang lebih kecil	Batang tulangan D-22 dan yang lebih besar
Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari d_b , selimut bersih tidak kurang dari d_b , dan sengkang atau pengikat sepanjang l_d tidak kurang dari minimum tata cara atau spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $2 d_b$ dan selimut bersih tidak kurang dari d_b	$\left[\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{2,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right] \cdot d_b$	$\left[\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right] \cdot d_b$
Kasus-Kasus Lain	$\left[\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{1,4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right] \cdot d_b$	$\left[\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right] \cdot d_b$

Dimana faktor-faktor yang digunakan dalam perumusan-perumusan untuk penyaluran batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.4 adalah sebagai berikut:

- Bila tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah panjang penyaluran atau sambungan, $\Psi_t = 1,3$. Untuk situasi lainnya, $\Psi_t = 1,0$.

- Untuk batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$, atau spasi bersih kurang dari $6d_b$, $\Psi_e = 1,5$. Untuk semua batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi lainnya, $\Psi_e = 1,0$

Akan tetapi, hasil $\Psi_t \cdot \Psi_e$ tidak perlu lebih besar dari 1,7

- Bila beton ringan digunakan, λ tidak boleh melebihi 0,75. Bila beton normal digunakan, $\lambda = 1,0$.

Panjang penyaluran (l_d) , untuk batang ulir yang berada dalam kondisi tekan harus dihitung dengan mengalikan panjang penyaluran dasar l_{db} . Nilai l_d tidak boleh kurang dari 200 mm.

Panjang penyaluran dasar l_{db} harus diambil sebesar yang terbesar berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3.2 yakni sebagai berikut;

$$\left(\frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) d_b$$

$$(0,043 \cdot f_y) d_b$$

5. Ketentuan-Ketentuan Perhitungan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5)

a. Persyaratan Geometri

- Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u tidak boleh melebihi $\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$, dimana A_g adalah luas penampang komponen struktur
- Bentang bersih untuk komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari $4d$
- Lebar komponen, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm

b. Persyaratan Tulangan Lentur

- Masing-masing luas tulangan atas dan bawah harus lebih besar dari luas tulangan minimum yang dipersyaratkan, yakni $\rho_{\min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$. Rasio untuk tulangan maksimum dibatasi sebesar $\rho_{\max} = 0,025$. Selain itu, pada penampang haruslah terpasang secara menerus minimum dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah.
- Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus **lebih besar** atau sama dengan **setengah** kuat lentur negatifnya. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang di sepanjang bentang harus tidak kurang dari $1/4$ kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.

- Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $d/4$ dan **100 mm**. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada:
 - Dalam joint
 - Dalam jarak $2h$ dari muka joint
 - Bila analisis menunjukkan pelebaran lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka

c. Persyaratan Tulangan Transversal

- Sengkang tertutup harus dipasang:
 - Pada daerah hingga $2h$ diukur dari muka tumpuan
 - Di sepanjang daerah $2h$ pada kedua sisi dari suatu penampang yang berpotensi membentuk sendi plastis
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari:
 - $d/4$
 - **6 kali** diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal
 - **150 mm**

3.8.4 Penulangan Kolom

1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Perhitungan tulangan lentur kolom akan dibantu dengan program PCACOL 4.5 untuk mempermudah perhitungan tulangan lentur kolom.

Untuk syarat tulangan lentur kolom, berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.2.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi yakni sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \cdot \Sigma M_{nb}$$

Dimana:

ΣM_{nc} = jumlah M_n kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom. M_n harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai M_n yang terkecil

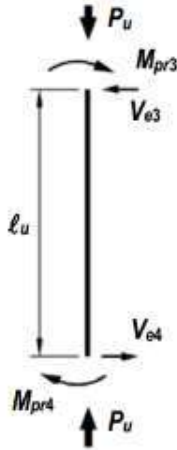
ΣM_{nb} = jumlah M_n balok yang merangka pada hubungan balok-kolom. Pada konstruksi balok T, dimana plat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan plat yang berada pada daerah lebar efektif plat harus diperhitungkan dalam menentukan M_n balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang krisis lentur.

2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

Langkah-langkah perencanaan tulangan geser kolom adalah sebagai berikut:

- a. Diberikan nilai f_c' , f_y , dan diameter sengkang
- b. Hitung momen tumpuan



Gambar 3. 10 Gaya Aksial, Geser, dan Momen yang terjadi pada Kolom

- Momen tumpuan atas (Negatif)

$$M_{pr3} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(III.36)$$

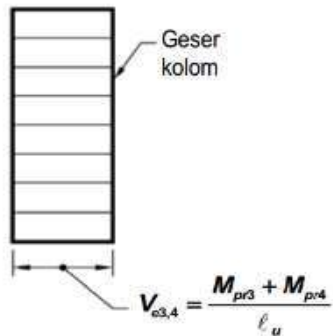
Dimana: $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \dots\dots\dots(III.37)$

- Momen tumpuan bawah (Positif)

$$M_{pr4} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Dimana: } a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

c. Hitung reaksi di ujung-ujung kolom



Gambar 3. 11 Diagram Geser pada Kolom

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

Dimana, l_u = panjang bentang bersih kolom

d. Hitung kuat geser rencana

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(III.39)$$

Dimana $V_c = 0$ apabila: (1) V_e akibat gempa lebih besar $1/2 V_u$ dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui $\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$ (SNI 03-2837-2013 Pasal 21.6.5.2).3

e. Pasang kebutuhan tulangan geser

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} < S_{\max} \dots\dots\dots(III.40)$$

Dimana:

A_v = luas tulangan sengkang (mm^2)

f. Cek penampang total tulangan sengkang persegi (A_{sh})

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.4, nilai A_{sh} diambil dari yang terkecil yakni sebagai berikut:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{oh}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots(III.41)$$

$$A_{sh} = 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \dots\dots\dots(III.42)$$

Dimana:

s = Jarak antar tulangan geser

b_c = Lebar penampang inti beton yang terkekang

A_g = Luas bersih kolom

A_{ch} = Luas penampang inti beton, dihitung dari serat terluar sengkang ke serat terluar sengkang di sisi lainnya

3. Ketentuan-ketentuan Perhitungan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6)

a. Persyaratan Geometri

- Besarnya gaya tekan aksial terfaktor P_u tidak boleh kurang dari $\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$
- Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm
- Rasio dimensi penampang terpendek dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4

b. Persyaratan Tulangan Lentur

- Rasio penulangan dibatasi minimum tidak boleh kurang 0,01 dan maksimum tidak boleh lebih dari 0,06
- Sambungan lewatan hanya diizinkan di lokasi setengah panjang elemen struktur yang berada di tengah dan direncanakan sebagai sambungan lewatan tarik serta harus diikat sesuai ketentuan tulangan transversal kolom.
- Sambungan mekanis tipe 1 (dengan kekuatan 125% kuat leleh batang tulangan yang disambung) untuk penyambungan lentur tidak boleh ditempatkan di lokasi yang berpotensi membentuk sendi plastis, kecuali sambungan mekanis tipe 2 (yaitu sambungan mekanis

dengan kekuatan yang lebih kuat dari kuat tarik batang tulangan yang disambung).

c. Persyaratan Tulangan Geser

- Sengkang harus dipasang di sepanjang l_o , dimana panjang l_o diambil terbesar dari:
 - Tinggi penampang struktur kolom pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur
 - **1/6** bentang bersih struktur kolom
 - **450 mm**
- Spasi tulangan transversal sepanjang l_o tidak lebih dari yang terkecil:
 - 1/4 dimensi minimum kolom
 - 6d dari tulangan sengkang terkecil
 - S_o menggunakan persamaan berikut:

$$S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Dimana nilai s_o diambil $100 \text{ mm} \leq s_o \leq 150 \text{ mm}$

3.8.5 Joint Balok-Kolom

1. Persyaratan Gaya dan Geometri

- Pada perencanaan hubungan balok-kolom, gaya pada tulangan lentur muka hubungan balok-kolom dapat ditentukan berdasarkan tegangan $1,25 \cdot F_y$
- Pada beton normal, dimensi kolom pada hubungan balok-kolom dalam arah sejajar tulangan balok **minimal 20 kali diameter tulangan balok longitudinal terbesar**

2. Persyaratan Tulangan Transversal

- Apabila balok-balok dengan lebar minimal **3/4 lebar kolom** merangka pada keempat sisi hubungan balok kolom maka tulangan transversal yang harus dipasang di daerah join hanyalah 1/2 dari yang dipasang dari daerah sendi plastis kolom. Spasi tulangan transversal pada kondisi ini dapat diperbesar menjadi 150 mm
- Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1, persamaan kuat geser hubungan balok-kolom dapat dihitung sebagai berikut:
 - Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka = $1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j$
 - Untuk joint yang terkekang oleh balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan = $1,2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j$
 - Untuk kasus-kasus lainnya = $1,0 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j$

Dimana:

A_j = luas bersih hubungan balok-kolom

- Lebar joint efektif tidak boleh melebihi dari yang lebih kecil:
 - Lebar balok ditambah tinggi joint
 - 2x jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom

3. Panjang Penyaluran Batang Tulangan dalam Kondisi Tarik

- Untuk ukuran batang tulangan diameter 10 mm sampai diameter 36 mm, panjang penyaluran, l_{db} , untuk batang tulangan dengan kait 90° standar pada beton normal tidak boleh kurang dari:
 - $8 \cdot D_b$
 - 150 mm
 - $$l_{db} = \frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \cdot \sqrt{f_c'}}$$
- Bila digunakan tulangan tanpa kait, untuk diameter 10 mm sampai diameter 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik minimal adalah:
 - 2,5 x panjang penyaluran dengan kait bila ketebalan pengecoran beton di bawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm

- 3,5 x panjang penyaluran dengan kait bila ketebalan pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

3.8.6 Perhitungan Shearwall

1. Persyaratan Tulangan Minimum

a. Kebutuhan Tulangan Vertikal dan Horizontal

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2, untuk tulangan transversal dan longitudinal harus minimal 2 lapis jika gaya geser terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi:

$$V_u < 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Dimana:

A_{cv} = luas penampang shearwall

b. Kebutuhan Tulangan Longitudinal dan Transversal

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.1, untuk dinding struktural, rasio tulangan longitudinal, ρ_l , dan tulangan transversal, ρ_t , minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan ialah 450 mm.

Kebutuhan tulangan dapat direduksi jika:

$$V_u \leq 0,083 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Maka ρ_l dan ρ_t dapat direduksi sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 14.3.2 dan 14.3.3 yakni:

- Rasio minimum luas tulangan vertikal, ρ_t
- 0,0012 untuk tulangan kurang dari D16 dengan f_y minimal 420 MPa

- 0,0015 untuk tulangan ulir lainnya
- 0,0012 untuk tulangan kawat las maksimum D16
- Rasio tulangan minimum luas tulangan horizontal, ρ_l
- 0,0020 untuk tulangan kurang dari D16 dengan f_y minimal 420 MPa
- 0,0025 untuk tulangan ulir lainnya
- 0,0020 untuk tulangan kawat las maksimum D16

2. Tulangan Geser Dinding

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.2, *special boundary element* jika jarak c (sumbu netral) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari nilai berikut:

$$c > \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

Dimana:

δ_u = perpindahan maksimum dinding geser pada puncak gedung dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau

c = panjang garis netral untuk gaya aksial tekan terfaktor (P_u) dan kapasitas momen nominal penampang (M_u)

3.8.7 Penulangan Pondasi

Perencanaan struktur pondasi menggunakan tiang pondasi raft dan *Tiang pancang* K300. Data tanah yang digunakan ialah

SPT. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan pondasi dalam adalah sebagai berikut:

1. Daya Dukung Tanah

a. Daya Dukung Tanah Ultimate

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 40 \cdot N \cdot A_p + \frac{N_{av} \cdot A_s}{5}$$

Keterangan:

Q_u = daya dukung tanah ultimate

Q_p = daya dukung ujung tiang

Q_s = daya dukung selimut tiang

N = nilai SPT pada ujung tiang

N_{av} = rata-rata nilai SPT sepanjang tiang

A_p = luas permukaan ujung tiang

A_s = luas selimut tiang

b. Kekuatan Izin

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$$

Keterangan:

Q_u = Daya dukung ultimate

SF = *Safety Factor* = 3

2. Tiang Pancang

a. Perhitungan jarak antar tiang

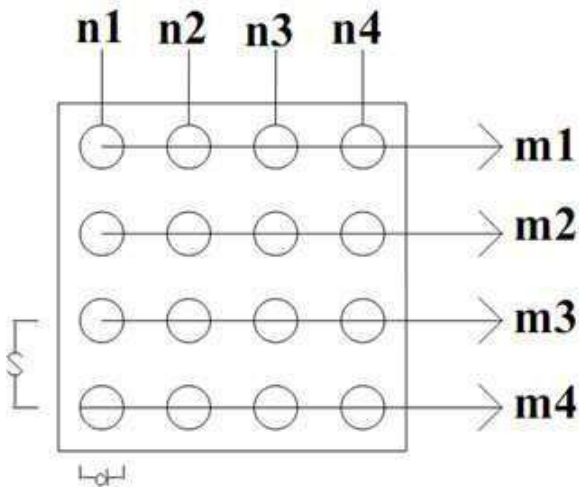
$$2,5D \leq S \leq 3D$$

b. Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer

$$1,5 D \leq S \leq 2D$$

c. Efisiensi (η)

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$



Gambar 3. 12 Efisiensi kelompok tiang pancang

Dimana:

θ = arc tan d/s , dalam derajat

m = jumlah baris tiang

- n = jumlah tiang dalam satu baris
 d = diameter tiang
 s = jarak pusat ke pusat tiang lain

d. Gaya yang dipikul tiang

$$P = \frac{\sum F}{n} + \frac{My \cdot x_{\max} \pm My \cdot y_{\max}}{\sum x^2 + \sum y^2}$$

f. Kontrol tiang pancang

$$P_{\max} \leq P_{\text{ijin}}$$

$$P_{\min} \leq P_{\text{ijin}}$$

$$P_{\max} \leq P_{\text{kelompok}}$$

3.9 Cek Persyaratan

3.9.1 Plat

1. Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013, pasal 13.3.2

Pada penampang kritis,

$$S_{\max} < 2 \times h_f$$

2. Kontrol Jarak Spasi Tulangan Susut

Luasan tulangan susut dan suhu harus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1 yakni

menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang, tetapi tidak kurang dari 0,0014.

3. Kontrol Perlu Tulangan Susut

Tulangan susut dan suhu harus dipasang sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2 dimana:

$$S_{maks} < 5 \times h_f$$

3.9.2 Balok

1. Kontrol $M_{npasang} \geq M_{nperlu}$ untuk tulangan lentur

$$M_n \geq M_u$$

2. Kontrol Penulangan Geser

a. Kondisi 1

Apabila $V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$

Maka tidak perlu tulangan geser

b. Kondisi 2

Apabila $0,5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi \cdot V$

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan:

$$V_{smin} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

Luas tulangan geser minimum: $A_{vmin} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$

$$\text{Spasi tulangan geser minimum: } s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60$$

c. Kondisi 3

$$\text{Apabila: } \phi \cdot V_c < V_u \leq (\phi \cdot V_c + \phi \cdot V_{smin})$$

Beban geser minimum dan maksimum yang dipikul oleh tulangan:

$$V_{smin} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Luas tulangan geser minimum: } A_{vmin} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

$$\text{Spasi tulangan geser minimum: } s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$$

d. Kondisi 4

$$\text{Apabila: } (\phi \cdot V_c + \phi \cdot V_{smin}) < V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Beban geser yang harus dipikul oleh tulangan:

$$\phi \cdot V_{sperlu} = V_u - \phi \cdot V_c$$

$$\text{Luas tulangan geser minimum: } A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$\text{Spasi tulangan geser maksimum: } s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$$

e. Kondisi 5

Apabila:

$$\varphi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) < V_u \leq \varphi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Beban geser yang harus dipikul oleh tulangan:

$$\varphi \cdot V_{sperlu} = V_u - \varphi \cdot V_c$$

$$\text{Luas tulangan geser minimum: } A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$\text{Spasi tulangan geser maksimum: } s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$$

3.9.3 Kolom

1. Kontrol Tulangan Lentur Kolom

Perhitungan tulangan lentur kolom akan dibantu dengan program PCACOL 4.5 untuk mempermudah perhitungan tulangan lentur kolom.

Untuk syarat tulangan lentur kolom, berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.2.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi yakni sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \cdot \Sigma M_{nb}$$

Dimana:

ΣM_{nc} = Jumlah M_n kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom. M_n harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai M_n terkecil.

ΣM_{nb} = Jumlah M_n kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom. Pada konstruksi balok T,

dimana plat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan plat yang berada pada daerah lebar efektif plat harus diperhitungkan dalam menentukan M_n balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.

3.9.4 Penulangan Poer

a. Kondisi 1

Apabila

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

Maka tidak perlu tulangan geser

b. Kondisi 2

Apabila $0,5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi \cdot V$

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan:

$$V_{s \min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

Luas tulangan geser minimum: $A_{v \min} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$

Spasi tulangan geser minimum: $s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60$

c. Kondisi 3

Apabila:

$$\phi.V_c < V_u \leq (\phi.V_c + \phi.V_{s\min})$$

Beban geser minimum dan maksimum yang dipikul oleh tulangan:

$$V_{s\min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

Luas tulangan geser minimum: $A_{v\min} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$

Spasi tulangan geser minimum: $s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$

d. Kondisi 4

Apabila:

$$(\phi.V_c + \phi.V_{s\min}) < V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Beban geser yang harus dipikul oleh tulangan:

$$\phi.V_{sperlu} = V_u - \phi.V_c$$

Luas tulangan geser minimum: $A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$

Spasi tulangan geser maksimum: $s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$

e. Kondisi 5

Apabila:

$$\varphi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) < V_u \leq \varphi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Beban geser yang harus dipikul oleh tulangan:

$$\varphi \cdot V_{sperlu} = V_u - \varphi \cdot V_c$$

$$\text{Luas tulangan geser minimum: } A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$\text{Spasi tulangan geser maksimum: } s_{maks} \leq \frac{d}{2} \leq 60cm$$

3.10 Gambar Rencana

1. Gambar Arsitektur
 2. Gambar denah
 3. Gambar tampak
2. Gambar Struktur
 1. Denah kolom
 2. Denah balok
 3. Denah sloof
 4. Denah pondasi
3. Gambar Potongan
 1. Potongan memanjang
 2. Potongan melintang
4. Gambar Penulangan
 1. Gambar penulangan plat

2. Gambar penulangan tangga
 3. Gambar penulangan balok
 4. Gambar penulangan kolom
 5. Gambar penulangan joint balok-kolom
 6. Gambar penulangan shearwall
 7. Gambar penulangan sloof
 8. Gambar penulangan pondasi dan poer
5. Gambar Detail
1. Gambar detail panjang penyaluran
 2. Gambar detail pondasi dan poer

3.10 Metode Pelaksanaan Pekerjaan Pondasi

Pada tugas akhir ini akan dibahas dua metode pekerjaan, yaitu pekerjaan tiang pancang dan pilecap.

1. Pekerjaan Pondasi Tiang

a. Pekerjaan *Lean Concrete*/ Lantai Kerja

Setelah proses penggalian dan pekerjaan bored pile, maka untuk melakukan pekerjaan selanjutnya dibutuhkan suatu lantai kerja, dimana lantai kerja berfungsi sebagai alas dari seluruh pekerjaan pondasi raft dan mencegah terjadinya rembesan air.

Lean Concrete adalah suatu pelat beton yang akan digunakan untuk mendukung pekerjaan di atasnya dengan ketebalan 8 cm pada proyek ini. Lantai kerja dirancang sebagaimana mempunyai kemiringan agar tidak

terdapat genangan air di tengah lantai kerja yang akan mengganggu pekerjaan selanjutnya.

Tabel 0.1 Mutu Bahan Lantai Kerja

Mutu bahan lantai kerja		
Struktur	Mutu Beton	Selimit Beton
Lantai kerja pada lantai raft	K-225	80 mm

b. Pekerjaan Penulangan Pondasi Pilecap

Untuk penulangan pondasi pilecap, akan direncanakan menggunakan dua jenis tulangan yaitu tulangan D19 dan D25 yang terdiri dari 4 lapis tulangan. Penulangan dilakukan dalam arah sumbu x dan y. Rincian penulangan ialah pada bagian layer bawah menggunakan D19 dan layer atas D25, masing-masing dalam arah sumbu x dan y.



Gambar 3. 13 Penulangan Pondasi

Tulangan pada bagian atas pondasi raft ialah tulangan tekan 4 lapis dan tulangan tarik pada bagian bawah 4 lapis tulangan. Jarak antara tulangan tekan dan tarik ialah ± 2 m. Antara tulangan Tarik dan tekan dibatasi dengan tulangan kaki gajah yang merupakan tulangan dengan panjang ± 10 m ditekuk sehingga membentuk tekukan ± 4 m.

Pekerjaan penulangan dibantu oleh Tower Crane, kemudian tulangan yang telah diturunkan akan ditempatkan oleh pekerja dengan arahan dari mandor. Pemasangan tulangan harus dilakukan per lapis tulangan.

c. Pemasangan Bekisting

Bekisting pada pondasi raft terdiri dari 2 jenis bekisting, yaitu bekisting batako yang dipasang setelah pekerjaan lantai kerja dilakukan dan bekisting konvensional yang terbuat dari kayu dan besi-besi hollow.

2. Pekerjaan Pengecoran Pondasi Raft

Pengecoran merupakan tahap utama dari suatu pekerjaan pondasi raft. Dikarenakan pondasi raft merupakan satu kesatuan yang utuh, maka pengecoran dilakukan secara kontinyu atau menerus. Dikarenakan area plat pondasi raft sangat besar dan membutuhkan volume yang sangat besar, maka dapat digunakan beberapa *concrete pump* dalam pelaksanaannya.

Berikut merupakan langkah-langkah pelaksanaan pengecoran:

1. Truk *mixer* masuk ke dalam *site*
Truk *mixer* yang didahulukan ialah yang berangkat dahulu dari *batching plant* yaitu yang berlokasi di pihak *supplier ready mix*.

2. Pengujian beton basah

Pengujian ini dilakukan dengan beberapa kegiatan, Antara lain:

- a. Pengisian nomer doket dan pengecekan waktu setting beton yang telah diberikan oleh pihak supplier
- b. Melakukan tes suhu beton, umumnya pondasi raft menggunakan jenis *mass concrete* yang mempunyai spesifikasi suhu $\leq 32^{\circ}$
- c. Melakukan tes slump, *mass concrete* mempunyai spesifikasi slump sebesar 12 ± 2 cm
- d. Pengambilan sample sesuai kebutuhan kontraktor

3. Pengecoran di *site*

Tinggi jatuh beton basah dari ujung pipa $\pm 1,5$ m, pengecoran dilakukan secara kontinyu dengan diawasi oleh supervisor dan dipastikan beton yang di cor dilakukan vibrator tanpa berhenti.

4. Floor hardener

Setelah semua pekerjaan pengecoran selesai, tahap terakhir ialah menaburkan floor hardener pada permukaan lantai raft yang telah diratakan. Floor hardener yang digunakan ialah SIKA Chapdur.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

PRELIMINARY DESAIN

4.1 Data Preliminary Desain

Data struktur gedung beton bertulang ini adalah sebagai berikut:

Tipe bangunan	: Gedung Perkuliahan
Letak bangunan	: Dekat dengan pantai
Lebar bangunan	: 23,5 m
Panjang bangunan	: 64 m
Tinggi bangunan	: 48 m
Mutu beton	: 30 MPa
Mutu baja	: 400 MPa

4.2 Preliminary Balok

Preliminary desain balok bertujuan untuk memperkirakan lebar dan tinggi balok. Tinggi minimum balok (h_{min}) tanpa memperhitungkan lendutan ditentukan pada SNI 2847 2013 dimana tinggi minimum untuk balok tertumpu sederhana adalah:

$$h_{min} = \frac{l}{16}$$

Sedangkan untuk tinggi minimum balok anak adalah:

$$h_{min} = \frac{l}{21}$$

Sedangkan untuk tinggi minimum balok kantilever adalah:

$$h_{min} = \frac{l}{21}$$

Dengan catatan, untuk nilai f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ sehingga untuk mutu baja 400 MPa nilai h_{min} adalah:

$$h_{min} = \frac{l}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right)$$

Sedangkan untuk lebar balok diestimasikan berkisar antara $\frac{1}{2}$ sampai $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok.

4.2.1 Preliminary Balok Induk Memanjang 1

1. Tinggi balok (h)

$$h_{min} = \frac{450}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 28 \text{ cm}$$

Maka digunakan tinggi balok yaitu 80 cm

2. Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 80 = 53,3 \text{ cm}$$

Maka digunakan lebar balok yaitu 40 cm

Sehingga dimensi untuk balok induk memanjang adalah 40 cm x 80 cm.

4.2.2 Preliminary Balok Induk Memanjang 2

Tinggi balok (h)

$$h_{min} = \frac{500}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 31 \text{ cm}$$

Maka digunakan tinggi balok yaitu 80 cm

Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 80 = 53,3 \text{ cm}$$

Maka digunakan lebar balok yaitu 40 cm

Sehingga dimensi untuk balok induk memanjang adalah 40 cm x 80 cm.

4.2.3 Preliminary Balok Induk Melintang 1

Tinggi balok (h)

$$h_{min} = \frac{800}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 49 \text{ cm}$$

Maka digunakan tinggi balok yaitu 90 cm

Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 80 = 53,33 \text{ cm}$$

Maka digunakan lebar balok yaitu 60 cm

Sehingga dimensi untuk balok induk memanjang adalah 60 cm x 90 cm.

4.2.4 Preliminary Balok Anak 1

Tinggi balok (h)

$$h_{min} = \frac{400}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 25 \text{ cm}$$

Maka digunakan tinggi balok yaitu 40 cm

Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 40 = 26,67 \text{ cm}$$

Maka digunakan lebar balok yaitu 30 cm

Sehingga dimensi untuk balok induk memanjang adalah 30 cm x 40 cm.

Berikut tabel rekapitulasi preliminary ukuran balok dan kolom (frame):

Tabel 4. 1 Ukuran Balok-Balok

Nama Frame	Lebar (b)	Tinggi (h)
	cm	cm
B1	60	90
B2	40	80
B3 (balok anak)	30	40
B4 (balok tangga)	30	40
B5 (balok lift)	30	40
Sloof	40	80
Kolom K1	90	120
Kolom K2	50	50

4.3 Preliminary Tebal Plat

Perhitungan tebal plat di ambil satu jenis plat:

Tipe pelat A dengan dimensi 450 cm x 267 cm

$L_n = 410$ cm

$S_n = 207$ cm

$\beta = 2$ (plat 2 arah)

Dari perhitungan rasio kekakuan balok induk memanjang dan melintang diperoleh:

$\alpha = 78,75$

Ketebalan minimum plat:

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot 2} = 8,3 \text{ cm}$$

maka digunakan tebal plat 12 cm

4.4 Preliminary ukuran shearwall

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding lateral, diambil yang terkecil dan tidak kurang dari 100 mm.

Apabila:

Panjang bentang = 800 cm

Tinggi antar lantai = 400 cm

$$\frac{H}{25} = \frac{400\text{cm}}{25} = 16\text{cm}$$

$$\frac{H}{25} = \frac{800\text{cm}}{25} = 32\text{cm}$$

Maka diambil yang terkecil yakni 16 cm, namun dipakai tebal shear wall 30 cm.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

ANALISA PEMBEBANAN

5.1 Beban Gravitasi

Beban elemen struktur gedung dikenai beban gravitasi yang dimana mengacu pada peraturan SNI 03-1727-2013, ASCE 7-2002, dan brosur material yang ada saat ini. Untuk brosur material dapat dilihat pada Lampiran 1. Adapun beban gravitasi yang terjadi akan diterapkan pada perhitungan dan program bantu ETABS v.16.

5.1.1 Beban Mati (DL)

Beban mati terdiri atas berat sendiri seluruh elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung seperti dinding, lantai atap, plafon, dan partisi. Beban mati terdiri dari dua macam, antara lain:

3.8.7.1 Berat sendiri elemen struktur (*self wight*, DL):

Berat beton: $23,6 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{2360 \text{ kg/m}^3}$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1)

2. Berat sendiri tambahan (*superimposed dead load*,

- Berat dinding bata ringan : 600 kg/m^2 (brosur CITICON)

Dimana untuk tebal 0,15 m dan tinggi 4 m adalah:
 $= 600 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 4 = \mathbf{360 \text{ kg/m}}$

- Beban keramik + spesi: $1,10 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{110 \text{ kg/m}^2}$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1 “*Suspended Steel Channel System*”)

- Beban *ducting mechanical* : $0,19 \text{ kN/m}^2 = 19 \text{ kg/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1 “*Mechanical Duct Allowance*”)
- Beban plafon : $0,05 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kg/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1 “*Acoustical Fiberboard*”)
- Beban penggantung langit-langit : $0,10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1 “*Suspended Steel Channel System*”)
- Beban lapisan waterproofing : $0,05 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kg/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1 “*Waterproofing Membranes Liquid Applied*”)
- Beban lift
Beban terpusat aksial lift $P_u = 12 \text{ kg}$

5.1.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup terdiri dari beban yang di akibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi atau beban akibat fenomena alam. Bergantung fungsi ruang, maka beban hidup dapat dibedakan sesuai dengan SNI 03-1727-2013 Tabel 4.1 sebagai berikut:

1. Beban Hidup (L)

- Beban ruang kelas: $1,92 \text{ kN/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$
- Beban Koridor : $3,83 \text{ kN/m}^2 = 383 \text{ kg/m}^2$
- Beban ruang kantor : $2,4 \text{ kN/m}^2 = 240 \text{ kg/m}^2$
- Beban ruang pertemuan : $4,79 \text{ kN/m}^2 = 479 \text{ kg/m}^2$
- Beban bordes dan anak tangga : $1,33 \text{ kN} = 133 \text{ kg}$ (SNI 03-1727-2013 Pasal 4.5.4)

Jumlah anak tangga = 12 buah

Total beban = $12 \times 133 \text{ kg} = 1596 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \text{Area tangga rencana} &= \text{lebar tangga} \times \text{panjang} \\
 \text{tangga} &= 1,5 \text{ m} \times 4,38 \text{ m} \\
 &= 6,5744 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban merata pada bordes dan anak tangga:

$$\frac{1596}{6,5744} = 242,76 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup atap (L_r) = $0,96 \text{ kN/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$

5.1.3 Beban Air Hujan (R)

Berdasarkan SNI 03-1727-2013 pasal 8.3, beban hujan rencana adalah sebagai berikut:

$$R = 0.0098 \cdot (d_s + d_n)$$

Keterangan:

d_s = tinggi statis

d_h = tinggi hidrolis

Apabila direncanakan $d_s = 10 \text{ mm}$ dan $d_h = 20 \text{ mm}$, maka:

$$R = 0.0098 \cdot (10 + 20) = 0,294 \text{ kN/m}^2 = 29,4 \text{ kg/m}^2$$

5.2 Beban Angin (W)

Bangunan gedung dan struktur lain termasuk Sistem Panahan Beban Angin Utama (SPBAU) harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin sesuai dengan SNI 03-1727-2013. Beban angin dinding maksimum dan minimum yang terjadi akan didistribusikan pada kolom. Berikut merupakan tahapan perhitungan beban angin yang terjadi pada struktur bangunan:

- Kecepatan angin dasar (V) = $34 \text{ knot} = 17,5 \text{ m/s}$ (Berdasarkan angin terbesar selama periode tahun 2014-2015)

- Faktor arah angin (K_d) = 0,85 (SNI 03-1727-2013 Tabel 26.6-1)
- Kategori eksposur = B (SNI 03-1727-2013 Pasal 26.7.3)
- Faktor topografi (K_{zt}) = 1,0 (SNI 03-1727-2013 Pasal 26.8.2)
- Faktor efek angin (G) = 0,85 (SNI 03-1727-2013 Pasal 26.9.1)
- Klasifikasi ketertutupan = bangunan tertutup
- Koefisien eksposur tekanan velositas (K_z dan K_h)

Tinggi bangunan (z) = 48 m

Z_g = 365,76 m (SNI 03-1727-2013 Tabel 26.9-1)

α = 7 (SNI 03-1727-2013 Tabel 26.9-1)

$$k_z = k_h = 2,01 \cdot \left(\frac{z}{Z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = 2,01 \cdot \left(\frac{48m}{365,76m}\right)^{2/7} = 1,1251$$

- Tekanan Velositas (q_z dan q_h)

$$q_z = 0,613 \cdot k_z \cdot k_{zt} \cdot k_d \cdot v^2$$

$$q_z = 0,613 \cdot 1,1251 \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{17,5m}{s}\right)^2$$

$$q_z = 179,54 \frac{N}{m^2}$$

- Tekanan velositas (q_z dan q_h)

Panjang bangunan, L = 64 m

Lebar bangunan, b = 23,5 m

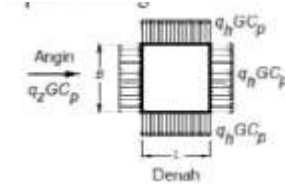
$$L/B = \frac{64m}{23,5m} = 2,723$$

C_{p1} = 0,8 (untuk dinding pada angin datang berdasarkan SNI 03-1727-2013 Gambar 27.4-1)

C_{p2} = -0,7 (untuk dinding pada angin tepi berdasarkan SNI 03-1727-2013 Gambar 27.4-1)

$C_{p3} = -0,5$ (untuk dinding pada angin pergi berdasarkan SNI 03-1727-2013 Gambar 27.4.2-1)

- Pengaruh angin pada dinding



Gambar 5. 1 Pengaruh Angin pada Dinding

$$\begin{aligned}
 \text{Pada arah angin datang} &= q_h \cdot G \cdot Cp \\
 &= 179,54 \text{ N/m}^2 \cdot 0,85 \cdot (0,8) \\
 &= 122,09 \text{ N/m}^2 \\
 &= 12,209 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pada arah angin tepi} &= q_h \cdot G \cdot Cp \\
 &= 179,54 \text{ N/m}^2 \cdot 0,85 \cdot (-0,7) \\
 &= -10,68 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pada arah angin pergi} &= q_h \cdot G \cdot Cp \\
 &= 179,54 \text{ N/m}^2 \cdot 0,85 \cdot (-0,5) \\
 &= -7,631 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban Angin

Lantai Bangunan	Tinggi Bangunan	Zg	α	Kz/Kh	qz/qh	qz. G. Cp	qh. G. Cp	qh. G. Cp
	(m)				(m)	(N/m ²)	datang	tepi
						(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
1	4	365.7 6	7	0.0063	0.851 9	0.579	-0.507	- 0.362
2	8	365.7 6	7	0.0126	1.703 7	1.159	-1.014	- 0.724
3	12	365.7 6	7	0.0188	2.555 6	1.738	-1.521	- 1.086
4	16	365.7 6	7	0.0251	3.407 4	2.317	-2.027	- 1.448
5	20	365.7 6	7	0.0314	4.259 3	2.896	-2.534	- 1.810
6	24	365.7 6	7	0.0377	5.111 1	3.476	-3.041	- 2.172
7	28	365.7 6	7	0.044	5.963	4.055	-3.548	- 2.534
8	32	365.7 6	7	0.0502	6.814 8	4.634	-4.055	- 2.896
9	36	365.7 6	7	0.0565	7.666 7	5.213	-4.562	- 3.258
10	40	365.7 6	7	0.0628	8.518 6	5.793	-5.069	- 3.620
11	44	365.7 6	7	0.0691	9.370 4	6.372	-5.575	- 3.982
Atap	48	365.7 6	7	0.0754	10.22 2	6.951	-6.082	- 4.344

Berdasarkan SNI 03-1727-2013 Pasal 27.1.5, beban angin desain minimum adalah = $0,77 \text{ kN/m}^2 = 77 \text{ kg/m}^2$ untuk dinding bangunan. Sehingga untuk pembebanan angin yang terjadi adalah:

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Beban Angin Minimum

Lantai Bangunan	Tinggi Bangunan	Zg	α	Kz/Kh	qz/qh	qz. G. Cp	qh. G. Cp	qh. G. Cp
	(m)					(m)	(N/m ²)	datang
		(kg/m ²)			(kg/m ²)		(kg/m ²)	
1	4	365.76	7	0.0063	0.8519	77.000	- 77.00 0	-77.000
2	8	365.76	7	0.0126	1.7037	77.000	- 77.00 0	-77.000
3	12	365.76	7	0.0188	2.5556	77.000	- 77.00 0	-77.000
4	16	365.76	7	0.0251	3.4074	77.000	- 77.00 0	-77.000
5	20	365.76	7	0.0314	4.2593	77.000	- 77.00 0	-77.000
6	24	365.76	7	0.0377	5.1111	77.000	- 77.00 0	-77.000
7	28	365.76	7	0.044	5.963	77.000	- 77.00 0	-77.000
8	32	365.76	7	0.0502	6.8148	77.000	- 77.00 0	-77.000
9	36	365.76	7	0.0565	7.6667	77.000	- 77.00 0	-77.000
10	40	365.76	7	0.0628	8.5186	77.000	- 77.00 0	-77.000

11	44	365.76	7	0.0691	9.3704	77.000	- 77.00 0	-77.000
Atap	48	365.76	7	0.0754	10.222	77.000	- 77.00 0	-77.000

5.3 Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau secara analisa dinamis 3 dimensi. Fungsi respons spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa di daerah di Surabaya.

5.3.1 Menentukan Kategori Risiko Bangunan Gedung

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 1, bangunan yang didesain untuk fasilitas pendidikan masuk kedalam kategori risiko IV.

5.3.2 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 2 dan kategori risiko yang didapat maka dapat ditentukan factor keutamaan gempa yakni $I_e = 1,50$.

5.3.3 Menentukan Kelas Situs

Hasil tes tanah dengan kedalaman 45m pada tanah setempat ialah:

Tabel 5. 3 Perhitungan SPT Rata-Rata

Lapisan	Jenis Lapisan	Kedalaman antara (m)	Nilai N-SPT rata-rata (N)	d/N
Lapisan ke 1	clay	0-9.5	3.2	2.969
Lapisan ke 2	silt	9.5-19.5	23.4	0.427
Lapisan ke 3	sand	19.5-25	29.5	0.186
Lapisan ke 4	silt	25-30	29	0.172
		30		3.754

Keterangan:

d = tebal setiap lapisan

N = tahanan penetrasi standar 60% energi (N_{60})

Maka nilai N-SPT rata-rata tanah ialah

$$N_{rata-rata} = \frac{d}{d/N} = \frac{30}{3,754} = 8,0$$

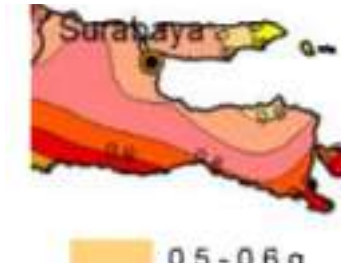
Menurut SNI 03-1726-2012 Tabel 3, untuk $N < 15$ termasuk dalam **kelas situs SE**.

5.3.4 Menentukan Parameter Percepatan Gempa



Gambar 5. 2 Nilai S_1 , Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik

(SNI 03-1726-2012 pada Gambar 10)



Gambar 5 1 Nilai S_s Percepatan Batuan Dasar pada Periode Pendek

Maka diambil nilai $S_s = 0,248$ g dan $S_1 = 0,663$ g.

5.3.5 Menentukan Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 4 dan Tabel 5, adalah sebagai berikut:

Tabel 5. 4 Koefisien Situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan pada periode pendek, T=0.2 detik (Ss)				
	<0.25	0.5	0.75	1	>1.25
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Maka didapat nilai Fa = 1,2

Tabel 5. 5 Koefisien Situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan pada periode 1 detik, T=1 detik (S1)				
	<1	0.2	0.3	0.4	>0.5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Maka didapatkan nilai Fv = 2,8

5.3.6 Menentukan Parameter Percepatan Desain Spektral

Berdasarkan SNI 03-1276-2012 Pers 5 dan Pers 6, didapatkan bahwa:

$$S_{MS} = Fa \cdot S_s = 1,2 \cdot 0,248 = 0,80$$

$$S_{M1} = Fv \cdot S_1 = 2,8 \cdot 0,663 = 0,69$$

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pers.7 dan Pers. 8, didapatkan nilai :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 0,80 = 0,53$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0,69 = 0,46$$

5.3.7 Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 6 dan Tabel 7 untuk $0,5 \leq S_{DS} \leq 0,2$ dan kategori resiko IV didapatkan kategori desain seismik D.

Tabel 5. 6 Penentuan Kategori Desain Seismik

Nilai SDS	Kategori Resiko			
	I	II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A	A
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	B	B	B	C
$0.33 < S_{DS} < 0.5$	C	C	C	D
$0.5 < S_{DS}$	D	D	D	D

Tabel 5. 7 Penentuan Kategori Desain Seismik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko			
	I	II	III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A	A	A
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	B	B	B	C
$0.133 < S_{D1} < 0.2$	C	C	C	D
$0.2 < S_{D1}$	D	D	D	D

5.3.8 Menentukan Parameter Struktur

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 9, untuk sistem rangka pemikul momen khusus ialah:

Koefisien modifikasi respons (R)	: 8
Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0)	: 3
Faktor pembesaran defleksi (C_d)	: 5,5

Kemudian untuk sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus adalah:

Koefisien modifikasi respons (R)	: 7
Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0)	: 3
Faktor pembesaran defleksi (C_d)	: 5,5

5.3.9 Analisa Respons Spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4 Pers.9 dan 10, didapatkan bahwa:

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \cdot \frac{0,46}{0,53} = 0,17$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,46}{0,53} = 0,87$$

Ketentuan untuk perhitungan respons spektrum:

- Untuk nilai $T < T_s$, nilai $S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 6.4.(1)). Untuk $T = 0$, maka:

$$S_a = 0,53 \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{0}{0,17} \right)$$

- Untuk nilai $T \geq T_s$ dan $T \leq T_s$ nilai $S_a = S_{DS}$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 6.4.(3))
 Untuk $T = T_0 = 0,17$; maka $S_a = 0,53$
 Untuk $T = T_s = 0,87$; maka $S_a = 0,53$
- Untuk nilai $T > T_s$, maka nilai $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 6.4.(3))

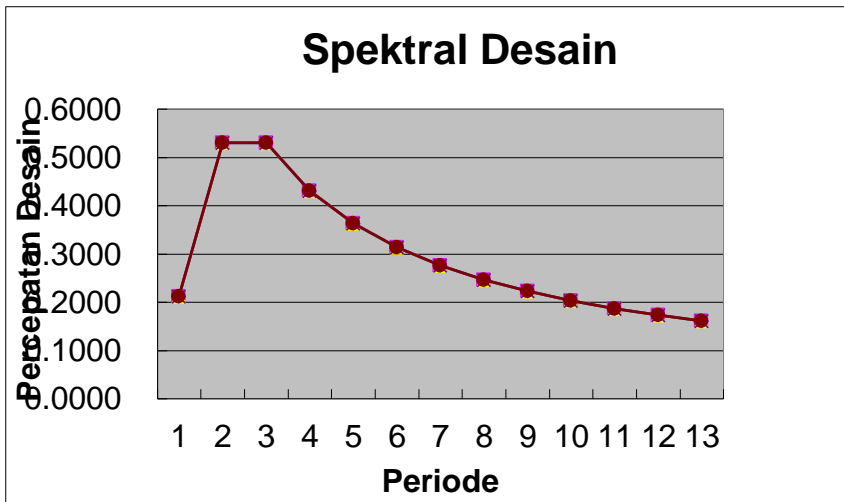
$$\text{Untuk } T = T_s + 0,2 = 0,87 + 0,2 = 1,1$$

$$\text{Maka } S_a = \frac{0,46}{1,1} = 0,4315$$

Tabel 5. 8 Respons Spektrum Desain

Periode,T (s)	Percepatan Spektral, S_a (g)
0	0.2122
0.17	0.5304
0.873	0.5304
1.1	0.4315
1.3	0.3637
1.5	0.3143
1.7	0.2767
1.9	0.2472
2.1	0.2233
2.3	0.2037
2.5	0.1872
2.7	0.1732
2.9	0.1611
3.1	0.1852
3.3	0.1781
3.5	0.1715
3.7	0.1653
3.9	0.1596
4.1	0.1137
4.3	0.1083
4.5	0.1035
4.7	0.0991
4.9	0.0950
5.1	0.0913

5.3	0.0878
5.5	0.0846
5.7	0.0816
5.9	0.0788
6.1	0.0762



Gambar 5. 3 Respons Spektrum Desain

5.4 Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan dibawah ini berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 4.2:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5LR$
3. $1,2D + 1,6L + 0,5R$
4. $1,2D + 1,6Lr + 1,0L$
5. $1,2D + 1,6Lr + 0,5W$
6. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5R$
7. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5R$
8. $0,9D + 1,0W$
9. $1,2D + 1,0EX + 1,0L$
10. $1,2D + 1,0EY + 1,0L$
11. $0,9D + 1,0EX$
12. $0,9D + 1,0EY$

Keterangan:

- D : beban mati
Lr : beban hidup atap
L : beban hidup
R : beban hujan
W : beban angin
E : beban gempa

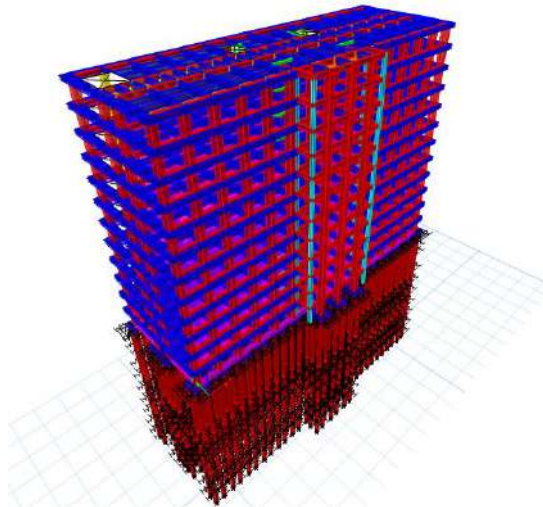
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

ANALISA PERMODELAN

6.1 Permodelan Struktur dengan SRPMK

Model undeformed shape struktur bangunan dengan SRPM ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini yang merupakan permodelan yang dilakukan dengan program bantu ETABS 2016.

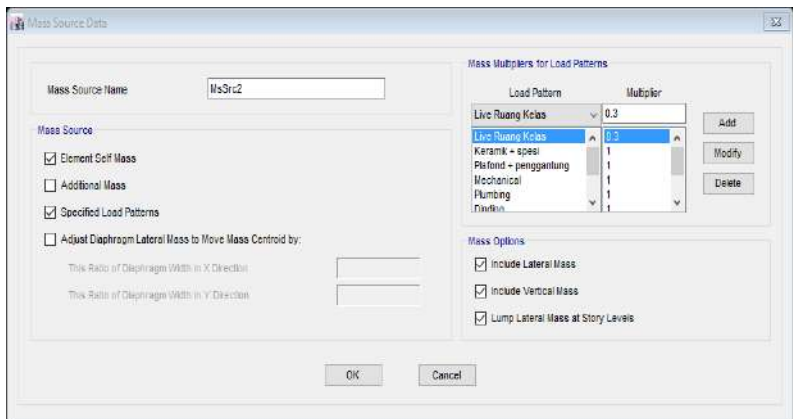


Gambar 6. 1 Permodelan Struktur SRPMK pada ETABS 2016

6.1.1 Besaran Massa

Besaran massa elemen struktur (mass source) adalah massa struktur pada program bantu ETABS 2016 yang digunakan pada perhitungan untuk analisa modal menggunakan fasilitas *Define-Mass Source- Element Self Mass dan Additional Mass* yang dimana berat sendiri akan dihitung oleh program bantu ETABS sedang beban tambahan ditambahkan dengan pembesaran sesuai dengan jenis bebannya. Massa-massa beban yang dimasukkan adalah sebagai berikut:

- Beban mati tambahan (Keramik+spesi, dinding, plafond, penggantung plafon, dll) : Multiplier 1
- Beban hidup : multiplier 0,3



Gambar 6. 2 Input Mass Source pada ETABS 2016

6.1.2 Peninjauan Terhadap Pengaruh Gempa

Peninjauan gempa horizontal dibagi kedalam dua arah yaitu:

3.8.7.1.1.1.1 Gempa arah x dengan komposisi 100% E_x + 30% E_y

3.8.7.1.1.1.2 Gempa arah y dengan komposisi 30% E_x + 100% E_y

6.1.3 Pendefinisian Modal Analisis dan Ragam Analisis

Analisis modal menggunakan ETABS 2016 diambil sebanyak 5 kali dari jumlah lantai yang dimodelkan. Mode shape untuk menjamin partisipasi massa struktur lebih dari 90%. Dalam hal ini partisipasi massa dari struktur diambil 99% terhadap gaya lateral dilihat pada Gambar 6.3

The screenshot shows the 'Modal Case Data' dialog box with the following details:

- General:**
 - Modal Case Name: Model
 - Modal Case Sub Type: Ritz
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: M5Sho2
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Precast P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT included):
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
- Other Parameters:**
 - Maximum Number of Modes: 36
 - Minimum Number of Modes: 1

Gambar 6. 3 Input untuk Analisa Modal di ETABS 2016

6.1.4 Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respons Spektrum ETABS 2016

Faktor skala gaya diambil dari persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Faktor pembebanan} &= \frac{I_e}{R} \cdot g \\ &= \frac{1,5}{7} \cdot 9800 = 1837,5 \end{aligned}$$

Faktor beban tersebut adalah untuk arah gempa yang ditinjau sedangkan untuk arah yang tegak lurus dari peninjauan gempa tersebut akan terkena gempa sebesar 30% dari arah gempa yang

ditinjau sehingga factor skala gaya pada arah tegak lurus arah gempa yang ditinjau adalah $1837,5 \times 0,3 = 551,25$

Load Case Data

General

Load Case Name: RSX [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MSAS2)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Kola Sumbawa	2521.55
Acceleration	U2	Kola Sumbawa	756.47

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Earthquake Direction: All
 Directional Combination Type: CQC3
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

OK Cancel

Gambar 6. 4 Input Faktor Skala Gaya pada Arah X

Load Case Data

General

Load Case Name: RSX [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MSAS2)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Kola Sumbawa	2521.55
Acceleration	U2	Kola Sumbawa	756.47

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Earthquake Direction: All
 Directional Combination Type: CQC3
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

OK Cancel

Gambar 6. 5 Input Faktor Skala Gaya pada Arah X

6.1.5 Kontrol Periode Fundamental SRPM

Nilai T (waktu getar alami struktur) dibatasi oleh waktu getar alami fundamental untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel dengan perumusan berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 15 sebagai batas bawah sebesar:

$$T_a = C_t \cdot h_n$$

Dimana:

h_n = ketinggian struktur

C_t = Parameter pendekatan tipe struktur

x = Parameter pendekatan tipe struktur

Tabel 6. 1 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726 2012 tabel 15)

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75

Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75
-------------------------------	--------	------

Untuk nilai bangunan struktur beton SRPMK didapatkan nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$ sehingga:
 $T_a = 0,0466 \cdot (48)^{0,9} = 1,5188$ detik

Dengan batas perioda fundamental struktur berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 14 sebesar:

Tabel 6. 2 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung (SNI 1726 2012 Tabel 14)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik	Koefisien C_u
> 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
< 0.1	1.7

Karena nilai $S_{D1} = 0,53 > 0,4$, maka didapatkan nilai $C_u = 1,4$ sehingga:

$$C_u \cdot T_a = 1,4 \cdot 1,5188 = 2,1263 \text{ detik}$$

Dari tabel output ETABS dapat diambil nilai perioda pada modal 1 yang memiliki nilai terbesar yaitu $T = 2,459$ detik. Sehingga perbandingan nilai untuk periode fundamental struktur sebagai berikut:

$$T_a \leq T \leq C_u \cdot T_a$$
$$1,5188 \leq 2,459 \geq 2,1263$$

Tinjauan struktur uncracked dan perioda struktur yang dimodelkan belum masuk kisaran perioda struktur yang diizinkan. Sehingga untuk mengecilkan nilai periode struktur yang ada maka harus dilakukan perkuatan dengan menambah shearwall pada struktur.

6.1.6 Kontrol Simpangan Antar Lantai

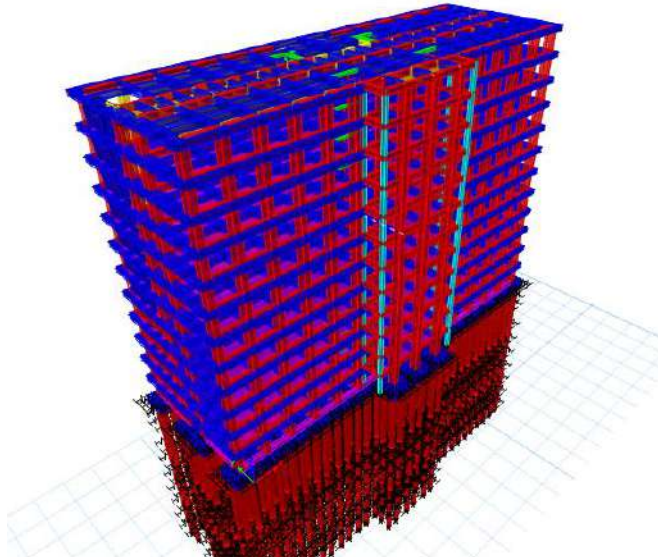
Sebelum perencanaan struktur dinding geser dilakukan, terlebih dahulu dilakukan pemeriksaan simpangan antar lantai pada sistem SRPMK akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa. Dalam hal ini hanya akan diperiksa simpangan pada arah sumbu y , karena direncanakan pemasangan dinding geser pada arah sumbu lemah (sumbu y).

Berikut tabel hasil pemeriksaan simpangan antar lantai arah sumbu y :

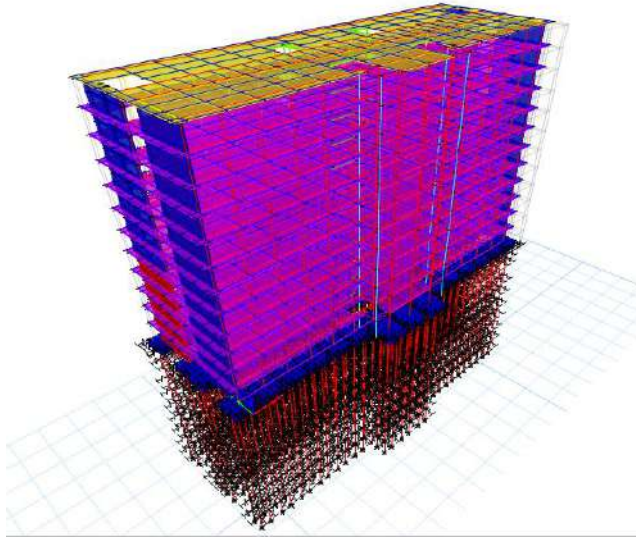
Tabel 6. 3 Analisa Simpangan Antar Lantai SRPMK

Lantai	Elevasi	Tinggi antar lantai	δ_{ei}	δ_i	$\delta_{ei}-\delta_i$	Δ_i	Δ_a	cek syarat
			from Etabs	Cd. δ_{ei}/I_e		$(\delta_{ei}-\delta_{e(i-1)}) \cdot Cd/I$	0,01hsx	
	m	m	mm	mm	mm	mm		
Atap	48	4	73.7	270.23	196.53	13.347	40	ok
11	44	4	70.06	256.89	186.83	15.327	40	ok
10	40	4	65.88	241.56	175.68	18.260	40	ok
9	36	4	60.9	223.30	162.40	20.460	40	ok
8	32	4	55.32	202.84	147.52	23.540	40	ok
7	28	4	48.9	179.30	130.40	25.117	40	ok
6	24	4	42.05	154.18	112.13	27.317	40	ok
5	20	4	34.6	126.87	92.27	26.657	40	ok
4	16	4	27.33	100.21	72.88	27.023	40	ok
3	12	4	19.96	73.19	53.23	27.111	40	ok
2	8	4	12.566	46.08	33.51	25.175	40	ok
1	4	4	5.7	20.90	15.20	20.900	40	ok

6.2 Permodelan Struktur dengan Sistem Ganda (Dual System)

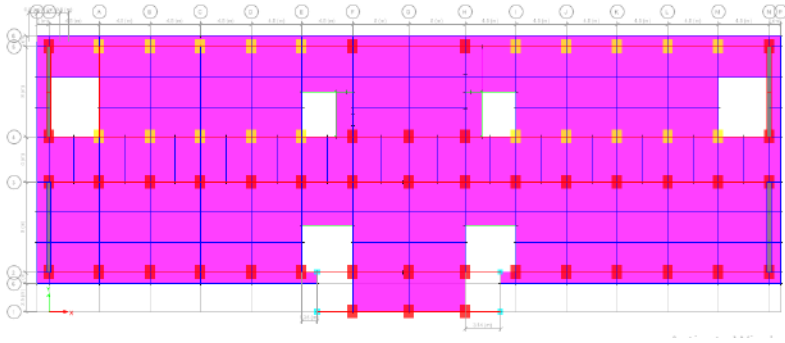


Gambar 6. 6 Permodelan Struktur Dual Sistem pada ETABS (Extrude Frame)



Gambar 6. 7 Permodelan Struktur Dual Sistem pada ETABS (Extrude Shell)

Untuk permodelan gedung pada arah Barat-Timur (searah sumbu x) menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), sedangkan untuk arah Utara-Selatan (searah sumbu y) menggunakan sistem penahan gaya seismik dinding geser beton bertulang khusus.



Gambar 6. 8 Denah ETABS

6.2.1 Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respons Spektrum untuk ETABS untuk Sistem Ganda

Faktor skala gaya gempa diambil dari persamaan sebagai berikut:

- Untuk SRPM (arah x)

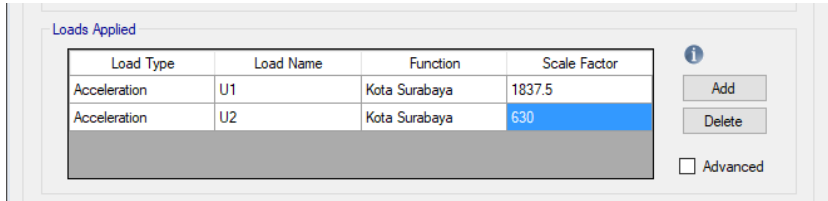
$$\begin{aligned} \text{Faktor pembebanan} &= \frac{I_e}{R} \cdot g \\ &= \frac{1,5}{8} \cdot 9800 \text{ mm/s}^2 = 1837,5 \end{aligned}$$

- Untuk shearwall (arah y)

$$\begin{aligned} \text{Faktor pembebanan} &= \frac{I_e}{R} \cdot g \\ &= \frac{1,5}{7} \cdot 9800 \text{ mm/s}^2 = 2100 \end{aligned}$$

Faktor beban tersebut adalah untuk arah gempa yang ditinjau sedangkan untuk arah yang tegak lurus dari peninjauan gempa tersebut akan terkena gempa sebesar 30% dari arah gempa yang ditinjau sehingga factor skala gaya pada arah tegak lurus arah gempa yang ditinjau adalah:

- Untuk SRPMK (arah x):
Faktor pembebanan = 30% arah y = 30%. 2100 = 630
- Untuk shearwall (arah y)
Faktor pembebanan = 30% arah x = 30%. 1837.5 = 551

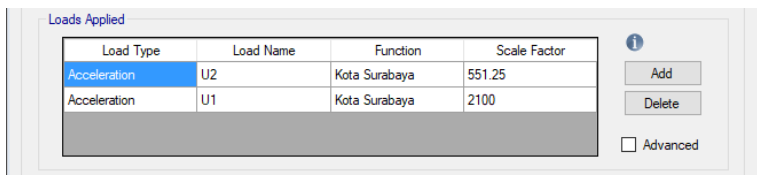


Gambar 6. 9 Input Faktor Skala Gaya Pada Arah X

6.2.2 Kontrol Periode Fundamental Dual System

Nilai T (waktu getar alami struktur) dibatasi oleh waktu getar alami fundamental untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel dengan perumusan berdasarkan SNI 1726 2012 tabel 15 sebagai batas bawah sebesar:

$$T_a = C_t \cdot h_n$$



Gambar 6. 10 Input Faktor Skala Gaya Pada Arah Y

Dimana:

h_n : Ketinggian struktur (bangunan)

C_t : Parameter pendekatan tipe struktur

x : Parameter pendekatan tipe struktur

Tabel 6. 4 Nilai Parameter Periode Pendekatan, C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Untuk nilai struktur beton SRPMK didapatkan nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$; sehingga:

$$T_{a \text{ SRPMK}} = 0,0466 \cdot (48)^{0,9} = 1,5188 \text{ detik}$$

Untuk nilai struktur dinding geser khusus (shearwall) didapatkan nilai $C_t = 0,0488$ dan $x = 0,75$; sehingga:

$$T_{a \text{ shearwall}} = 0,0488 \cdot (48)^{0,75} = 0,8899 \text{ detik}$$

Dengan batas atas perioda fundamental struktur berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 14 sebesar:

Tabel 6. 5 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik	Koefisien C_u
> 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
< 0.1	1.7

Karena nilai $S_{D1} = 0,46 > 0,4$, maka didapatkan nilai $C_u = 1$, sehingga:

$$C_u \cdot T_a \text{ SRPMK} = 1,4 \cdot 1,5188 = 2,12263$$

$$C_u \cdot T_a \text{ Shearwall} = 1,4 \cdot 0,8899 = 1,2459$$

Dari permodelan ETABS diperoleh :

Tabel 6. 6 Perioda dan Frekuensi Struktur pada Program ETABS

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.234	0.81	5.0914	25.9222
Modal	2	0.977	1.024	6.4324	41.3754
Modal	3	0.746	1.34	8.4188	70.8756
Modal	4	0.395	2.53	15.8944	252.631
Modal	5	0.307	3.257	20.463	418.7349
Modal	6	0.307	3.259	20.4767	419.2956
Modal	7	0.307	3.26	20.4834	419.5686
Modal	8	0.307	3.261	20.4889	419.7971
Modal	9	0.307	3.262	20.4939	420.0011
Modal	10	0.307	3.262	20.4966	420.1097
Modal	11	0.306	3.263	20.5023	420.3445
Modal	12	0.306	3.265	20.5148	420.859
Modal	13	0.275	3.631	22.8122	520.3942
Modal	14	0.226	4.422	27.7819	771.8362
Modal	15	0.191	5.243	32.9447	1085.3543
Modal	16	0.167	5.973	37.5314	1408.6092
Modal	17	0.155	6.458	40.5788	1646.6398
Modal	18	0.153	6.53	41.0298	1683.4434
Modal	19	0.15	6.661	41.8513	1751.535
Modal	20	0.145	6.899	43.3469	1878.9563
Modal	21	0.129	7.727	48.5484	2356.9461
Modal	22	0.124	8.081	50.7748	2578.0837
Modal	23	0.124	8.086	50.8059	2581.2359
Modal	24	0.115	8.688	54.5901	2980.0742

Modal	25	0.112	8.921	56.0546	3142.1236
Modal	26	0.097	10.358	65.0831	4235.8046
Modal	27	0.09	11.171	70.1894	4926.5449
Modal	28	0.085	11.697	73.4962	5401.6955
Modal	29	0.071	14.029	88.1438	7769.324
Modal	30	0.066	15.186	95.4183	9104.6554
Modal	31	0.054	18.572	116.6908	13616.7498
Modal	32	0.047	21.18	133.08	17710.2815
Modal	33	0.043	23.062	144.9028	20996.8146
Modal	34	0.036	27.946	175.5899	30831.8068
Modal	35	0.017	57.768	362.9692	131746.6535
Modal	36	0.016	61.198	384.5157	147852.3457

Dari tabel diatas didapatkan dari ETABS sebagai berikut:

$$T_{\text{SRPMK (Mode 1)}} = 1,234 \text{ detik}$$

$$T_{\text{shearwall (Mode 2)}} = 0,977 \text{ detik}$$

Perbandingan nilai untuk periode fundamental struktur SRPM sebagai berikut:

$$T_a \leq T \leq C_u \cdot T_a$$

$$1,5188 \geq 1,234 \leq 2,1263$$

Perbandingan nilai untuk periode fundamental struktur *shearwall* sebagai berikut:

$$T_a \leq T \leq C_u \cdot T_a$$

$$0,8899 \text{ detik} \leq 0,977 \text{ detik} \leq 1,2459 \text{ detik}$$

Karena nilai periode fundamental struktur telah memenuhi persyaratan yang ada, maka sistem struktur *Dual System* dapat dipakai.

6.2.3 Kontrol Gaya Gempa Dasar Dinamis Struktur

Kontrol gaya dinamis struktur untuk melihat apakah gaya gempa yang dimasukkan dengan menggunakan respons spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1 mampu dipikul oleh struktur (Vbase reaction). Untuk kontrol gaya gempa dasar dinamis koefisien C_s sebagai berikut:

1. Nilai C_s minimum

$$C_{smin} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0,01$$

$$C_{smin} = 0,044 \cdot 0,53 \cdot 1,5 \geq 0,01$$

$$C_{smin} = 0,035 \geq 0,01$$

2. Nilai C_s :

- Untuk SRPMK (sumbu x):

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,53}{\left(\frac{8}{1,234}\right)} = 0,0818$$

- Untuk shearwall (arah y)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,53}{\left(\frac{7}{0,977}\right)} = 0,1137$$

Nilai C_s Max

- Untuk SRPM (arah x)

$$C_s \max = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,46}{1,234 \cdot \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,080$$

- Untuk shearwall (arah y)

$$C_s \max = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,46}{0,977 \cdot \left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,105$$

Penentuan gaya geser dasar dinamis struktur menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$V = C_s \cdot W_t$$

Dimana:

C_s : Koefisien respons seismik

W_t : Total beban mati, beban mati tambahan dan beban hidup

Tabel 6. 7 Berat Struktur yang Didapatkan dari Base Reaction Fz

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN
Dead	0	0	337236.2092
Live Ruang Kelas	0	0	57213.3443
Live Atap	0	0	1233.744
Keramik + spesi	0	0	15457.2
Plafond + penggantung	0	0	2388.078
Mechanical	0	0	3024.8988
Plumbing	0	0	0
Dinding	0	0	30134.448
Beban Sendiri Plat	0	0	57313.872
RSX Max	20703.7173	24946.5362	500.7645
RSY Max	23661.3912	28510.327	572.3022
Angin	-768.768	-2452.464	0
DL	0	0	445554.706
LL	0	0	58447.0883
Beban Hujan	0	0	0
1D+1L	0	0	504001.7943
1.4D	0	0	623776.5884
1.2D+1.6L+0.5LR	0	0	626823.8701

1.2D+1.6L+0.5R	0	0	626206.9981
1.2D+1.6LR+1L	0	0	593852.9819
1.2D+1.6LR+0.5W	0	0	536639.6376
1.2D+1W+1L+0.5L R	-768.768	-2452.464	592495.8635
1.2D+1W+1L+0.5R	-768.768	-2452.464	591878.9915

Maka dengan menggunakan kombinasi 1D + 1L didapatkan berat struktur total sebesar : 504001,7943 kN = 50400179,4 kg

Untuk nilai di arah x:

$$V_x = 0,0818 \times 50400179,4 \text{ kg} = 4.061.829,7 \text{ kg}$$

$$0,85 V_x = 0,85 \times 4.061.829,7 \text{ kg} = 3.452.555,24 \text{ kg}$$

Untuk nilai di arah y:

$$V_y = 0,1015 \times 50.400.179,4 \text{ kg} = 5.117.397,95 \text{ kg}$$

$$0,85 V_y = 0,85 \times 5.117.397,95 \text{ kg} = 4.349.788,26 \text{ kg}$$

Hasil analisa gaya geser gempa pada dasar bangunan didapatkan sebagai berikut:

Tabel 6. 8 Base reaction dari program ETABS 16.2.0

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN
RSX MAX	20703.7173	24946.5362	500.7645
RSY MAX	23661.3912	28510.327	572.3022

$$\text{Untuk arah x} = 2.070.371,7 \text{ kg} < 3.452.555,24 \text{ kg}$$

$$\text{Untuk arah y} = 2.851.033 \text{ kg} < 4.349.788,26 \text{ kg}$$

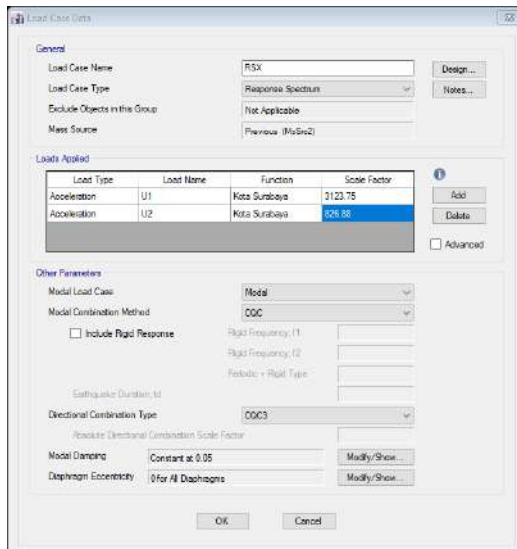
Sesuai dengan persyaratan kontrol dinamis yaitu $V_{\text{baseshear}} > 0,85 V_{\text{static}}$. Hasil analisa gaya geser dasar bangunan akibat gempa pada tabel 6.9 belum memenuhi persyaratan. Sehingga diperlukan faktor pembesaran skala gaya gempa sebagai berikut:

- Untuk arah x:

$$\text{Faktor pembesaran} = \frac{3.452.555,24kg}{2.070.371,7kg} = 1,7$$

$$\text{Untuk } u1 = 1,7 \cdot 1837,5 = 3123.75$$

$$\text{Untuk } u2 = 1,7 \cdot 630 = 1071$$



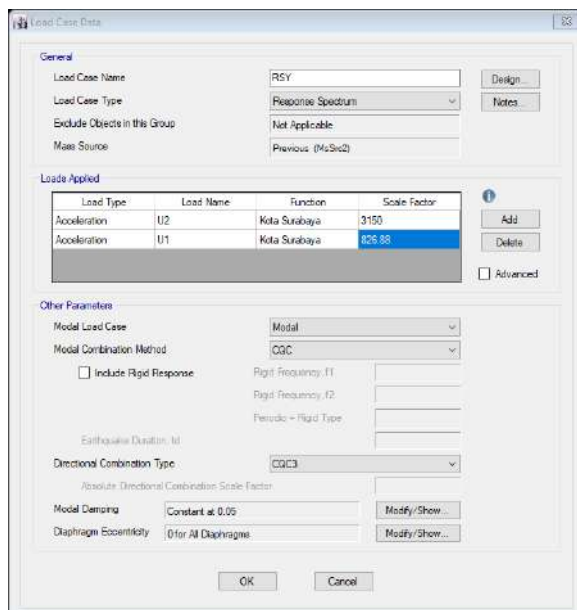
Gambar 6. 10 Menginput faktor pengali pada ETABS 16.2.0

- Untuk arah y:

$$\text{Faktor pembesaran} = \frac{4.349.788,26kg}{2.851.033kg} = 1,5$$

Untuk $u_1 = 1,5 \cdot 2100 = 3150$

Untuk $u_2 = 1,5 \cdot 551,25 = 826,88$



Gambar 6. 11 Menginput Faktor Pengali Pada ETABS 16.2.0

Setelah menginput faktor pengali program bantu ETABS 16.2.0, maka akan didapatkan hasil base reaction yang disajikan pada tabel berikut:

Tabel 6. 9 Base Reaction Pada ETABS 16.2.0

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN
RSX Max	35196.3427	42409.1328	851.4554
RSY Max	35492.0637	42765.4695	858.2989

Untuk arah x : 3.519.634,3 kg > 3.452.555,24 kg

Untuk arah y : 4.276546,95 kg = 4.349.788,26 kg

6.3 Kontrol Dual System

Menurut SNI 03-1726-2012 bahwa Sistem Rangka Pemikul Momen harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan.

Oleh karena itu, harus memeriksa presentase antara base shear yang dihasilkan oleh SRPM dan Shearwall dari masing-masing kombinasi pembebanan gempa. Caranya adalah dengan menjumlah reaksi perletakan SRPM dan reaksi perletakan Shearwall untuk kombinasi pembebanan gempa, kemudian membandingkan presentasinya. Presentase dihitung dan disajikan dalam tabel berikut ini:

Dari ETABS 16.2.0 diperoleh nilai base reaction untuk mendapatkan gaya lateral struktur pada arah sumbu x dan y yang dipikul oleh rangka pemikul momen (SRPMK).

Tabel 6. 10 Besar Gaya Yang Ditumpu SRPM Dan Shearwall Pada Kombinasi Beban Gempa

No	Kombinasi pembebanan beban gempa	Gaya (kg)			
		Fx		Fy	
		SRPM	SW	SRPM	SW
1	1.2D + 1,0Ex + 1,0L	3568381.24	66663.54	4762271	236839.34
	1.2D + 1,0Ex + 1,0L	3568381.24	66784.1	4762271	363198.82
2	1.2D + 1,0 Ey + 1,0L	3838257.15	71708.58	5122442.45	259529.11
	1.2D + 1,0 Ey + 1,0L	3838257.15	71829.14	5122442.45	385888.59
3	0,9D + 1,0Ex	3568381.24	66468	4762271	257835.95
	0,9D + 1,0Ex	3568381.24	66979.64	4762271	342202.2
4	0,9D + 1,0Ey	3838257.15	71513.04	5122442.45	280525.73
	0,9D + 1,0Ey	3838257.15	72024.68	5122442.45	364891.97

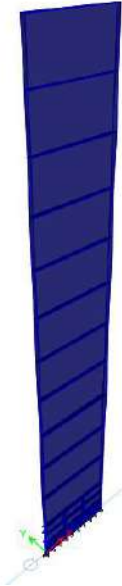
Tabel 6. 11 Presentase Struktur Dalam Menahan Gaya Lateral Gempa

No	Kombinasi pembebanan beban gempa	Prosentase (%)			
		Fx		Fy	
		SRPM	SW	SRPM	SW
1	1.2D + 1,0Ex + 1,0L	98.17	1.83	95.26	4.74
	1.2D + 1,0Ex + 1,0L	98.16	1.84	92.91	7.09
2	1.2D + 1,0 Ey + 1,0L	98.17	1.83	95.18	4.82
	1.2D + 1,0 Ey + 1,0L	98.16	1.84	92.99	7.01
3	0,9D + 1,0Ex	98.17	1.83	94.86	5.14
	0,9D + 1,0Ex	98.16	1.84	93.30	6.70
4	0,9D + 1,0Ey	98.17	1.83	94.81	5.19
	0,9D + 1,0Ey	98.16	1.84	93.35	6.65

Dari hasil yang disajikan dalam tabel 6.11 dan 6.12 diatas, dapat disimpulkan bahwa prosentase dari SRPM pada semua kombinasi pembebanan gempa nilainya lebih besar dari 25% sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur Sistem Ganda. Hal ini sesuai peraturan SNI 03-1726-2012 bahwa SRPM harus memikul minimum 25% dari beban geser akibat gempa yang bekerja pada struktur bangunan.

6.4 Kontrol Dual Sistem (Metode 2)

Menurut SNI 1726 2012 untuk sistem ganda, bahwa frame harus mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa yang ditetapkan dan dinding geser harus mampu menahan setidaknya 75% gaya lateral gempa yang ditetapkan.



Gambar 6. 12 Permodelan SW

Setelah diinputkan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa 75%, dilakukan pengecekan kekuatan dinding geser sebagai berikut:

Tebal dinding	= 300 mm
Panjang total	= 8000 mm

Panjang badan mm	= 8000 mm – 1200 mm – 1200 mm =5600
Tinggi total dinding	= 48.000 mm
Selimit beton	= 40 mm
Mutu beton, f_c'	= 35 MPa
Mutu baja, f_y	= 400 MPa
Tul. Longitudinal	= D19
Tul. Geser sengkang	= D19

Dari program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan gaya-gaya maksimum yang terjadi pada shearwall (kombinasi ENVELOPE) adalah sebagai berikut:

Tabel 8. 1 hasil perhitungan ETABS 16.2.0

Kombinasi	P	V2	V3	T	M2	M3
Envelope	3258.0325	0	0	0	129.858	1727.34
Envelope	3258.0325	166.9302	29.8803	186.9608	432.86	5757.81

Didapatkan dari tabel diatas yaitu:

$$P_u = 3258.0325 \text{ kN}$$

$$V_u = 166.9302 \text{ kN}$$

$$M_u = 5757.81 \text{ kN}$$

Kontrol Ketebalan Terhadap Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal, tiap dinding individual tidak boleh melebihi $0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'}$

Dimana:

$$A_{cw} = \text{luas penampang dinding yang ditinjau} \\ = \text{tebal dinding} \times (0,8 \text{ panjang badan})$$

$$\begin{aligned}
 &= 400 \text{ mm} \times 0,8 \times 4480 \text{ mm} \\
 &= 1.792.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

maka,

$$\begin{aligned}
 0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'} &= 0,83 \cdot 1.792.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \\
 0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'} &= 824938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN} \\
 824,94 \text{ kN} &> V_u \text{ (64,064 kN)}
 \end{aligned}$$

Dapat disimpulkan bahwa ketebalan shearwall mampu untuk menahan gaya geser.

Kebutuhan Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum

1. Rasio tulangan minimum

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.1, apabila nilai $V_u > 0,083 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$, maka ρ min tulangan horizontal dan vertikal adalah 0,0025.

$$\begin{aligned}
 A_{cv} &= \text{panjang badan} \times \text{tebal dinding} \\
 &= 5600 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 1.680.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$\begin{aligned}
 0,083 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} &= 0,083 \cdot 1,0 \cdot 1.680.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \\
 &= 824.938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN} > V_u
 \end{aligned}$$

Maka untuk ρ min boleh direduksi di bawah 0,0025.

2. Cek kebutuhan lapis tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2, apabila $V_u >$

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,17 \cdot 2.240.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$= 1.802.274,55 \text{ N} = 1802,27 \text{ kN} > V_u \text{ (64,064 kN)}$$

Karena nilai $Vu < 0,17 \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'}$, maka perlu satu lapis tulangan.

Perhitungan tulangan longitudinal dan transversal

Pasal 21.9.2.1 SNI 03-2847-2013 mengharuskan bahwa untuk dinding structural, rasio tulangan longitudinal ρl dan rasio tulangan transversal ρt minimum adalah 0,0025, dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450 mm.

Luas penampang longitudinal dan transversal dinding geser per meter panjang adalah:

$$A_{\text{penampang per meter}} = 0,3\text{m} \cdot 1\text{m} = 0,3 \text{ m}^2/\text{m}$$

Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah longitudinal dan transversal:

$$A_{S_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} \cdot A_{\text{penampang per meter}} = 0,0025 \cdot 0,3 \text{ m}^2 = 0,00075 \text{ m}^2/\text{m} = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Bila digunakan baja tulangan 2D16, maka:

$$A_s = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (16\text{mm})^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan dua lapis tulangan, maka jumlah tulangan yang diperlukan per meter panjang adalah:

$$n = \frac{A_{S_{\text{min per meter}}}}{A_{S_{\text{pakai}}}} = \frac{750 \text{ mm}^2/\text{mm}}{401,92\text{mm}^2} = 1,8 = 2 \text{ buah/m}$$

Digunakan spasi:

$$s = \frac{1000\text{mm}}{2} = 500 \text{ mm}$$

Spasi tidak boleh melebihi 450 mm, maka digunakan:

D16-300 mm

Kuat Geser Dinding Struktural

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y)$$

Dimana:

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2,0$$

= variatif secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/l_w antara 1,5 dan 2,0

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding geser}}{\text{panjang dinding}} = \frac{48.000\text{mm}}{5600\text{mm}} = 8,57$$

Karena nilai $h_w/l_w > 2,0$ maka $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan transversal dengan konfigurasi **2D16-300**. Rasio tulangan transversal terpasangan adalah sebagai berikut:

$$\rho_t = \frac{A_s}{s \cdot t} = \frac{401\text{mm}^2}{250\text{mm} \cdot 300\text{mm}} = 0,0045 > 0,0025 \text{ (OK!)}$$

Menghitung kuat geser nominal pada dinding adalah sebagai berikut:

$$V_n = 1680000\text{mm}^2 \cdot (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} + 0,0045 \cdot 400\text{MPa})$$

$$V_n = 4.690.635,05 \text{ N}$$

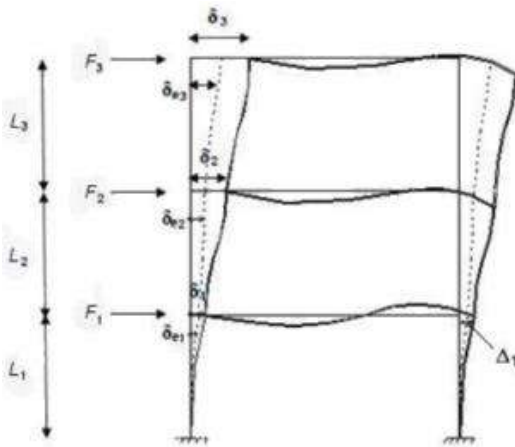
$$\phi V_n = 0,75 \cdot 4.690.635,05 \text{ N} = 3.517.976,29 \text{ N}$$

$$6599505,32 \text{ N} > V_u(166930,2 \text{ N})(\text{OK!})$$

Maka dinding cukup kuat dalam menahan geser.

6.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Untuk mengetahui besarnya simpangan antar lantai perlu dicari terlebih dahulu nilai perpindahan elastis, δ_{xe} dikalikan dengan faktor pembesaran C_d/I_e . Setelah itu dapat diketahui besarnya simpangan antar tingkat yang merupakan selisih nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat dibawahnya. Nilai simpangan ini selanjutnya dikontrol terhadap batas simpangan. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut berdasarkan SNI 03-1726-2012:



Gambar 6. 13 Penentuan Simpangan Antar Lantai (SNI 03-1726-2012 gambar 5)

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

Dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi = 5,5

δ_{xe} = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan = 1,5

Untuk nilai simpangan antar lantai ijin, Δ_i , berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 16 didapatkan yakni:

Tabel 6. 12 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_i

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

Maka didapatkan nilai $\Delta_i = 0,010 h_{sx}$

6.4.1 Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Tabel 6. 13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah X

Lantai	Elevasi	Tinggi antar lantai	δe_i	δi	$\delta e_i - \delta i$	Δ_i	Δa	cek syarat
			from Etabs	$Cd \cdot \delta e_i / I_e$		$(\delta e_i - \delta e_{(i-1)}) \cdot Cd / I$	$0,01 h_{sx}$	
	m	m	mm	mm	mm	mm		
Atap	48	4	61.808	226.63	164.82	5.045	40	ok
11	44	4	60.432	221.58	161.15	8.202	40	ok
12	40	4	58.195	213.38	155.19	11.770	40	ok
13	36	4	54.985	201.61	146.63	15.165	40	ok
14	32	4	50.849	186.45	135.60	18.289	40	ok
15	28	4	45.861	168.16	122.30	21.116	40	ok
16	24	4	40.102	147.04	106.94	23.591	40	ok
17	20	4	33.668	123.45	89.78	25.685	40	ok
18	16	4	26.663	97.76	71.10	27.317	40	ok
19	12	4	19.213	70.45	51.23	28.112	40	ok
20	8	4	11.546	42.34	30.79	26.613	40	ok
21	4	4	4.288	15.72	11.43	15.723	40	ok

Tabel 6. 14 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah Y

Lantai	Elevasi	Tinggi antar lantai	δ_{ei}	δ_i	$\delta_{ei}-\delta_i$	Δ_i	Δa	cek syarat
			from Etabs	Cd. δ_{ei}/I_e		$(\delta_{ei}-\delta_{ei-1}).Cd/I$	0,0 1hs x	
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	48	4	46.851	171.79	124.94	13.743	40	ok
11	44	4	43.103	158.04	114.94	11.752	40	ok
10	40	4	39.898	146.29	106.39	15.099	40	ok
9	36	4	35.78	131.19	95.41	16.137	40	ok
8	32	4	31.379	115.06	83.68	16.889	40	ok
7	28	4	26.773	98.17	71.39	17.310	40	ok
6	24	4	22.052	80.86	58.81	17.259	40	ok
5	20	4	17.345	63.60	46.25	18.495	40	ok
4	16	4	12.301	45.10	32.80	15.319	40	ok
3	12	4	8.123	29.78	21.66	13.292	40	ok
2	8	4	4.498	16.49	11.99	10.245	40	ok
1	4	4	1.704	6.25	4.54	6.248	40	ok

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VII

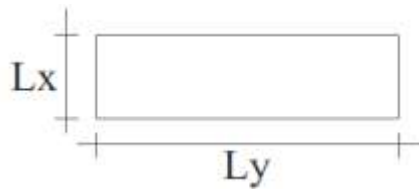
DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

7.1 Perhitungan Struktur Plat Lantai

Struktur plat lantai yang dihitung pada bab ini merupakan plat yang dikelilingi oleh balok. Plat ini digunakan pada lantai 2 hingga lantai atap.

7.1.1 Analisis Struktur Plat

Untuk analisa struktur plat lantai menggunakan tabel koefisien momen; momen-momen yang terjadi mengikuti ketentuan sebagai berikut:



Gambar 7. 1 Ketentuan Pada Analisa Struktur Plat

Untuk beban yang bekerja pada plat lantai adalah beban mati dan beban hidup. Besarnya beban-beban yang bekerja adalah sebagai berikut:

1. Beban mati
Beban sendiri plat = $0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 288 \text{ kg/m}^2$

Beban keramik + spesi	= 110 kg/m ²
Beban <i>ducting mechanical</i>	= 19 kg/m ²
Beban plafon	= 5 kg/m ²
Beban penggantung langit-langit	= 10 kg/m ²
qDL = (288 + 110 + 19 + 5 + 10) kg/m ²	= 432 kg/m ²

2. Beban Hidup

Beban ruang kelas	= 383 kg/m ²
Beban ruang pertemuan	= 479 kg/m ²

3. Beban Kombinasi

$$1,4 D = 1,4 (432 \text{ kg/m}^2) = 598,08 \text{ kg/m}^2$$

Untuk pertemuan kelas:

$$1,2D + 1,6L = 1,2 (432 \text{ kg/m}^2) + 1,6 (383 \text{ kg/m}^2) \\ = 1131,2 \text{ kg/m}^2$$

Untuk momen yang terjadi dihitung menggunakan koefisien momen PBI dengan rumus $M = 0,001 \cdot qL \cdot Lx^2 \cdot X$ adalah sebagai berikut:

1. Plat ukuran 4,5 x 2,667 (plat A)

$$Ly = 4,5 \text{ m}$$

$$Lx = 2,667 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \frac{4,5}{2,667} = 1,69 < 2 \text{ (plat dua arah)}$$

Koefisien momen untuk β_1 adalah sebagai berikut:

$$X1 = 38$$

$$X2 = 81$$

$$X3 = 14$$

$$X4 = 57$$

Maka untuk momen yang terjadi adalah:

$$Mlx = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ kg/m}^2 \cdot 38 = \\ 305.752 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ kg/m}^2 \cdot 81 = 651,734 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ kg/m}^2 \cdot 14 = 112,645 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ kg/m}^2 \cdot 57 = 458,629 \text{ kg.m/m}$$

2. Plat ukuran 5 x 2,667 (plat B)

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$L_x = 2,667 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \frac{5}{2,667} = 1,874 < 2 \text{ (plat dua arah)}$$

Koefisien momen untuk β_1 adalah sebagai berikut:

$$X_1 = 40$$

$$X_2 = 83$$

$$X_3 = 12$$

$$X_4 = 57$$

Maka untuk momen yang terjadi adalah:

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ m} \cdot 40 = 321,844 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ m} \cdot 81 = 667,826 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ m} \cdot 14 = 96,553 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,667 \text{ m} \cdot 57 = 458,628 \text{ kg.m/m}$$

3. Plat ukuran 5 x 3,5 (Plat C)

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$L_x = 3,5 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \frac{5}{2,667} = 1,874 < 2 \text{ (plat dua arah)}$$

Koefisien momen untuk β_1 adalah sebagai berikut:

$$X_1 = 31$$

$$X2 = 69$$

$$X3 = 19$$

$$X4 = 57$$

Maka untuk momen yang terjadi adalah:

$$Mlx = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 31 = 561,075 \text{ kg.m/m}$$

$$Mtx = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 81 = 1248,845 \text{ kg.m/m}$$

$$Mly = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 14 = 343,8848 \text{ kg.m/m}$$

$$Mty = 0,001 \cdot 1131,2 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 57 = 1031,6544 \text{ kg.m/m}$$

Tabel 7. 1 Perbandingan Nilai Momen Yang Terjadi Pada Plat Dihiung Menggunakan ETABS 16.2.0

Tipe Plat	Momen yang terjadi (kg.m/m)							
	ETABS				Koef.Momen PBI 1971			
	tumpuan (-)		lapangan (+)		tumpuan		lapangan	
	x	y	x	y	x	y	x	y
PLAT A	428.6	187.2	419.4	283.3	651.73	458.63	305.75	112.65
PLAT B	480.7	149.5	434	272	667.83	458.63	321.84	96.553
PLAT C	1085.7	724.5	566	428.3	1248.8	1031.7	561.08	343.88
PLAT D	466.8	72.8	296.9	154.6	343.6	200.43	343.6	200.43

Dari tabel 7.1 diatas dapat dilihat bahwa nilai hasil momen yang terjadi dari perhitungan ETABS 16.2.0 relatif lebih besar dibandingkan momen yang dihitung menggunakan tabel koefisien momen PBI 1971, sehingga untuk perhitungan penulangan plat akan menggunakan momen hasil perhitungan ETABS 16.2.0.

7.1.2 Perhitungan kebutuhan tulangan plat

Pada perhitungan plat diambil satu jenis plat untuk perhitungan, yakni plat S1 dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$L_y = 4500 \text{ mm}$$

$$L_x = 2667,7 \text{ mm}$$

$$L_n = 4500 - \frac{600}{2} - \frac{600}{2} = 3900 \text{ mm}$$

$$S_n = 2667,7 - \frac{350}{2} - \frac{400}{2} = 2292 \text{ mm}$$

Momen yang terjadi pada plat adalah sebagai berikut:

$$M_{lx} = 419,4 \text{ kg.m/m} = 4,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{tx} = 651,7 \text{ kg.m/m} = 6,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{ly} = 283,3 \text{ kg.m/m} = 2,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 458,6 \text{ kg.m/m} = 4,58 \text{ kN.m}$$

Untuk contoh perhitungan kebutuhan tulangan pada daerah lapangan arah x (M_{lx}):

Untuk $f_c' = 35 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,8$$

$$d_x = t_{plat} - t_{selimut \text{ beton}} - \frac{d}{2}$$

$$d_x = 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{12}{2} = 94 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,44$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \text{ (SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 0,8 \cdot 35MPa}{400MPa} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,02678$$

$$Mlx = 4,19 \text{ kN.m/m} = 4.194.000 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{4.194.000}{0,8} = 5.242.500 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{5.242.500 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \cdot 94^2 \text{ mm}^2} = 0,593 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,44} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,44 \cdot 0,593}{400MPa}} \right) = 0,0015$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka yang dipakai ialah $\rho = 0,002$

Sehingga:

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 94 \text{ mm} = 188 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai, **D10-200** mm

$$As\text{pakai} = 392,5 \text{ mm}^2$$

- Kontrol jarak tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 13.2.2, disebutkan bahwa spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dua kali tebal slab, sehingga:

$$200 \text{ mm} < 2 \cdot t_{\text{plat}}$$

$$200 \text{ mm} < 2 \cdot 120 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} < 240 \text{ mm (OK)}$$

- Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak

Pengecekan jarak tulangan terhadap kontrol retak dilakukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4.

Syarat:

$$s = 300 \cdot \frac{280}{f_s} - 2,5 \cdot c_c \text{ dan tidak melebihi } s \text{ max} = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = \frac{2}{3} \cdot 400 \text{MPa} = 266,667 \text{MPa}$$

Dengan c_c merupakan jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka Tarik, sehingga $c_c = 20 \text{ mm}$

Maka:

$$s = 300 \cdot \left(\frac{280}{266,67 \text{MPa}}\right) - 2,5 \cdot 20 \text{mm} = 265 \text{ mm}$$

$$s \text{ max} = 300 \cdot \left(\frac{280}{266,67 \text{MPa}}\right) = 315 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan yang dipakai ialah = $200 \text{ mm} < 265 \text{ mm}$ (OK!)

- Kontrol geser dua arah (pons) pada jarak $d/2$ dari muka kolom
 $D = 94 \text{ mm}$

Apabila lebar kolom = 900 mm , maka:

$$b_o = 4 \cdot (900 \text{mm} + 94 \text{mm}) = 3976 \text{ mm}$$

$$V_u = (l_y \cdot l_x - (b \text{ kolom} + d)^2) \cdot q_u$$

$$V_u = (4,50 \text{m} \cdot 2,67 \text{m} - (0,9 \text{m} + 0,094 \text{m})^2) \cdot 11,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_u = 124,584 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot (0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d)$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot (0,17 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35 \text{MPa}} \cdot 3976 \text{mm} \cdot 94 \text{mm})$$

$$\phi \cdot V_c = 547,2 \text{ kN}$$

Maka dapat disimpulkan:

$$\phi \cdot V_c = 547,2 \text{ kN} > V_u = 124,58 \text{ kN}$$

Maka beton mampu menahan geser dua arah (pons) yang terjadi pada ujung plat.

- Kontrol geser satu arah pada jarak d dari muka kolom

$$x = \frac{4500 \text{mm}}{2} - \frac{900 \text{mm}}{2} - 94 \text{mm} = 1706 \text{ mm} = 1,7 \text{ m}$$

$$V_u = q_u \cdot b \cdot x = 11,32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1m \cdot 1,7m = 19,2983 kN$$

$$\phi V_c = \phi \cdot (0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'}) \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35}) \cdot 1000mm \cdot 94mm = 70,9042 kN$$

$$\phi V_c = 70,9042 kN > V_u = 19,2983 kN$$

Tabel 7. 2 Tabel Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S1

	Arah Lx		Arah Ly	
	Lap	Tump	Lap	Tump
Tebal plat	120	120	120	120
Mu (kN.m)	4.19	6.52	2.83	4.59
d (mm)	94	94	94	94
ρ_{min}	0.002	0.002	0.002	0.002
Rn	0.5933	0.922	0.4008	0.6488
ρ	0.0015	0.0023	0.001	0.0016
ρ pakai	0.002	0.0023	0.002	0.002
As min(mm ²)	188	220.13	188	188
As pak(mm ²)	127	127	127	127
Tul pakai	10 200	10 100	10 200	10 100
cek jarak tulangan (<240 mm)	ok	ok	ok	ok
cek retak	ok	ok	ok	ok
Vu 2arah (kN)	124.584			
ϕV_c 2 arah (kN)	547.2			

Vu 1 arah (kN)	19.298272
ϕV_c 1 arah (kN)	70.9042162
Cek geser	ok

Dengan menggunakan perhitungan yang sama dengan perhitungan plat S1 diperoleh kebutuhan tulangan pada plat S2, S3, dan S4 yang ditunjukkan oleh tabel berikut:

Tabel 7. 3 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S2

	Arah Lx		Arah Ly	
	Lap	Tump	Lap	Tump
Tebal plat	120	120	120	120
Mu (kN.m)	4.34	4.81	2.72	1.50
d (mm)	94	94	94	94
ρ_{min}	0.002	0.002	0.002	0.002
Rn	0.614	0.68	0.3848	0.2115
ρ	0.0016	0.0017	0.001	0.0005
ρ pakai	0.002	0.002	0.002	0.002
As min(mm ²)	188	188	188	188
As pak(mm ²)	127	127	127	127
Tul pakai	10 150	10 200	10 100	10 200
cek jarak tulangan (<240 mm)	ok	ok	ok	ok
cek retak	ok	ok	ok	ok
Vu 2 arah (kN)	139.669			
ϕV_c 2 arah (kN)	547.247			

Vu 1 arah (kN)	33.36936
ϕVc 1 arah (kN)	70.9042162
Cek geser	ok

Tabel 7. 4 Hasil Kebutuhan Tulangan Pada Plat S3

	Arah Lx		Arah Ly	
	Lap	Tump	Lap	Tump
Tebal plat	120	120	120	120
Mu (kN.m)	5.66	10.86	4.28	7.25
d (mm)	94	94	94	94
ρ_{min}	0.002	0.002	0.002	0.002
Rn	0.8007	1.5359	0.6059	1.0249
ρ	0.002	0.0039	0.0015	0.0026
ρ pakai	0.002	0.0039	0.002	0.0026
As min(mm ²)	190.77	370.77	188	245.16
As pak(mm ²)	127	127	127	127
Tul pakai	10 150	10 200	10 100	10 200
cek jarak tulangan (<240 mm)	ok	ok	ok	ok
cek retak	ok	ok	ok	ok
Vu 2 arah (kN)	139.669			
ϕVc 2 arah (kN)	547.247			
Vu 1 arah (kN)	38.25936			

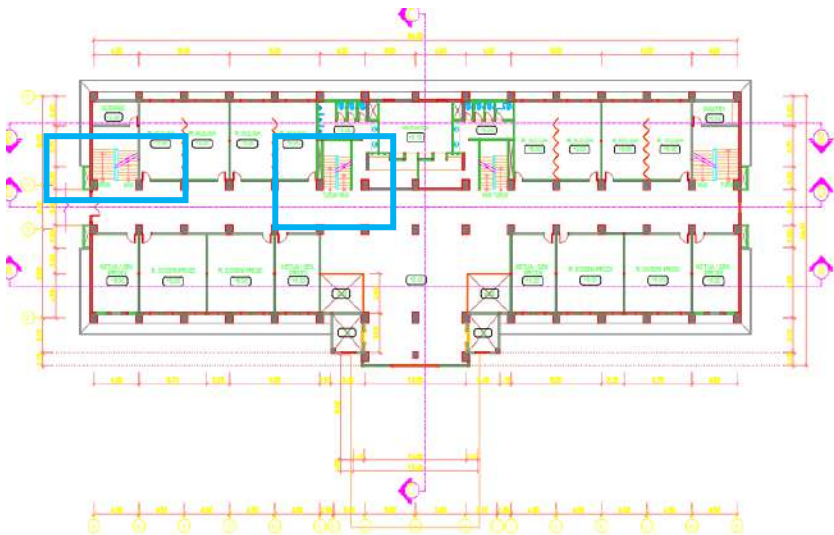
ϕV_c 1 arah (kN)	70.9042162
Cek geser	ok

Tabel 7. 5 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat S4

	Arah Lx		Arah Ly	
	Lap	Tump	Lap	Tump
Tebal plat	120	120	120	120
Mu (kN.m)	2.97	4.67	1.55	0.73
d (mm)	94	94	94	94
ρ_{min}	0.002	0.002	0.002	0.002
Rn	0.42	0.6604	0.2187	0.103
ρ	0.0011	0.0017	0.0005	0.0003
ρ pakai	0.002	0.002	0.002	0.002
As min(mm ²)	188	188	188	188
As pak(mm ²)	127	127	127	127
Tul pakai	10 150	10 200	10 100	10 200
cek jarak tulangan (<240 mm)	ok	ok	ok	ok
cek retak	ok	ok	ok	ok
Vu 2arah (kN)	139.669			
ϕV_c 2 arah (kN)	547.247			
Vu 1arah (kN)	28.47936			
ϕV_c 1 arah (kN)	70.9042162			
Cek geser	ok			

7.2 Desain Struktur Tangga

Struktur tangga yang didesain meliputi plat tangga, balok tangga, plat bordes serta balok bordes. Denah penempatan tangga dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 7. 2 Denah penempatan tangga pada lantai dasar

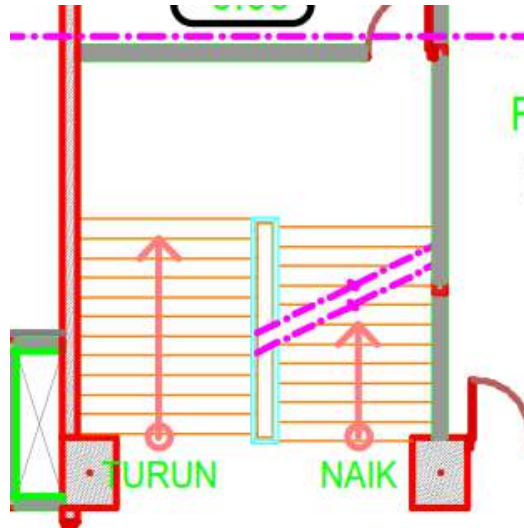
7.2.1 Desain Struktur Plat Tangga Dan Plat Bordes

Spesifikasi teknik untuk plat tangga dan plat bordes yang didesain adalah sebagai berikut:

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

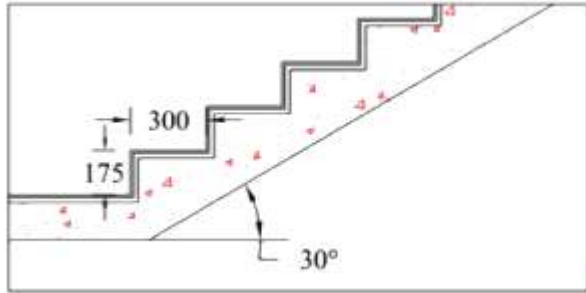
$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

tulangan menggunakan D13



Gambar 7. 3 Denah Tangga

Gambar 7. 4 Dimensi injakan dan tanjakan anak tangga



Tebal plat tangga = 150 mm

Tebal plat bordes = 150 mm

7.2.1.1 Pembebanan Tangga

Plat tangga dan plat bordes menerima kombinasi beban ultimate dari beban mati dan beban hidup.

1. Beban mati (DL)

Beban keramik + spesi = 110 kg/m^2

2. Beban hidup (LL)

Beban hidup tangga/bordes = $204,3 \text{ kg/m}^2$

$q_{LL} = 204,3 \text{ kg/m}^2$

3. Beban ultimate

$q_U = 1,4q_{DL}$

$= 1,4 \cdot 110 \text{ kg/m}^2$

$= 154 \text{ kg/m}^2$

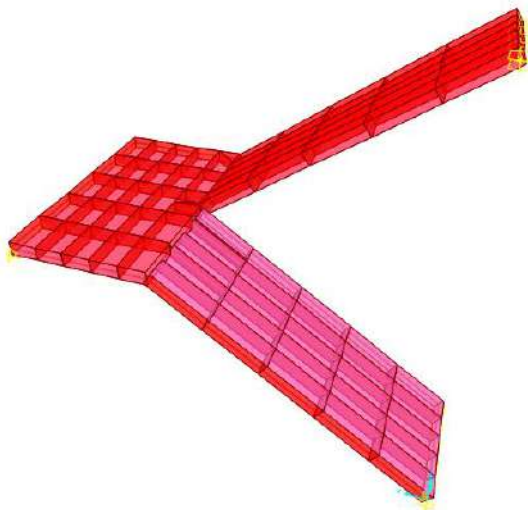
$q_U = 1,2DL + 1,6LL$

$= 1,2 \cdot 110 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \cdot 204,3 \text{ kg/m}^2$

$= 458,9 \text{ kg/m}^2$

7.2.1.2 Permodelan Tangga Menggunakan SAP

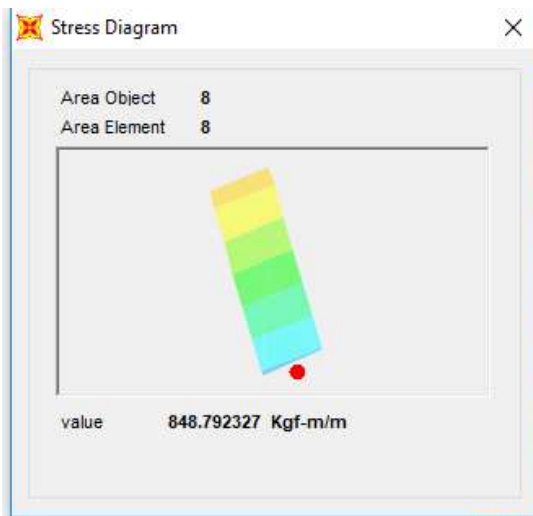
Untuk plat tangga dan plat bordes dimodelkan sebagai berikut menggunakan program bantu SAP V.19



Gambar 7. 5 Permodelan Tangga Menggunakan Program SAP V.19

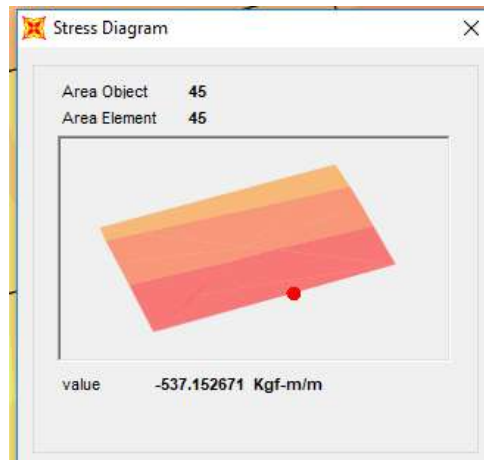
7.2.1.3 Analisis Struktur Plat Tangga Dan Plat Bordes

Untuk momen yang terjadi pada plat tangga dan plat bordes menggunakan program bantu SAP 2000 v.19, didapatkan momen yang terjadi pada plat adalah sebagai berikut:



Gambar 7. 6 Momen Yang Terjadi Pada Tangga

- Momen pada tangga maksimum (area 8) = 848,792 kg.m/m



Gambar 7. 7 Momen Maksimum Pada Bordes

- Momen yang terjadi pada bordes maksimum = 573,153 kg.m/m

7.2.1.4 Perhitungan Tulangan Plat Tangga

$$L_y = L_n = \frac{2820}{\cos 30^\circ} = 3256,3 \text{ mm}$$

$$L_x = S_n = 2230 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{3256,3}{2230} = 2,65 > 2 \text{ (plat 1 arah)}$$

$$d = 150\text{mm} - 20\text{mm} - 13\text{mm}/2 = 123,5 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan perhitungan seperti pada perhitungan kebutuhan tulangan pada plat tipe A pada program bantu Microsoft Excel, didapatkan kebutuhan tulangan sebagai berikut:

Tabel 7. 6 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Plat Tangga

	plat tangga		
Tebal plat (mm)	150		
Mu (Nmm)	5371530.00		
d (mm)	123.5		
ρ min	0.0035		
m	13.45		
Rn (N/mm ²)	0.414		
ρ	0.0010		
ρ pakai	0.0035		
As min (mm ²)	432.25		
As pakai(mm ²)	785		
Tul pakai	D	10	100
Cek jarak tulangan < 300	ok		
Cek retak < 265	ok		

Untuk perhitungan tulangan bagi, berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 adalah $\rho = 0,002$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000mm \cdot 123,5mm = 247 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai D10 – 250, As pakai = 314 mm² > 247 mm² (OK!)

7.2.1.5 Perhitungan Tulangan Bordes

$$L_y = L_n = 4570 \text{ mm}$$

$$L_x = S_n = 2050 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{4570\text{mm}}{2050\text{mm}} = 2,23 > 2 \text{ (plat 1 arah)}$$

$$d = 150\text{mm} - 20\text{mm} - 13\text{mm}/2 = 123,5 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan perhitungan seperti pada perhitungan kebutuhan tulangan pada plat tipe A pada program bantu Microsoft Excel, didapatkan kebutuhan tulangan sebagai berikut:

Tabel 7. 7 Hasil Perhitungan Excel Kebutuhan Tulangan Plat Bordes

	plat bordes		
Tebal plat (mm)	150		
Mu (Nmm)	5.37		
d (mm)	123.5		
ρ min	0.0035		
m	13.45		
Rn (N/mm ²)	0.41		
ρ	0.0010		
ρ pakai	0.0035		
As min (mm ²)	432.25		
As pakai(mm ²)	785.00		
Tul pakai	D	10	100
Cek jarak tulangan < 300	ok		

Cek retak < 265	ok
-----------------	----

Untuk perhitungan tulangan bagi, berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 adalah $\rho = 0,002$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000\text{mm} \cdot 123,5\text{mm} = 247 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai D10 – 250, A_s pakai = $314 \text{ mm}^2 > 247 \text{ mm}^2$ (OK!)

Menghitung panjang penyaluran tulangan dari balok ke plat tangga berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2 :

Diketahui:

$$d_b = 13 \text{ mm}$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400\text{MPa} \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35}} \right) \cdot 13\text{mm} = 517,04\text{mm}$$

Maka nilai $l_d = 600 \text{ mm}$

7.3 Desain Balok Anakn(B3)

7.3.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Dimensi balok induk	: 300 x 400 mm
Bentang balok (L)	: 5000 mm
Bentang bersih balok (L_n)	: 4940 mm
Cover	: 40 mm
Diameter tulangan lentur	: D16
Diameter tulangan geser	: D10
d	: 400mm - 40mm - 10mm -
	16/2mm = 342 mm

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{35MPa - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,8$$

7.3.2 Gaya yang Terjadi Pada Balok

Untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dapat menggunakan program bantu Analisa Struktur yaitu ETABS 16.2.0. Didapatkan gaya-gaya dengan menggunakan kombinasi ENVELOPE.

Berikut akan dijabarkan hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 yang menghasilkan gaya dalam berupa momen-momen di tumpuan maupun di lapangan sebagai berikut

Mu lapangan	= 26,544 kNm
Mu tumpuan kanan	= 76,5276 kNm
Mu tumpuan kiri	= 86,6511 kNm
Vu tumpuan	= 55,17 kN
Vu lapangan	= 19,182 kN
Torsi	= 1,205 kNm

7.3.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan

1. Perhitungan tulangan tumpuan kanan

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$$Mu = 76527600 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{76527600 \text{ Nmm}}{0,9} = 85030666,7 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{85030666,7 \text{ Nmm}}{300 \text{ mm} \cdot 342^2} = 2,42 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,42}{400MPa}} \right) = 0,00633$$

ρ maks = 0,022 (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena ρ min < ρ < ρ maks, maka dipakai $\rho = 0,00633$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,00633 \cdot 300\text{mm} \cdot 342\text{mm} \\ &= 649,183 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **4-D16** dengan $A_s = 804,248 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bawah (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan atas (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

2. Perhitungan tulangan tumpuan kiri

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$M_u = 84651100 \text{ Nmm}$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{84651100 \text{ Nmm}}{0,9} = 94056777,8 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400MPa}{0,85 \cdot 35MPa} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{94056777,8\text{Nmm}}{300\text{mm} \cdot 342^2} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400MPa} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,68}{400MPa}} \right) = 0,00703$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,00703$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,00633 \cdot 300mm \cdot 342mm \\ &= 721,675 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **4-D16** dengan $A_s = 804,248 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bawah (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan atas (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

3. Perhitungan tulangan lapangan

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$$M_u = 26544000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{26544000 \text{ Nmm}}{0,9} = 29493333,3 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400MPa}{0,85 \cdot 35MPa} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{29493333,3 \text{ Nmm}}{300mm \cdot 342^2} = 0,84 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400\text{MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 0,84}{400\text{MPa}}} \right) = 0,00213$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 300\text{mm} \cdot 342\text{mm} \\ &= 359,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **4-D16** dengan $A_s = 804,248 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan atas (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan bawah (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

4. Perhitungan tulangan geser

Dari output ETABS diperoleh nilai gaya geser pada tumpuan adalah:

$$V_u \text{ tumpuan} = 55,17 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{55,17\text{kN}}{0,75} = 73,56 \text{ kN}$$

Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 300\text{mm} \cdot 342\text{mm} = 101,2 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s = V_u/\phi - V_c < 0$, maka diperlukan tulangan sengkang minimum. Digunakan $V_s = V_c$

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

Pakai spasi sengkang = 120 mm, sehingga tulangan geser yang dibutuhkan adalah:

$$A_v \text{ perlu} = \frac{101165\text{N} \cdot 120\text{mm}}{400\text{MPa} \cdot 342\text{mm}} = 88,7412 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang 2 kaki D10 dengan $A_s = 157,08 \text{ mm}^2 > A_v$ perlu (OK)

Gaya geser aktual yang mampu dipikul oleh tulangan adalah:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{157,08 \cdot 400\text{MPa} \cdot 342\text{mm}}{120\text{mm}} = 179,07 \text{ kN} > V_u$$

OK

5. Perhitungan tulangan torsi

Periksa apakah diperlukan tulangan torsi:

$$B_{cp} = 210 \text{ mm}$$

$$H_{cp} = 310 \text{ mm}$$

$$A_{cp} = 65100 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 1040 \text{ mm}$$

Pengaruh puntir dapat diabaikan jika:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$1204600\text{mm} \leq \frac{0,75 \sqrt{35\text{MPa}}}{12} \cdot \left(\frac{65100^2}{1040} \right)$$

$$1204600\text{Nmm} \leq 1506755 \text{ Nmm} \text{ (pengaruh puntir diabaikan)}$$

Maka hanya pengaruh geser saja yang diperhitungkan dalam perencanaan tulangan sengkang yakni digunakan **4D10 – 100 mm**.

Untuk tulangan torsi longitudinal digunakan 2D10

6. Perhitungan panjang penyaluran

1. Panjang penyaluran tulangan Tarik

a. Tulangan diteruskan sejauh d , $12d_b$, atau $l_n/16$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.10.3 dan 12.10.4):

- $d = 834,5 \text{ mm}$
- $12d_b = 12 \cdot 25\text{mm} = 300 \text{ mm}$
- $l_n/16 = 7100 \text{ mm}/16 = 443,75 \text{ mm}$

Maka diambil nilai terbesar yaitu 834,5mm (850 mm)

b. Mencari nilai l_d (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2) :

Diketahui nilai:

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

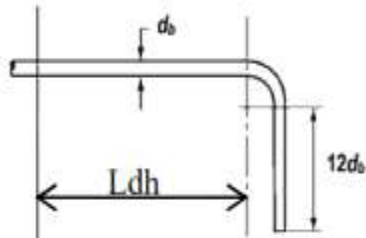
$$\lambda = 1,0$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400\text{MPa} \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35\text{MPa}}} \right) \cdot 25\text{MPa} = 994,29 \text{ mm}$$

Diambil nilai $l_d = 1000 \text{ mm} = 1\text{m}$

2. Panjang penyaluran tulangan berkait



$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot 1,0 \cdot 400}{1,0 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \right) \cdot 25 \text{ MPa} = 405,67 \text{ mm}$$

Maka dipakai 500 mm

Panjang kait standar:

$$12 d_b = 12 \cdot 25 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

7.4 Desain Balok Lift

7.4.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Dimensi balok induk	: 300 x 400 mm
Bentang balok (L)	: 5000 mm
Bentang bersih balok (L_n)	: 4940 mm
Cover	: 40 mm
Diameter tulangan lentur	: D16
Diameter tulangan geser	: D10
d	: 400mm - 40mm - 10mm -
	16/2mm = 342 mm

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{35MPa - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,8$$

7.4.2 Gaya yang Terjadi Pada Balok

Untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dapat menggunakan program bantu Analisa Struktur yaitu ETABS 16.2.0. Didapatkan gaya-gaya dengan menggunakan kombinasi ENVELOPE.

Berikut akan dijabarkan hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 yang menghasilkan gaya dalam berupa momen-momen di tumpuan maupun di lapangan sebagai berikut

$$\text{Mu lapangan} = 3,375 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu tumpuan kanan} = 5,993 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu tumpuan kiri} = 6,748 \text{ kNm}$$

$$\text{Vu tumpuan} = 8,562 \text{ kN}$$

$$\text{Vu lapangan} = 8,562 \text{ kN}$$

$$\text{Torsi} = 1,66 \text{ kNm}$$

7.4.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan

1. Perhitungan tulangan tumpuan kanan

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$$\text{Mu} = 5993000 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5993000 \text{ Nmm}}{0,9} = 6658888,89 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400MPa}{0,85 \cdot 35MPa} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{6658888,89Nmm}{300mm \cdot 342^2} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400MPa} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,42}{400MPa}} \right) = 0,000476$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 300mm \cdot 342mm \\ &= 359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **3-D16** dengan $A_s = 603,1858 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bawah (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan atas (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

2. Perhitungan tulangan tumpuan kiri

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$$M_u = 6748200Nmm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{6748200\text{Nmm}}{0,9} = 7498000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{7498000\text{Nmm}}{300\text{mm} \cdot 342^2} = 0,21 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400\text{MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,42}{400\text{MPa}}} \right) = 0,000536$$

$\rho \text{ maks} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho \text{ min} > \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 300\text{mm} \cdot 342\text{mm} \\ &= 359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **3-D16** dengan $A_s = 603,1858 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bawah (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan atas (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

3. Perhitungan tulangan lapangan

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

$$M_u = 3375000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3375000 \text{ Nmm}}{0,9} = 3750000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3750000 \text{ Nmm}}{300 \text{ mm} \cdot 342^2} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 0,11}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,000268$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 342 \text{ mm} \\ &= 359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan **3-D16** dengan $A_s = 603,1858 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan atas (tekan) digunakan 0,5 dari A_s perlu tulangan bawah (tarik). Maka digunakan **2-D16** dengan $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$.

5. Perhitungan tulangan geser

Dari output ETABS diperoleh nilai gaya geser pada tumpuan adalah:

$$V_u \text{ tumpuan} = 8,568 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{8,568 \text{ kN}}{0,75} = 11,416 \text{ kN}$$

Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 342 \text{ mm} = 101,2 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s = V_u/\phi - V_c < 0$, maka diperlukan tulangan sengkang minimum. Digunakan $V_s = V_c$

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

Pakai spasi sengkang = 120 mm, sehingga tulangan geser yang dibutuhkan adalah:

$$A_v \text{ perlu} = \frac{101165 \text{ N} \cdot 120 \text{ mm}}{400 \text{ MPa} \cdot 342 \text{ mm}} = 88,7412 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang 2 kaki D10 dengan $A_s = 157,08 \text{ mm}^2 > A_v$ perlu (OK)

Gaya geser aktual yang mampu dipikul oleh tulangan adalah:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{157,08 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 342 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 179,07 \text{ kN} > V_u$$

OK

7. Perhitungan tulangan torsi

Periksa apakah diperlukan tulangan torsi:

$$B_{cp} = 210 \text{ mm}$$

$$H_{cp} = 310 \text{ mm}$$

$$A_{cp} = 65100 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 1040 \text{ mm}$$

Pengaruh puntir dapat diabaikan jika:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c'}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$1204600 \text{ mm} \leq \frac{0,75 \sqrt{35 \text{ MPa}}}{12} \cdot \left(\frac{65100^2}{1040} \right)$$

$$1204600 \text{ Nmm} \leq 1506755 \text{ Nmm} \text{ (pengaruh puntir diabaikan)}$$

Maka hanya pengaruh geser saja yang diperhitungkan dalam perencanaan tulangan sengkang yakni digunakan **4D10 – 100 mm**.

Untuk tulangan torsi longitudinal digunakan 2D10

8. Perhitungan panjang penyaluran

1. Panjang penyaluran tulangan Tarik

a. Tulangan diteruskan sejauh d , $12d_b$, atau $l_n/16$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.10.3 dan 12.10.4):

- $d = 834,5 \text{ mm}$

- $12d_b = 12 \cdot 25 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$

- $l_n/16 = 7100 \text{ mm}/16 = 443,75 \text{ mm}$

Maka diambil nilai terbesar yaitu 834,5mm (850 mm)

c. Mencari nilai l_d (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2) :

Diketahui nilai:

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

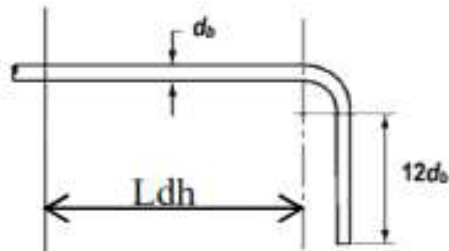
$$\lambda = 1,0$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400 \text{ MPa} \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \right) \cdot 25 \text{ MPa} = 994,29 \text{ mm}$$

Diambil nilai $l_d = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$

2. Panjang penyaluran tulangan berkait



$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot 1,0 \cdot 400}{1,0 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \right) \cdot 25 \text{ MPa} = 405,67 \text{ mm}$$

Maka dipakai 500 mm

Panjang kait standar:

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25\text{mm} = 300 \text{ mm}$$

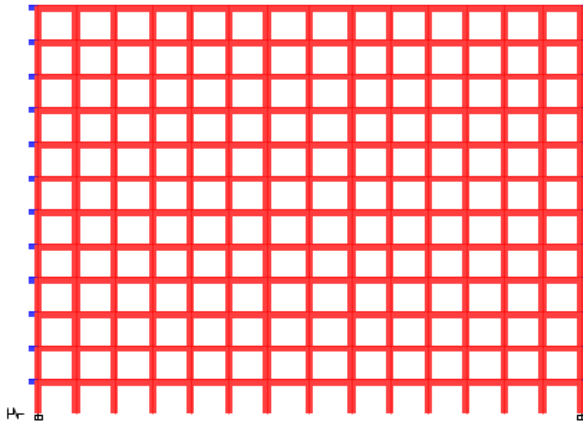
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII

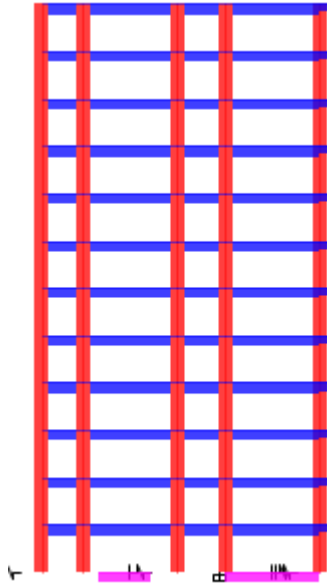
DESAIN STRUKTUR PRIMER

8.1 Umum

Untuk perhitungan struktur primer, portal pada bangunan yang akan ditinjau adalah sebanyak 2 portal. Portal tersebut dibagi menjadi 1 portal arah memanjang dan 1 portal arah melintang. Nantinya dari masing-masing portal akan dihitung kebutuhan untuk kebutuhan tulangan balok, kolom serta hubungan balok-kolom dari masing-masing portal tersebut. Untuk portal yang ditinjau adalah sebagai berikut:



Gambar 8. 1 Portal Pada Bidang X-Z @ Y=3,5 M



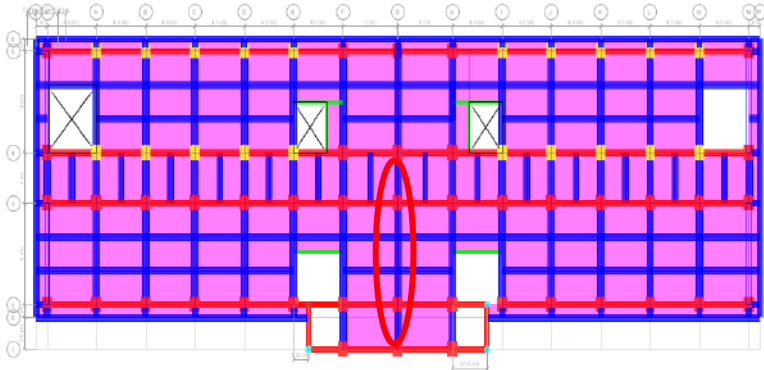
Gambar 8. 2 Portal Pada Bidang Y-Z @ X =32 M

8.2 Desain Struktur Balok Induk

Pada perhitungan penulangan balok, balok yang dihitung secara manual adalah balok yang mengalami momen terbesar dari hasil perhitungan ETABS 16.2.0

8.2.1 Perhitungan Balok B1 Ukuran 60/90 (B80)

Dari perhitungan program bantu ETABS 16.2.0 untuk gaya paling besar yang terjadi pada balok induk B1 dengan dimensi 60/90 terdapat pada frame B80, ditunjukkan dengan gambar berikut ini.



Gambar 8. 3 Balok Yang Ditinjau Dalam Perhitungan

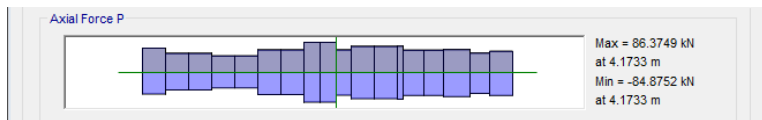
8.2.2.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Dimensi balok induk	: 600 x 900 mm
Bentang balok (L)	: 8000 mm
Bentang bersih balok (L_n)	: $(8000-900/2-900/2) = 7100$ mm
Cover	: 40 mm
Diameter tulangan lentur	: D25
Diameter tulangan geser	: D13

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{35MPa - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,8$$

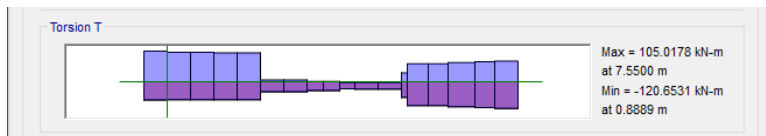
8.2.2.2 Gaya yang Terjadi Pada Balok

Untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dapat menggunakan program bantu Analisa Struktur yaitu ETABS 16.2.0. Didapatkan gaya-gaya dengan menggunakan kombinasi ENVELOPE sebagai berikut:



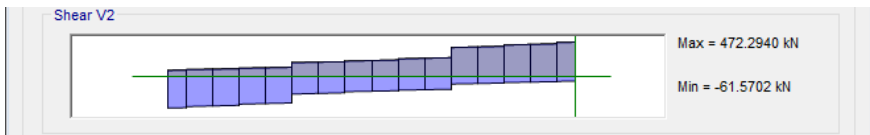
Gambar 8. 4 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $P_u = 86,3749$ kN

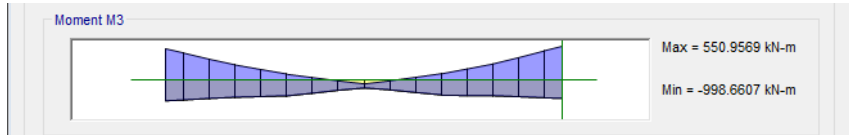


Gambar 8. 5 Gaya Torsi Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $T_u = 120,6531$ kN.m



Gambar 8. 6 Gaya Geser Yang Terjadi Pada Balok



Gambar 8. 7 Momen M3 Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $V_u = 472,2940$ kN

Berikut akan dijabarkan hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 yang menghasilkan gaya dalam berupa momen-momen di tumpuan maupun di lapangan sebagai berikut:

Tabel 8. 2 tabel momen-momen yang terjadi pada balok di sepanjang bentang

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	Mu (kN.m)	Nilai
1	Tumpuan Kanan	Kanan	998.6607	-
2	Tumpuan Kanan	Kiri	475.7294	+
3	Tumpuan Kiri	Kiri	924.7399	-
4	Tumpuan Kiri	Kanan	530.8672	+
5	Lapangan	Kanan & Kiri	240.8121	+

8.2.2.3 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa Pada Balok

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
 $0,1 \cdot A_g \cdot f_c' = 0,1 \cdot 600\text{mm} \times 900\text{mm} \times 35\text{MPa} = 1.890.000 \text{ N} = 1890 \text{ kN}$

Dari ETABS 16.2.0 didapatkan hasil:

$$P_u = 86,3749 \text{ kN} < 1890 \text{ kN (OK!)}$$

- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (**SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2**)

$$L_n = 7100 \text{ mm}$$

Diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan lentur, sehingga tinggi efektifnya ialah sebagai berikut:

$$d = 900\text{mm} - 40 - 13 - 25/2 = 834,5 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 834,5\text{mm} = 3338 \text{ mm} < 7100 \text{ mm (OK!)}$$

- Lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3h dan 250 mm (**SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.3**)

$$b/h = 600\text{mm}/900\text{mm} = 0,667 > 0,3 \text{ (OK!)}$$

Cek lebar balok:

$$600 \text{ mm} > 250 \text{ mm (OK!)}$$

8.2.2.4 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal penahan lentur ini akan diambil contoh satu jenis balok melintang yakni balok induk B1 (60/90) dengan bentang 8 m. Untuk perhitungan balok selanjutnya akan disajikan dalam bentuk tabel perhitungan.

Dalam perhitungan awal, akan diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan lentur dengan menggunakan tulangan longitudinal D25 dan sengkang D13. Perhitungan kebutuhan tulangan lentur akan dilakukan berdasarkan beberapa kondisi yang tergantung pada arah goyangan gempa sebagai berikut:

3. Kondisi 1 (momen tumpuan kanan dengan momen negatif, arah goyangan gempa ke kanan)

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

Dari tabel 8.1 diperoleh:

$$M_u = 998,661 \text{ kN.m} = 998.660.700 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{998.660.700 \text{ Nmm}}{0,9} = 1.109.623.000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1.109.623.000 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \cdot 834,5^2} = 2,66 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,66}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0070$$

$\rho_{\text{maks}} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\text{maks}}$, maka dipakai $\rho = 0,0070$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0070 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 3487,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **8-D25** dengan $\text{As} = 3927 \text{ mm}^2$

Cek jarak spasi tulangan:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \text{senggang} - (n \cdot D \cdot \text{lentur})}{n - 1}$$

$$s = \frac{600 \text{ mm} - 2 \cdot 40 \text{ mm} - 2 \cdot 13 \text{ mm} - (8 \cdot 25 \text{ mm})}{8 - 1} = 42 \text{ mm}$$

Karena nilai $42 \text{ mm} < s \text{ min} = 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3487,5 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}} = 88 \text{ mm}$$

d aktual = $900 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 834,5 \text{ mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \cdot 3487,5 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(834,5 - \frac{88}{2} \right) \\ &= 1117,543 \text{ kNm} \end{aligned}$$

ϕMn (1117,543 kNm) > Mu (998,661 kNm)

4. Kondisi 2 (momen positif tumpuan kanan, arah goyangan gempa ke kiri)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur positif komponen struktur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/2 kuat lentur negatifnya pada muka kolom.*

Mu tumpuan kanan = 998,661 kNm

$1/2 \cdot 998,661 \text{ kNm} = 499,3335 \text{ kNm} > 475,729 \text{ kNm}$

Maka digunakan **$Mu = 499,3335 \text{ kNm}$**

$Mu = 499,3335 \text{ kN.m} = 499.333.500 \text{ N.mm}$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{499.333.500 \text{ Nmm}}{0,9} = 554.811.500,0 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{554.811.500 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \cdot 834,5^2} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400\text{MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 1,33}{400\text{MPa}}} \right) = 0,0034$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm} = 1752,45\text{mm}^2$$

Dipakai tulangan **4-D25** dengan $\text{As} = 1963\text{mm}^2$

Cek jarak spasi tulangan:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \text{sengkang} - (n \cdot D \cdot \text{lentur})}{n - 1}$$

$$s = \frac{600\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} - (4 \cdot 25\text{mm})}{4 - 1} = 149\text{mm}$$

Karena nilai $149\text{mm} < s_{\min} = 25\text{mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1752,45\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 600\text{mm}} = 44\text{mm}$$

$d_{\text{aktual}} = 900\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 25\text{mm} = 834,5\text{mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 1752,45 \text{mm}^2 \cdot 400 \text{MPa} \cdot \left(834,5 - \frac{44}{2}\right) = 574,3 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn (574,3 \text{ kNm}) > Mu (499,3335 \text{ kNm})$$

4. **Kondisi 3 (momen tumpuan kiri dengan momen negatif, arah goyangan gempa ke kiri)**

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

Dari tabel 8.1 diperoleh:

$$Mu = 924,740 \text{ kN.m} = 924.740.000 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{924.740.000 \text{ Nmm}}{0,9} = 1.027.488.777,78 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1.027.488.777,78 \text{ Nmm}}{600 \text{mm} \cdot 834,5^2} = 2,46 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,46}{400 \text{MPa}}}\right) = 0,0064$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,0064$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0070 \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 3217,12 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **8-D25** dengan $A_s = 3927 \text{ mm}^2$

Cek jarak spasi tulangan:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \text{senggang} - (n \cdot D \cdot \text{lentur})}{n - 1}$$

$$s = \frac{600\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} - (8 \cdot 25\text{mm})}{8 - 1} = 42 \text{ mm}$$

Karena nilai $42 \text{ mm} < s \text{ min} = 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3217,12\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 600\text{mm}} = 88 \text{ mm}$$

$d \text{ aktual} = 900\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 25\text{mm} = 834,5 \text{ mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 3217,12\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot \left(834,5 - \frac{88}{2}\right)$$

$$= 1117,543 \text{ kNm}$$

$\phi Mn (1117,543 \text{ kNm}) > Mu (924,740 \text{ kNm})$

6. Kondisi 4 (momen positif tumpuan kanan, arah goyangan gempa ke kiri)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur positif komponen struktur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/2 kuat lentur negatifnya pada muka kolom.*

Mu tumpuan kanan = 924,740 kNm

$\frac{1}{2} \cdot 924,740 \text{ kNm} = 462,37 \text{ kNm} < 530,867 \text{ kNm}$

Maka digunakan **Mu = 530,867 kNm**

Mu = 499,3335 kN.m = 530.867.200,00 N.mm

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{530.867.200 \text{ Nmm}}{0,9} = 589.852.444 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{589.852.444 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \cdot 834,5^2} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 1,41}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0036$$

$\rho_{\text{maks}} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\text{maks}}$, maka dipakai $\rho = 0,0036$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 1811,12 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **4-D25** dengan $A_s = 1963 \text{ mm}^2$

Cek jarak spasi tulangan:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \text{senggang} - (n \cdot D \cdot \text{lentur})}{n - 1}$$

$$s = \frac{600\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} - (4 \cdot 25\text{mm})}{4 - 1} = 149 \text{ mm}$$

Karena nilai $149 \text{ mm} < s \text{ min} = 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1963\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 600\text{mm}} = 44 \text{ mm}$$

$d \text{ aktual} = 900\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 25\text{mm} = 834,5 \text{ mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 1963\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot \left(834,5 - \frac{44}{2}\right) = 574,3 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn (574,3 \text{ kNm}) > Mu (530,867 \text{ kNm})$$

9. Kondisi 5 (momen positif lapangan)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur negative maupun positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut*

$Mu \text{ tumpuan kanan} = 924,740 \text{ kNm}$

$$1/4 \cdot 924,740 \text{ kNm} = 249,665 \text{ kNm} > 240,812 \text{ kNm}$$

Maka digunakan **Mu = 249,665 kNm**

$$Mu = 249,665 \text{ kN.m} = 249.665.175 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{249.665.175 \text{ Nmm}}{0,9} = 277.405.750 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{589.852.444 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \cdot 834,5^2} = 0,66 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 1,41}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0017$$

$$\rho \text{ maks} = 0,022 \text{ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 1752,45 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **4-D25** dengan $As = 1963 \text{ mm}^2$

Cek jarak spasi tulangan:

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \text{senggang} - (n \cdot D \cdot \text{lentur})}{n - 1}$$

$$s = \frac{600\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} - (4 \cdot 25\text{mm})}{4 - 1} = 149 \text{ mm}$$

Karena nilai $149 \text{ mm} < s \text{ min} = 25 \text{ mm}$, maka digunakan 1 lapis tulangan.

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1963\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 600\text{mm}} = 44 \text{ mm}$$

d aktual = $900\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 25\text{mm} = 834,5 \text{ mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 1963\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot \left(834,5 - \frac{44}{2}\right) = 574,3 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn (574,3 \text{ kNm}) > Mu (249,665 \text{ kNm})$$

Untuk tulangan tekan pada daerah sepanjang bentang atau daerah lapangan dapat mengikuti syarat SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1 bahwa *mengharuskan sekurang-kurangnya ada 2 tulangan yang dibuat menerus pada kedua sisi atas dan bawah*, sehingga diperlukan 2-D25 untuk tulangan atas/ tulangan tekan pada daerah lapangan.

Sehingga untuk penulangan longitudinal pada balok dimensi 60/90 adalah seperti pada gambar berikut:

8.2.2.5 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser

1. Menghitung *Probable Moment Capacity* (Mpr)
 - a. Mpr apabila struktur bergoyang ke kanan

Kondisi 1 (8D25, $A_s = 3927 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-1} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 3927 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \cdot 3927 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(834,5 \text{ mm} - \frac{110 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1.530.544.923 \text{ Nmm} = 1530,545 \text{ kNm}$$

Kondisi 4 (4D25, $A_s = 1963 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-4} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1963 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{pr-4} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr-4} = 1,25 \cdot 1963 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot \left(834,5 \text{ mm} - \frac{110 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 792.270.460,5 \text{ Nmm} = 792,270 \text{ kNm}$$

b. Mpr apabila struktur bergoyang ke kiri

Kondisi 3 (8D25, $A_s = 3927 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-3} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 3927 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \cdot 3927 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(834,5 \text{ mm} - \frac{110 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{pr-3} = 1.530.544.923 \text{ Nmm} = 1530,545 \text{ kNm}$$

Kondisi 2 (4D25, $A_s = 1963 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-2} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1963 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

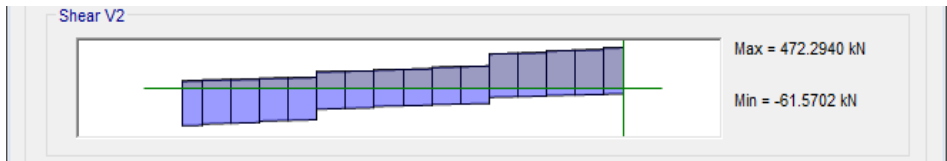
$$M_{pr-2} = 1,25 \cdot 1963 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot \left(834,5 \text{ mm} - \frac{110 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{pr-2} = 792.270.460,5 \text{ Nmm} = 792,270 \text{ kNm}$$

2. Menghitung gaya geser

Dalam mencari reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gaya gravitasi yang bekerja pada struktur berdasarkan SNI 03-2847-2013.

Untuk gaya gravitasi dengan kombinasi 1,2D + 1,0L didapatkan pada program bantu ETABS 16.2.0 adalah sebagai berikut:



Gambar 8. 8 Diagram Gaya Geser Kombinasi Pemebebanan Gravitasi 1,2D+1,6L Pada Balok Yang Ditinjau

Didapatkan $V_g = 472,2940 \text{ kN}$

$$\text{Maka } u = \frac{V_g \cdot 2}{ln} = \frac{47229,4 \cdot 2}{7,1} = 13.304,056 \text{ kg/m}$$

- a. Menghitung geser yang terjadi akibat goyangan:
 - Struktur bergoyang ke kanan

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-3}}{ln} = \frac{1530544923 + 792270460,5}{7100}$$

$$V_{sway} = 327.157,096 \text{ N} = 327,157 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri dan kanan balok:

$$\text{Reaksi} = Vg \pm V_{sway}$$

$$\text{Reaksi di kanan} = 472,2940 \text{ kN} + 327,157 \text{ kN} = 799,451 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi di kiri} = 472,2940 \text{ kN} - 327,157 \text{ kN} = 327,157 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-4} + M_{pr-2}}{ln} = \frac{1530544923 + 792270460,5}{7100}$$

$$V_{sway} = 327.157,096 \text{ N} = 327,157 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri dan kanan balok:

$$\text{Reaksi} = Vg \pm V_{sway}$$

$$\text{Reaksi di kanan} = 472,2940 \text{ kN} - 327,157 \text{ kN} = 327,157 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi di kiri} = 472,2940 \text{ kN} + 327,157 \text{ kN} = 799,451 \text{ kN}$$

3. Perhitungan Kebutuhan Sengkang Untuk Gaya Geser

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.2 mensyaratkan bahwa *kontribusi beton dalam menahan geser, yaitu $V_c = 0$ pada perencanaan sendi plastis* apabila:

- Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi kuat geser perlu maksimum, V_u di sepanjang bentang

Tabel 8. 3 Cek Nilai Vsway Dan Vu

Arah Gerakan Gempa	Vsway (kN)	Reaksi Tumpuan Kiri		Reaksi Tumpuan Kanan	
		Vu	0,5 Vu	Vu	0,5 Vu
Kanan	327,157	799,451	399,725	145,136	72,568
Kiri	327,157	145,136	72,568	799,451	399,451

Gaya aksial tekan terfaktor akibat gaya gempa dan gravitasi $< \frac{Ag \cdot f_c'}{20}$
 . Apabila diketahui $P_u = 89,6 \text{ kN}$ dan $\frac{Ag \cdot f_c'}{20} = 600\text{mm} \times 900\text{mm} \times 35\text{MPa} = 1.890.000 \text{ N} = 1890 \text{ kN} > P_u (89,6 \text{ kN})$ (OK!)

Dari dua persyaratan di atas, maka komponen struktur balok induk 60/90 tidak memenuhi salah satu syarat, sehingga nilai V_c tidak dapat diabaikan.

- a. **Muka kolom kanan** (Diambil nilai V_u terbesar = 799,451 kN)

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}$$

$$V_c = 493.696,86 \text{ N}$$

Gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan sengkang adalah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{799,451\text{kN}}{0,75} - 493,696 = 572,237 \text{ kN}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.4.7.9, nilai maksimum V_s adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}$$

$$V_s \text{ maks} = 11.683.000 \text{ N}$$

$V_s (572,237 \text{ kN}) < V_s \text{ maks} (11.683 \text{ kN})$ (OK!)

Apabila dipasang sengkang D13 dengan jumlah 2 kaki, maka:

$$A_v = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2 \right) = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \text{ mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot 834,5\text{mm}}{572.237}$$

$$= 154,85 \text{ mm}$$

Dipakai spasi = 150 mm

Maka dipakai 2D13-150 mm

Cek nilai V_s aktual yang mampu dipikul oleh tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{A_v \text{ pakai} \cdot d \cdot f_y}{s \text{ pakai}}$$

$$= \frac{265,46\text{mm}^2 \cdot 834,5\text{mm} \cdot 400\text{MPa}}{150}$$

$$V_s \text{ aktual} = 590.747,2 \text{ N} > V_s = 572.237 \text{ N (OK!)}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4 = 834,5\text{mm}/4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-150 mm disepanjang sejarak $2h = 2.900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom kanan, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

b. Muka kolom kiri (Diambil nilai V_u terbesar = 799,451 kN)

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35 \text{MPa}} \cdot 600 \text{mm} \cdot 834,5 \text{mm}$$

$$V_c = 493.696,86 \text{ N}$$

Gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan sengkang adalah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{799,451 \text{kN}}{0,75} - 493,696 = 572,237 \text{ kN}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.4.7.9, nilai maksimum V_s adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 600 \text{mm} \cdot 834,5 \text{mm}$$

$$V_s \text{ maks} = 11.683.000 \text{ N}$$

V_s (572,237 kN) < V_s maks (11.683 kN) (OK!)

Apabila dipasang sengkang D13 dengan jumlah 2 kaki, maka:

$$A_v = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot (13 \text{mm})^2 \right) = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{MPa} \cdot 834,5 \text{mm}}{572.237} \\ = 154,85 \text{ mm}$$

Dipakai spasi = 150 mm

Maka dipakai 2D13-150 mm

Cek nilai V_s aktual yang mampu dipikul oleh tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{A_v \text{ pakai} \cdot d \cdot f_y}{s \text{ pakai}} \\ = \frac{265,46 \text{mm}^2 \cdot 834,5 \text{mm} \cdot 400 \text{MPa}}{150}$$

$V_s \text{ aktual} = 590.747,2 \text{ N} > V_s = 572.237 \text{ N}$ (OK!)

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4$ = $834,5\text{mm}/4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot db$ = $6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- S < 150 mm

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-150 mm disepanjang sejarak $2h = 2.900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom kanan, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

c. Ujung zona sendi plastis (daerah lapangan)

Gaya geser maksimum V_u di ujung zona sendi plastis, yaitu sejarak $2h = 2 \cdot 900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom adalah $799,451 \text{ kN} - (2 \cdot 0,6\text{m} \cdot 13,304 \text{ kN/m}) = 775,504 \text{ kN}$

Pada daerah ini nilai V_c dapat diperhitungkan, sehingga:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 493.696 \text{ N}$$

$$= 494,697 \text{ kN}$$

Dengan demikian, gaya geser yang harus mampu dipikul oleh gaya geser ialah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{775,504 \text{ kN}}{0,75} - 494,679 \text{ kN} = 540,308 \text{ kN}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9, nilai maksimum V_s adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 834,5 \text{ mm}$$

$$V_s \text{ maks} = 11.683.000 \text{ N}$$

$V_s (540,308 \text{ kN}) < V_s \text{ maks } (11.683 \text{ kN})$ (OK!)

Apabila dipakai tulangan sengkang 2 kaki D13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$), maka spasi tulangan transversal maksimum adalah:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{264,46 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 834,5 \text{ mm}}{540.308 \text{ N}} = 164 \text{ mm}$$

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

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4 = 834,5 \text{ mm} / 4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

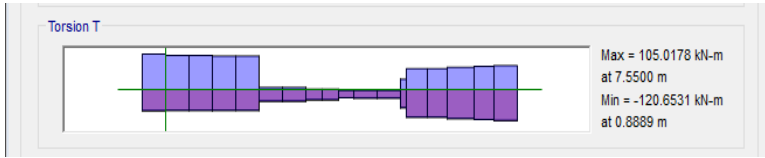
Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-150 mm disepanjang bentang balok, dimana untuk tulangan sengkang daerah lapangan pertama dimulai dari $2h = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom.

8.2.2.6 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Torsi (Puntir)

1. Periksa kecukupan penampang menahan momen torsi terfaktor berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.1:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'c'}\right)$$

Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan nilai torsi terfaktor sebagai berikut:



Gambar 8.9 Output ETABS 16.2.0 Diagram Torsi Yang Terjadi Pada Balok

Dari gambar 8.10 didapatkan gaya torsi yang terjadi:

$$T_u = 120,6531 \text{ kN.m} = 120.653.100 \text{ N.mm}$$

Geser maksimum yang terjadi (output ETABS):

$$V_u = 472,294 \text{ kN} = 472.294 \text{ N}$$

$$b_h = b - 2 \cdot t - d.\text{sengkan} \\ = 600\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 13\text{mm} = 507 \text{ mm}$$

$$h_h = h - 2 \cdot t - d.\text{sengkan} \\ = 900\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 13\text{mm} = 807 \text{ mm}$$

Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang:

$$P_h = 2 \cdot (b_h + h_h) \\ = 2 \cdot (507\text{mm} + 807\text{mm}) \\ = 2628 \text{ mm}$$

$$A_h = 507 \text{ mm} \cdot 807 \text{ mm} \\ = 409.149 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm} = 493.696 \text{ N}$$

$$V_c = 494,697 \text{ kN}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{\left(\frac{472.294}{600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}}\right)^2 + \left(\frac{120.653.100 \cdot 2628\text{mm}}{1,7 \cdot 409.149^2}\right)^2} = 1,46 \text{ MPa} \\
&= 0,75 \cdot \left(\frac{493.696,86}{600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}} + 0,66 \cdot \sqrt{35\text{MPa}}\right) = 3,668 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Karena nilai $1,46 \text{ MPa} < 3,668 \text{ MPa}$ maka penampang cukup untuk menahan torsi terfaktor.

- Periksa persyaratan pengaruh puntir berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1, yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika:

$$T_u \leq T_u \text{ min}$$

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 8.6.1 untuk beton normal)

ϕ = 0,75 (Faktor reduksi beban torsi)

Periksa persyaratan pengaruh momen puntir:

$$A_{cp} = b \cdot h = 600\text{mm} \cdot 900\text{mm} = 540.000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (b+h) = 2 \cdot (600\text{mm} + 900\text{mm}) = 3000 \text{ mm}$$

Maka,

$$T_u \text{ min} = 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{Mpa}} \cdot \left(\frac{540.000^2}{3000}\right)$$

$$T_u \text{ min} = 41.027.608.08 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Dari hasil perhitungan program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan torsi terfaktor sebagai berikut:

$$Tu = 120.653.100 \text{ Nmm} > Tu \text{ min}$$

Sehingga kebutuhan tulangan **torsi perlu diperhitungkan.**

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2, untuk nilai torsi maksimum dapat direduksi jika melebihi nilai sebagai berikut:

$$\begin{aligned} &= \phi \cdot 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'c'} \cdot \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) \\ &= 0,75 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot \left(\frac{540.000^2}{3000} \right) \\ &= 142.323.131,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena nilai 142.323.131,3 Nmm > Tu (120.653.100 Nmm), sehingga nilai torsi (Tu) tidak perlu direduksi.

3. Perhitungan kebutuhan tulangan transversal penahan torsi:

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6, dalam menghitung penulangan transversal penahan torsi, nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,8 A_{oh}$ dan nilai $\theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 \cdot 409.149 \text{ mm}^2 = 347.776,65 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_T \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_T \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cot \theta}$$

$$\frac{At}{s} = \frac{120.653.100Nmm}{\emptyset \cdot 2 \cdot 347.776,65mm^2 \cdot 400MPa \cdot 1} = 0,578 \text{ mm}^2/mm$$

Tulangan torsi transversal diatas harus ditambah dengan kebutuhan luas tulangan geser yang dibutuhkan per mm. Perhitungan kebutuhan tulangan geser per mm dihitung sebagai berikut:

- Perhitungan kebutuhan tulangan geser transversal daerah tumpuan per mm

Kebutuhan tulangan sengkang (geser) sebelum torsi:

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \cdot d} = \frac{572.237,9N}{400MPa \cdot 834,5mm} = 1,714 \text{ mm}^2/mm$$

Kebutuhan tulangan sengkang setelah torsi adalah:

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Av}{s} + 2 \cdot \frac{At}{s} = 1,714 \text{ mm}^2/mm + 2 \cdot 0,578 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{Avt}{s} = 2,871 \text{ mm}^2/mm$$

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh kebutuhan tulangan sengkang terpasang sebelum torsi (perhitungan tulangan transversal akibat gaya geser) adalah 2 kaki D13-150.

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13mm)^2}{150mm} = 1,7698 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} < 2,871 \text{ mm}^2/mm$$

Sehingga spasi tulangan perlu diperkecil menjadi 90 mm

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13mm)^2}{90mm} = 2,950 \text{ mm}^2/mm$$

$$2,950 \text{ mm}^2/mm > 2,871 \text{ mm}^2/mm \text{ (OK!)}$$

Sehingga dipakai tulangan transversal (senggang) setelah torsi atau gabungan dari kebutuhan tulangan geser dan torsi yaitu **2 kaki D13-90 mm**.

- Perhitungan kebutuhan tulangan geser transversal daerah lapangan per mm

Kebutuhan tulangan sengkang (geser) sebelum torsi:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{540.308N}{400MPa \cdot 834,5mm} = 1,619 \text{ mm}^2/mm$$

Kebutuhan tulangan sengkang setelah torsi adalah:

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} = 1,619 \text{ mm}^2/mm + 2 \cdot 0,578 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 2,775 \text{ mm}^2/mm$$

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh kebutuhan tulangan sengkang terpasang sebelum torsi (perhitungan tulangan transversal akibat gaya geser) adalah 2 kaki D13-150.

$$\frac{A_v \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13mm)^2}{150mm} = 1,7698 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{A_v \text{ pakai}}{s} < 2,775 \text{ mm}^2/mm$$

Sehingga spasi tulangan perlu diperkecil menjadi 90 mm

$$\frac{A_v \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13mm)^2}{90mm} = 2,950 \text{ mm}^2/mm$$

$$2,950 \text{ mm}^2/mm > 2,871 \text{ mm}^2/mm \text{ (OK!)}$$

Sehingga dipakai tulangan transversal (senggang) setelah torsi atau gabungan dari kebutuhan tulangan geser dan torsi yaitu **2 kaki D13-90 mm**.

4. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi:
Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7, tulangan torsi untuk tulangan lentur dihitung sebagai berikut:

$$Al = \frac{At}{s} \cdot ph \cdot \left(\frac{fyt}{fy} \right) \cdot \cot^2 \theta$$

$$Al = 0,578 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot 2628\text{mm} \cdot \left(\frac{400\text{MPa}}{400\text{MPa}} \right) \cdot 1$$

$$Al = 1519,54 \text{ mm}^2$$

Apabila digunakan tulangan 4D22, maka:

$$Al \text{ pakai} = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot (22\text{mm})^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$1520,53 \text{ mm}^2 > 1519,54 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan longitudinal penahan geser yaitu 4-D22 dipasang disamping kanan dan kiri balok baik sepanjang tumpuan maupun di sepanjang lapangan.

8.2.2.7 Panjang Penyaluran Tulangan

1. Panjang penyaluran tulangan Tarik
 - a. Tulangan diteruskan sejauh d , $12d_b$, atau $l_n/16$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.10.3 dan 12.10.4):
 - $d = 834,5 \text{ mm}$
 - $12d_b = 12 \cdot 25\text{mm} = 300 \text{ mm}$
 - $l_n/16 = 7100 \text{ mm}/16 = 443,75 \text{ mm}$
 Maka diambil nilai terbesar yaitu 834,5mm (850 mm)
 - d. Mencari nilai l_d (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2) :
Diketahui nilai:
 $d_b = 25 \text{ mm}$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

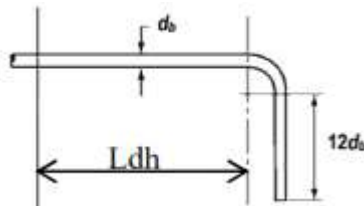
$$\lambda = 1,0$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400 \text{MPa} \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35 \text{MPa}}} \right) \cdot 25 \text{MPa} = 994,29 \text{ mm}$$

Diambil nilai $l_d = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$

2. Panjang penyaluran tulangan berkait



Gambar 8. 10 Detail Tulangan untuk Penyaluran Kait Standar

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot 1,0 \cdot 400}{1,0 \cdot \sqrt{35 \text{MPa}}} \right) \cdot 25 \text{MPa} = 405,67 \text{ mm}$$

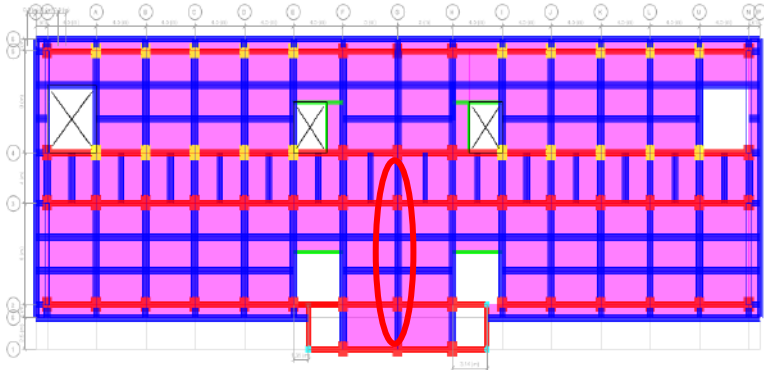
Maka dipakai 500 mm

Panjang kait standar:

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

8.2.2 Perhitungan Balok B2 Ukuran 40/80

Dari perhitungan program bantu ETABS 16.2.0 untuk gaya paling besar yang terjadi pada balok induk B1 dengan dimensi 60/90 terdapat pada frame B80, ditunjukkan dengan gambar berikut ini.



Gambar 8. 11 Balok Yang Ditinjau Dalam Perhitungan

8.2.2.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Dimensi balok induk	: 400 x 800 mm
Bentang balok (L)	: 5000 mm
Bentang bersih balok (L_n)	: $(5000-900/2-900/2) = 4100$ mm
Cover	: 40 mm
Diameter tulangan lentur	: D25
Diameter tulangan geser	: D13

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{35MPa - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,8$$

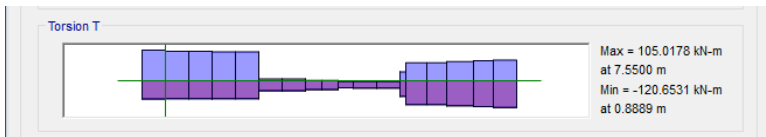
8.2.2.2 Gaya yang Terjadi Pada Balok

Untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dapat menggunakan program bantu Analisa Struktur yaitu ETABS 16.2.0. Didapatkan gaya-gaya dengan menggunakan kombinasi ENVELOPE sebagai berikut:



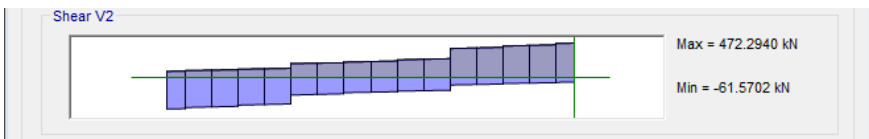
Gambar 8. 12 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $P_u = 86,3749$ kN

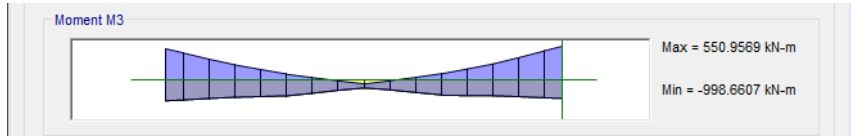


Gambar 8. 13 Gaya Torsi Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $T_u = 120,6531$ kN.m



Gambar 8. 14 Gaya Geser Yang Terjadi Pada Balok



Gambar 8. 15 Momen M3 Yang Terjadi Pada Balok

Didapatkan nilai $V_u = 472,2940$ kN

Berikut akan dijabarkan hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 yang menghasilkan gaya dalam berupa momen-momen di tumpuan maupun di lapangan sebagai berikut:

Tabel 8. 4 Tabel Momen-Momen Yang Terjadi Pada Balok Di Sepanjang Bentang

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	Mu (kN.m)	Nilai
1	Tumpuan Kanan	Kanan	679,341	-
2	Tumpuan Kanan	Kiri	498,163	+
3	Tumpuan Kiri	Kiri	623,013	-
4	Tumpuan Kiri	Kanan	320,709	+
5	Lapangan	Kanan & Kiri	78,982	+

8.2.2.3 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa Pada Balok

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$

$$0,1 \cdot A_g \cdot f_c' = 0,1 \cdot 600\text{mm} \times 900\text{mm} \times 35\text{MPa} = 1.890.000 \text{ N} = 1890 \text{ kN}$$

Dari ETABS 16.2.0 didapatkan hasil:

$$P_u = 86,3749 \text{ kN} < 1890 \text{ kN (OK!)}$$

- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (**SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2**)

$$L_n = 7100 \text{ mm}$$

Diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan lentur, sehingga tinggi efektifnya ialah sebagai berikut:

$$d = 900\text{mm} - 40 - 13 - 25/2 = 834,5 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 834,5\text{mm} = 3338 \text{ mm} < 7100 \text{ mm (OK!)}$$

- Lebar komponen tidak boleh kurang dari $0,3h$ dan 250 mm (**SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.3**)

$$b/h = 600\text{mm}/900\text{mm} = 0,667 > 0,3 \text{ (OK!)}$$

Cek lebar balok:

$$600 \text{ mm} > 250 \text{ mm (OK!)}$$

8.2.2.4 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal penahan lentur ini akan diambil contoh satu jenis balok melintang yakni balok induk B2 (40/80) dengan bentang 5 m. Untuk perhitungan balok selanjutnya akan disajikan dalam bentuk tabel perhitungan.

Dalam perhitungan awal, akan diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan lentur dengan menggunakan tulangan longitudinal

D25 dan sengkang D13. Perhitungan kebutuhan tulangan lentur akan dilakukan berdasarkan beberapa kondisi yang tergantung pada arah goyangan gempa sebagai berikut:

1. Kondisi 1 (momen tumpuan kanan dengan momen negatif, arah goyangan gempa ke kanan)

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

Dari tabel 8.1 diperoleh:

$$Mu = 679,341 \text{ kN.m} = 679341200 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{679341200 \text{ Nmm}}{0,9} = 754823555,56 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{754823555,56 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \cdot 734,5^2} = 3,50 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 3,50}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0093$$

$\rho_{\max} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = 0,0093$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0093 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 734,5 \text{ mm} = 3487,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **6-D25** dengan $A_s = 2945 \text{ mm}^2$ (OK)

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 99 \text{ mm}$$

d aktual = $800 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 734,5 \text{ mm}$
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 - \frac{99}{2} \right)$$

$$= 726,3 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn (726,3 \text{ kNm}) > Mu (679,341 \text{ kNm})$$

2. Kondisi 2 (momen positif tumpuan kanan, arah goyangan gempa ke kiri)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur positif komponen struktur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/2 kuat lentur negatifnya pada muka kolom.*

Mu tumpuan kanan = $998,661 \text{ kNm}$

$$\frac{1}{2} \cdot 679,341 \text{ kNm} = 339,67 \text{ kNm} > 498,163 \text{ kNm}$$

Maka digunakan **$Mu = 498,163 \text{ kNm}$**

$$Mu = 498,163 \text{ kN.m} = 498163000 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{498163000 \text{ Nmm}}{0,9} = 553514444,44 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{553514444,44Nmm}{400mm \cdot 734,5^2} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400MPa} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 2,56}{400MPa}} \right) = 0,0067$$

$\rho \text{ maks} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho \text{ min} > \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0067$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\text{Asperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0067 \cdot 400mm \cdot 734,5 \text{ mm} = 1973 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **5-D25** dengan $A_s = 2454 \text{ mm}^2$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{2454mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 82,5 \text{ mm}$$

$$d \text{ aktual} = 800mm - 40mm - 13mm - 25mm = 734,5 \text{ mm}$$

(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 2454mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5 - \frac{82,5}{2} \right) = 612,5kNm$$

$$\phi Mn (612,5 \text{ kNm}) > Mu (498,163 \text{ kNm})$$

3. Kondisi 3 (momen tumpuan kiri dengan momen negatif, arah goyangan gempa ke kiri)

Dilakukan konsep perhitungan tulangan tunggal

Dari tabel 8.1 diperoleh:

$$Mu = 623,013 \text{ kN.m} = 623012900 \text{ N.mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{623012900 \text{ Nmm}}{0,9} = 692236555,56 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{692236555,56 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \cdot 834,5^2} = 3,21 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 3,21}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0085$$

$\rho \text{ maks} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0064$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\text{Asperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0064 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 834,5 \text{ mm} = 2499,05 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **6-D25** dengan $\text{As} = 2945 \text{ mm}^2$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 99 \text{ mm}$$

d aktual = 800mm – 40mm – 13mm – 25mm = 834,5 mm
(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 - \frac{99}{2} \right) = 726,3 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn (726,3 \text{ kNm}) > Mu (623,013 \text{ kNm})$$

3. Kondisi 4 (momen positif tumpuan kanan, arah goyangan gempa ke kiri)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur positif komponen struktur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/2 kuat lentur negatifnya pada muka kolom.*

Mu tumpuan kanan = 924,740 kNm

1/2 . 623,013 kNm = 311,51 kNm < 320,709 kNm

Maka digunakan **Mu = 320,709 kNm**

Mu = 320,709 kN.m = 320709000 N.mm

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{320709000 \text{ Nmm}}{0,9} = 356343333,33 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{356343333,33 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \cdot 734,5^2} = 1,65 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400MPa} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 165}{400MPa}} \right) = 0,0042$$

$\rho \text{ maks} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0042$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

$$\text{Asperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0042 \cdot 400mm \cdot 734,5 mm = 1248,5 mm^2$$

Dipakai tulangan **5-D25** dengan $A_s = 2454 mm^2$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2454mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 82,5 mm$$

$$d \text{ aktual} = 800mm - 40mm - 13mm - 25mm = 734,5 mm$$

(menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 2454 mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5 - \frac{82,5}{2} \right) = 612,5 kNm$$

$$\phi Mn (612,5 kNm) > Mu (320,71 kNm)$$

5. Kondisi 5 (momen positif lapangan)

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa *kuat lentur negative maupun positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut*

Mu tumpuan kanan = 679,341 kNm

$1/4 \cdot 679,341 \text{ kNm} = 169,83 \text{ kNm} > 78,982 \text{ kNm}$

Maka digunakan **Mu = 169,83 kNm**

$Mu = 169,83 \text{ kN.m} = 169835300 \text{ N.mm}$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{169835300 \text{ Nmm}}{0,9} = 188705888,89 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{188705888,89 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \cdot 734,5^2} = 0,87 \text{ N/mm}^2$$

Cek tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

Rasio tulangan aktual:

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

$$\rho = \frac{1}{13,45} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 0,87}{400 \text{ MPa}}} \right) = 0,0022$$

$\rho \text{ maks} = 0,022$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1)

Karena $\rho \text{ min} > \rho < \rho \text{ maks}$, maka dipakai $\rho = 0,0035$

Maka kebutuhan tulangan longitudinal ialah:

Asperlu = $\rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 400\text{mm} \cdot 734,5\text{ mm} = 1028\text{ mm}^2$
 Dipakai tulangan **3-D25** dengan $A_s = 1473\text{ mm}^2$

Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen aktual ialah sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1473\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 400\text{mm}} = 49,5\text{ mm}$$

d aktual = $800\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 25\text{mm} = 734,5\text{ mm}$
 (menggunakan 1 lapis tulangan)

Cek momen nominal:

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 1473\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot \left(734,5 - \frac{49,5}{2} \right) = 376,3\text{ kNm}$$

$$\phi Mn (376,3\text{ kNm}) > Mu (169,835\text{ kNm})$$

Untuk tulangan tekan pada daerah sepanjang bentang atau daerah lapangan dapat mengikuti syarat SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1 bahwa *mengharuskan sekurang-kurangnya ada 2 tulangan yang dibuat menerus pada kedua sisi atas dan bawah*, sehingga diperlukan 2-D25 untuk tulangan atas/ tulangan tekan pada daerah lapangan.

Sehingga untuk penulangan longitudinal pada balok dimensi 60/90 adalah seperti pada gambar berikut:

8.2.2.5 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser

1. Menghitung Probable Moment Capacity (Mpr)

a. Mpr apabila struktur bergoyang ke kanan

Kondisi 1 (6D25, $A_s = 2945\text{ mm}^2$)

$$a_{pr-1} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2945\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 400\text{mm}}$$

$$a_{pr-1} = 123,7\text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \cdot 2945\text{mm}^2 \cdot 400\text{Mpa} \cdot \left(734,5\text{mm} - \frac{123,7\text{mm}}{2}\right)$$

$$M_{pr-1} = 990522287,4 \text{ Nmm} = 990,5223 \text{ kNm}$$

Kondisi 4 (5D25, $A_s = 2454 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-4} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2454\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 400\text{mm}}$$

$$a_{pr-4} = 103,1 \text{ mm}$$

$$M_{pr-4} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr-4} = 1,25 \cdot 2454\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot \left(734,5\text{mm} - \frac{103,1\text{mm}}{2}\right)$$

$$M_{pr-1} = 838090551,4 \text{ Nmm} = 838,09 \text{ kNm}$$

b. Mpr apabila struktur bergoyang ke kiri

Kondisi 3 (6D25, $A_s = 2945 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-3} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2945\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 400\text{mm}}$$

$$a_{pr-3} = 123,7 \text{ mm}$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \cdot 2945\text{mm}^2 \cdot 400\text{Mpa} \cdot \left(734,5\text{mm} - \frac{123,5\text{mm}}{2}\right)$$

$$M_{pr-3} = 990522287,4 \text{ Nmm} = 990,5223 \text{ kNm}$$

Kondisi 2 (5D25, $A_s = 2454 \text{ mm}^2$)

$$a_{pr-2} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2454\text{mm}^2 \cdot 400\text{MPa}}{0,85 \cdot 35\text{MPa} \cdot 400\text{mm}}$$

$$a_{pr-2} = 103,1 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

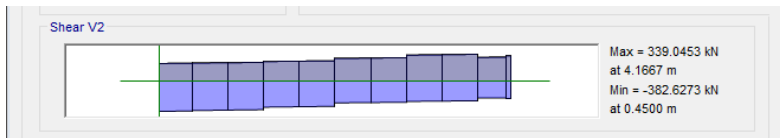
$$M_{pr-2} = 1,25 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 \text{ mm} - \frac{103,5 \text{ mm}}{2}\right)$$

$$M_{pr-2} = 838090551,4 \text{ Nmm} = 838,09 \text{ kNm}$$

2. Menghitung gaya geser

Dalam mencari reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gaya gravitasi yang bekerja pada struktur berdasarkan SNI 03-2847-2013.

Untuk gaya gravitasi dengan kombinasi 1,2D + 1,0L didapatkan pada program bantu ETABS 16.2.0 adalah sebagai berikut:



Gambar 8. 16 Diagram Gaya Geser Kombinasi Pemebebanan Gravitasi 1,2D+1,6L Pada Balok Yang Ditinjau

Didapatkan $V_g = 382,6273 \text{ kN}$

$$\text{Maka } u = \frac{V_g \cdot 2}{ln} = \frac{382,6273}{4,1} = 18664,746 \text{ kg/m}$$

Menghitung geser yang terjadi akibat goyangan struktur gedung

- Struktur bergoyang ke kanan

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-3}}{ln} = \frac{9990522287,4 + 838090551,4}{4100}$$

$$V_{sway} = 446003,13 \text{ N} = 446,003 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri dan kanan balok:

$$\text{Reaksi} = V_g \pm V_{sway}$$

$$\text{Reaksi di kanan} = 446,003 \text{ kN} + 382,627 \text{ kN} = 828,63 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi di kiri} = 382,627 - 446,003 \text{ kN} = -633,75 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-4} + M_{pr-2}}{ln} = \frac{9990522287,4 + 838090551,4}{4100}$$

$$V_{sway} = 327.157,096 \text{ N} = 327,157 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri dan kanan balok:

$$\text{Reaksi} = V_g \pm V_{sway}$$

$$\text{Reaksi di kanan} = 382,627 - 446,003 \text{ kN} = -633,75 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi di kiri} = 446,003 \text{ kN} + 382,627 \text{ kN} = 828,63 \text{ kN}$$

3. Perhitungan Kebutuhan Senggang Untuk Gaya Geser

SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4.2 mensyaratkan bahwa *kontribusi beton dalam menahan geser, yaitu $V_c = 0$ pada perencanaan sendi plastis* apabila:

- Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi $\frac{1}{2}$ kuat geser perlu maksimum, V_u di sepanjang bentang

Tabel 8. 5 Cek Nilai V_{sway} Dan V_u

Arah Gerakan Gempa	V_{sway} (kN)	Reaksi Tumpuan Kiri		Reaksi Tumpuan Kanan	
		V_u	$0,5 V_u$	V_u	$0,5 V_u$
Kanan	446,003	633,75	316,75	828,63	414,315

Kiri	446,003	828,63	414,315	633,75	316,75
------	---------	--------	---------	--------	--------

Gaya aksial tekan terfaktor akibat gaya gempa dan gravitasi $< \frac{Ag \cdot f_c'}{20}$

. Apabila diketahui $P_u = 89,6 \text{ kN}$ dan $\frac{Ag \cdot f_c'}{20} = 600\text{mm} \times 900\text{mm} \times 35\text{MPa} = 1.890.000 \text{ N} = 1890 \text{ kN} > P_u (89,6 \text{ kN})$ (OK!)

Dari dua persyaratan di atas, maka komponen struktur balok induk 40/80 tidak memenuhi salah satu syarat, sehingga nilai $V_c = 0$

a. **Muka kolom kanan** (Diambil nilai V_u terbesar = 828,63 kN)

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0$$

Gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan sengkang adalah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{414,315 \text{ kN}}{0,75} - 0 = 552,429 \text{ kN}$$

Apabila dipasang sengkang D13 dengan jumlah 2 kaki, maka:

$$A_v = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2 \right) = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \text{ mm}^2 \cdot 400\text{MPa} \cdot 734,5\text{mm}}{552,429 \text{ kN}}$$

$$s = 141,19\text{mm}$$

Dipakai spasi = 100 mm

Maka dipakai 2D13-100 mm

Cek nilai V_s aktual yang mampu dipikul oleh tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{A_v \text{ pakai} \cdot d \cdot f_y}{s \text{ pakai}}$$

$$= \frac{265,46 \text{ mm}^2 \cdot 734,5 \text{ mm} \cdot 400 \text{ MPa}}{100 \text{ mm}}$$

$$V_s \text{ aktual} = 779,934 \text{ N} > V_s = 414,315 \text{ N (OK!)}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4 = 734,5 \text{ mm} / 4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-100 mm disepanjang sejarak $2h = 2.900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom kanan, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

- d. Muka kolom kiri (Diambil nilai V_u terbesar = 828,63 kN)

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0$$

Gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan sengkang adalah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{414,315 \text{ kN}}{0,75} - 0 = 552,429 \text{ kN}$$

Apabila dipasang sengkang D13 dengan jumlah 2 kaki, maka:

$$A_v = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13 \text{ mm})^2 \right) = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 734,5 \text{ mm}}{552,429 \text{ kN}}$$

$$s = 141,19\text{mm}$$

Dipakai spasi = 100 mm

Maka dipakai 2D13-100 mm

Cek nilai V_s aktual yang mampu dipikul oleh tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$V_s \text{ aktual} = \frac{A_v \text{ pakai} \cdot d \cdot f_y}{s \text{ pakai}}$$

$$= \frac{265,46\text{mm}^2 \cdot 734,5\text{mm} \cdot 400\text{MPa}}{100\text{mm}}$$

$$V_s \text{ aktual} = 779,934 \text{ N} > V_s = 414,315 \text{ N (OK!)}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4 = 734,5\text{mm}/4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-100 mm disepanjang sejarak $2h = 2.900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom kanan, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

e. Ujung zona sendi plastis (daerah lapangan)

Gaya geser maksimum V_u di ujung zona sendi plastis, yaitu sejarak $2h = 2 \cdot 800 \text{ mm} = 1600 \text{ mm}$ dari muka kolom adalah $828,63\text{kN} - (2 \cdot 0,6\text{m} \cdot 13,304\text{kN/m}) = 798,77 \text{ kN}$

Pada daerah ini nilai V_c dapat diperhitungkan, sehingga:

$$V_c = 0$$

Dengan demikian, gaya geser yang harus mampu dipikul oleh gaya geser ialah:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{775,504 \text{ kN}}{0,75} - 0 = 1062,022 \text{ kN}$$

Apabila dipakai tulangan sengkang 2 kaki D13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$), maka spasi tulangan transversal maksimum adalah:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{264,46 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 734,5 \text{ mm}}{512,602 \text{ N}} = 152 \text{ mm}$$

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

Syarat spasi maksimum tulangan geser maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- $d/4 = 834,5 \text{ mm} / 4 = 208,6 \text{ mm}$
- $6 \cdot d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai yang paling minimum adalah 150 mm (OK!)

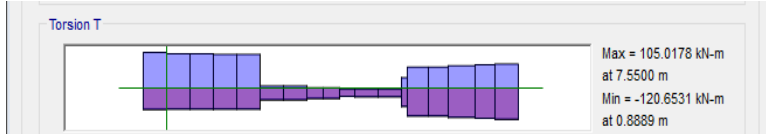
Dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13-150 mm disepanjang bentang balok, dimana untuk tulangan sengkang daerah lapangan pertama dimulai dari $2h = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom.

8.2.2.6 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Torsi (Puntir)

1. Periksa kecukupan penampang menahan momen torsi terfaktor berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.1:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot ph}{1,7 \cdot Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{Vc}{bw \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'c'}\right)$$

Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan nilai torsi terfaktor sebagai berikut:



Gambar 8. 17 Output ETABS 16.2.0 Diagram Torsi Yang Terjadi Pada Balok

Dari gambar 8.10 didapatkan gaya torsi yang terjadi:

$$T_u = 36,305 \text{ kN.m} = 36305000 \text{ N.mm}$$

Geser maksimum yang terjadi (output ETABS):

$$V_u = 382,62 \text{ kN} = 382627,3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} b_h &= b - 2 \cdot t - d.\text{sengkan} \\ &= 400\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 13\text{mm} = 307 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_h &= h - 2 \cdot t - d.\text{sengkan} \\ &= 800\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 13\text{mm} = 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang:

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot (b_h + h_h) \\ &= 2 \cdot (307\text{mm} + 707\text{mm}) \\ &= 2028 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_h &= 307 \text{ mm} \cdot 707 \text{ mm} \\ &= 217049 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh:

Maka:

$$\begin{aligned} &= \sqrt{\left(\frac{472.294}{600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}}\right)^2 + \left(\frac{120.653.100 \cdot 2628\text{mm}}{1,7 \cdot 409.149^2}\right)^2} = 1,594 \text{ MPa} \\ &= 0,75 \cdot \left(\frac{0}{600\text{mm} \cdot 834,5\text{mm}} + 0,66 \cdot \sqrt{35\text{MPa}}\right) = 2,928 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena nilai $1,594 \text{ MPa} < 2,928 \text{ MPa}$ maka penampang cukup untuk menahan torsi terfaktor.

- Periksa persyaratan pengaruh puntir berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1, yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika:

$$T_u \leq T_{u \text{ min}}$$

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 8.6.1 untuk beton normal)

ϕ = 0,75 (Faktor reduksi beban torsi)

Periksa persyaratan pengaruh momen puntir:

$$A_{cp} = b \cdot h = 400\text{mm} \cdot 800\text{mm} = 320.000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (b+h) = 2 \cdot (400\text{mm} + 800\text{mm}) = 2400 \text{ mm}$$

Maka,

$$T_{u \text{ min}} = 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{Mpa}} \cdot \left(\frac{320.000^2}{2400} \right)$$

$$T_{u \text{ min}} = 18670074,27 \text{ N.mm}$$

Dari hasil perhitungan program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan torsi terfaktor sebagai berikut:

$$T_u = 36305000 \text{ Nmm} > T_{u \text{ min}}$$

Sehingga kebutuhan tulangan **torsi perlu diperhitungkan.**

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2, untuk nilai torsi maksimum dapat direduksi jika melebihi nilai sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 &= \phi \cdot 0,33 \cdot \lambda \sqrt{f'c'} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot \left(\frac{320.000^2}{2400} \right) \\
 &= 62473802,51mm
 \end{aligned}$$

Karena nilai $62473802,51Nmm > Tu$ ($36305000 Nmm$), sehingga nilai torsi (Tu) tidak perlu direduksi.

3. Perhitungan kebutuhan tulangan transversal penahan torsi:

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6, dalam menghitung penulangan transversal penahan torsi, nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,8 A_{oh}$ dan nilai $\theta = 45^0$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 \cdot 409.149 \text{ mm}^2 = 347.776,65 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_T \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_T \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cot \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{36305000Nmm}{\phi \cdot 2 \cdot 347.776,65mm^2 \cdot 400MPa \cdot 1} = 0,328 \text{ mm}^2/mm$$

Tulangan torsi transversal diatas harus ditambah dengan kebutuhan luas tulangan geser yang dibutuhkan per mm. Perhitungan kebutuhan tulangan geser per mm dihitung sebagai berikut:

- Perhitungan kebutuhan tulangan geser transversal daerah tumpuan per mm

Kebutuhan tulangan sengkang (geser) sebelum torsi:

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \cdot d} = \frac{552,420N}{400MPa \cdot 734,5mm} = 1,88 \text{ mm}^2/mm$$

Kebutuhan tulangan sengkang setelah torsi adalah:

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Av}{s} + 2 \cdot \frac{At}{s} = 1,88 \text{ mm}^2/mm + 2 \cdot 0,328 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{Avt}{s} = 2,536 \text{ mm}^2/mm$$

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh kebutuhan tulangan sengkang terpasang sebelum torsi (perhitungan tulangan transversal akibat gaya geser) adalah 2 kaki D13-150.

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13mm)^2}{100mm} = 2,655 \text{ mm}^2/mm$$

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} > 2,871 \text{ mm}^2/mm$$

Sehingga dipakai tulangan transversal (sengkang) setelah torsi atau gabungan dari kebutuhan tulangan geser dan torsi yaitu **2 kaki D13-100 mm**.

- Perhitungan kebutuhan tulangan geser transversal daerah lapangan per mm

Kebutuhan tulangan sengkang (geser) sebelum torsi:

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \cdot d} = \frac{552,420N}{400MPa \cdot 734,5mm} = 1,88 \text{ mm}^2/mm$$

Kebutuhan tulangan sengkang setelah torsi adalah:

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Av}{s} + 2 \cdot \frac{At}{s} = 1,88 \text{ mm}^2/\text{mm} + 2 \cdot 0,328 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Avt}{s} = 2,536 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh kebutuhan tulangan sengkang terpasang sebelum torsi (perhitungan tulangan transversal akibat gaya geser) adalah 2 kaki D13-150.

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2}{100\text{mm}} = 2,655 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Av \text{ pakai}}{s} > 2,871 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Sehingga dipakai tulangan transversal (sengkang) setelah torsi atau gabungan dari kebutuhan tulangan geser dan torsi yaitu **2 kaki D13-100 mm**.

4. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi:

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7, tulangan torsi untuk tulangan lentur dihitung sebagai berikut:

$$Al = \frac{At}{s} \cdot ph \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cdot \cot^2 \theta$$

$$Al = 0,328 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot 2028\text{mm} \cdot \left(\frac{400\text{MPa}}{400\text{MPa}} \right) \cdot 1$$

$$Al = 665,13 \text{ mm}^2$$

Apabila digunakan tulangan 2D22, maka:

$$Al \text{ pakai} = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot (22\text{mm})^2 = 760,27 \text{ mm}^2$$

$$760 \text{ mm}^2 > 665 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

Jadi, dipakai tulangan longitudinal penahan geser yaitu 2-D22 dipasang disamping kanan dan kiri balok baik sepanjang tumpuan maupun di sepanjang lapangan.

8.2.2.7 Panjang Penyaluran Tulangan

1. Panjang penyaluran tulangan Tarik
 - a. Tulangan diteruskan sejauh d , $12d_b$, atau $l_n/16$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.10.3 dan 12.10.4):
 - $d = 734,5 \text{ mm}$
 - $12d_b = 12 \cdot 25 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$
 - $l_n/16 = 7100 \text{ mm}/16 = 443,75 \text{ mm}$
 Maka diambil nilai terbesar yaitu $834,5 \text{ mm}$ (850 mm)

- b. Mencari nilai l_d (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2) :

Diketahui nilai:

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

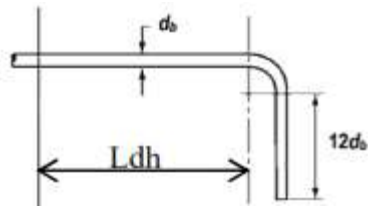
$$\lambda = 1,0$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400 \text{ MPa} \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \right) \cdot 25 \text{ MPa} = 994,29 \text{ mm}$$

Diambil nilai $l_d = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$

2. Panjang penyaluran tulangan berkait



Gambar 8. 18 Detail Tulangan untuk Penyaluran Kait Standar

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{0,24 \cdot 1,0 \cdot 400}{1,0 \cdot \sqrt{35MPa}} \right) \cdot 25MPa = 405,67 \text{ mm}$$

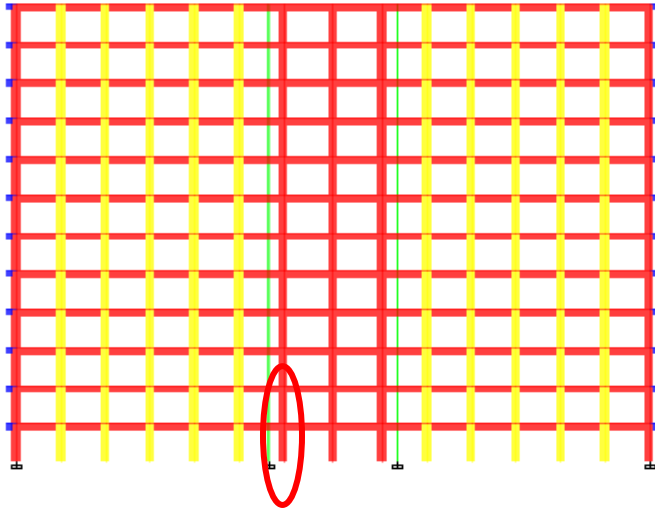
Maka dipakai 500 mm

Panjang kait standar:

$$12 \text{ db} = 12 \cdot 25\text{mm} = 300 \text{ mm}$$

8.3 Desain Struktur Kolom K1

Pada perhitungan penulangan kolom, kolom yang dihitung merupakan kolom yang mengalami gaya aksial terbesar dari hasil perhitungan ETABS 16.2.0, dengan gaya aksial paling besar yang terjadi pada kolom terjadi pada frame C46 ditunjukkan gambar berikut ini.

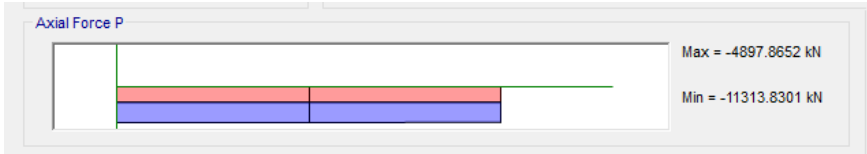


Gambar 8. 19 Portal Yang Ditinjau Untuk Analisa Struktur Kolom

8.3.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c'	= 35 MPa
Tinggi kolom	= 4 m = 4000 mm
Dimensi kolom	= 900 mm x 1200 mm
Cover (t)	= 40 mm
Diameter tul.memanjang	= 32 mm, $f_y = 400$ MPa
Diameter tul.senggang	= 13 mm, $f_y = 400$ MPa

Dari program bantu ETABS 16.2.0 diperoleh gaya-gaya dalam pada kolom yang ditinjau (Kolom C24) adalah sebagai berikut:

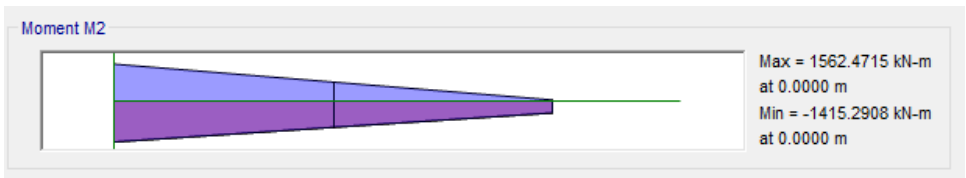


Gambar 8. 20 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau (Bawah)

Didapatkan: P_u bawah = 4498,215 kN



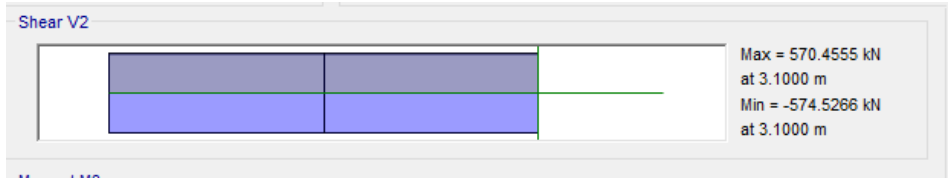
Gambar 8. 22 Gaya M_x Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau



Gambar 8. 21 Gaya M_y Yang Terjadi Pada Kolom Yang Ditinjau

Didapatkan: M_{ux} = 1479,15 kN.m

Didapatkan: M_{uy} = 1692,54 kN.m



Gambar 8. 23 Gaya Geser Pada Kolom Yang Ditinjau

Didapatkan: $V_u = 532,53\text{kN}$

8.3.2 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $\frac{A_g \cdot f_c'}{10}$ (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1)

$$\frac{A_g \cdot f_c'}{10} = \frac{(900\text{mm} \cdot 1200\text{mm}) \cdot 35\text{MPa}}{10}$$

$$= 3.780.000 \text{ N}$$

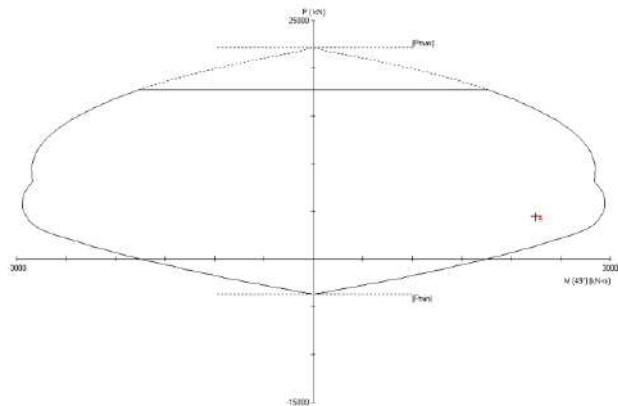
Dari output ETABS 16.2.0:

$$P_u = 11.219,272 \text{ kN} > 3780 \text{ kN (OK!)}$$

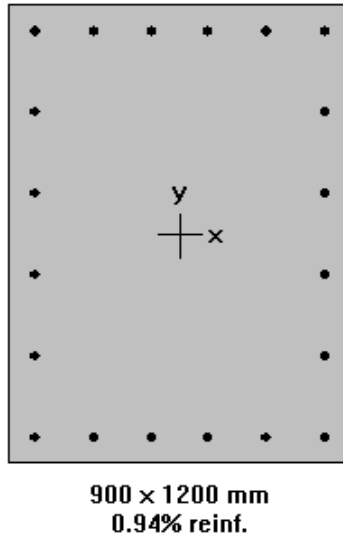
- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1.1)
Sisi terpendek kolom = 900 mm > 300 mm (OK!)
- Rasio penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1.2)
Rasio antara b dan h = $900\text{mm}/1200\text{mm} = 0,75 > 0,4$ (OK!)

8.3.3 Tentukan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal dibatasi yakni tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan memanjang, digunakan program bantu Pca Column dan didapatkan sebagai berikut:



Gambar 8. 24 Diagram Interaksi P-M Pada Program Pca Column



Gambar 8. 25 Konfigurasi Penulangan Kolom Pada Program Pca Column

Dengan memasukkan gaya-gaya yang ada pada kolom, didapatkan konfigurasi penulangan yaitu 20-D25 untuk menahan gaya-gaya yang ada pada kolom dengan $\rho = 1\%$ atau 0,01 sehingga rasio tulangan tersebut telah memenuhi syarat $0,01 < \rho < 0,06$.

8.3.4 Cek Syarat “Strong Column Weak Beam”

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.2.2, kekuatan kolom harus memenuhi nilai $\Sigma M_c \geq 1,2 \cdot \Sigma M_g$, dimana:

ΣM_c = Jumlah M_n dua kolom yang bertemu di join

ΣM_g = Jumlah Mn dua balok yang bertemu di join (termasuk sumbangan tulangan plat di selebar efektif plat lantai).

Untuk perhitungannya sebagai berikut:

Dari perhitungan analisa komponen struktur balok pada sub bab 8.1, telah diperoleh konfigurasi penulangan balok induk B2 sebagai berikut:

a. Menentukan nilai ΣM_g

- Apabila struktur bergoyang 239ea rah kanan

Pada muka kolom (tumpuan) kanan di pasang tulangan balok 6-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2945mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 99 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^- = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mg^- = 0,9 \cdot 2945mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5mm - \frac{99}{2}\right)$$

$$Mg^- = 726.297.074,3 \text{ N} \cdot \text{mm} = 726,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pada muka kolom (tumpuan) kiri di pasang tulangan balok 5-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2454mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 82,5 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^+ = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mg^+ = 0,9 \cdot 2454mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5mm - \frac{82,5mm}{2}\right)$$

$$Mg^+ = 612.537.021,6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 612,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maka $\Sigma M_g = M_g^- + M_g^+ = 726,3 \text{ kN.m} + 612,5 \text{ kN.m} = 1338,83 \text{ kN.m}$

$$1,2 \cdot \Sigma M_g = 1,2 \cdot 1338,83 \text{ kN.m} = 1606,60 \text{ kN.m}$$

- Apabila struktur bergoyang 240ea rah kiri

Pada muka kolom (tumpuan) kiri di pasang tulangan balok 6-D25, sehingga:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 99 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$M_g^- = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_g^- = 0,9 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 \text{ mm} - \frac{99}{2} \right)$$

$$M_g^- = 726.297.074,3 \text{ N.mm} = 726,3 \text{ kN.m}$$

Pada muka kolom (tumpuan) kanan di pasang tulangan balok 3-D25, sehingga:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1473 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 49,5 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$M_g^+ = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_g^+ = 0,9 \cdot 1473 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 \text{ mm} - \frac{49,5 \text{ mm}}{2} \right)$$

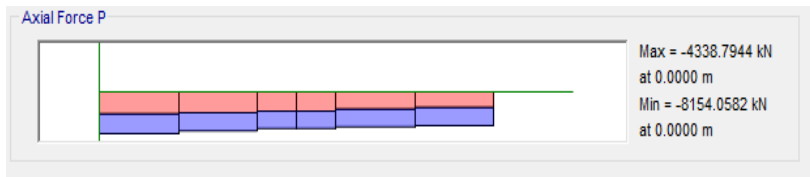
$$M_g^+ = 376.269.564,6 \text{ N.mm} = 376,269 \text{ kN.m}$$

Maka $\Sigma M_g = M_g^- + M_g^+ = 726,3 \text{ kN.m} + 376,27 \text{ kN.m} = 1102,57 \text{ kN.m}$

$$1,2 \cdot \Sigma M_g = 1,2 \cdot 1102,57 \text{ kN.m} = 1323,08 \text{ kN.m}$$

b. Menentukan nilai ΣM_c :

Untuk menentukan nilai M_c , didapatkan dari diagram interaksi P-M antara kolom atas dengan kolom bawah/kolom yang didesain dengan program bantu Pca Column. Untuk gaya-gaya yang terjadi pada kolom atas adalah sebagai berikut:



Gambar 8. 26 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Atas

Dari diagram interaksi kolom atas dan bawah yang dihitung dengan program bantu Pca Column didapatkan:

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)						
No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	-11313.8	-1380.5	-1888.8	Pu < Pmin		#
2	3978.8	0.0	0.0	4221.8	0.0	999.999
3	4427.3	0.0	0.0	4375.5	0.0	999.999
4	4498.2	1479.1	1692.5	2123.8	2430.2	1.436

Gambar 8. 27 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah

Dari gambar diatas, didapatkan nilai M_c kolom bawah (kolom yang didesain) dan M_c kolom atas yakni:

$$M_c \text{ kolom bawah} = 4375,5 \text{ kN.m}$$

$$M_c \text{ kolom atas} = 4221,8 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_c = M_{c\text{-bawah}} + M_{c\text{-atas}}$$

$$\Sigma M_{nc} = 4375,5 \text{ kN.m} + 4221,8 \text{ kN.m} = 8597,3 \text{ kN.m}$$

Maka dilakukan cek syarat SNI adalah sebagai berikut:

$$\Sigma M_c \geq 1,2 \cdot \Sigma M_g$$

$$8597,3 \text{ kN.m} > 1606,60 \text{ kN.m}$$

Dapat disimpulkan bahwa syarat “*strong column, weak beam*” telah terpenuhi.

8.3.5 Perhitungan Tulangan Transversal sebagai *Confinement*

- a. Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.1:
 - Tinggi komponen struktur pada muka joint, $h = 1200 \text{ mm}$
 - $1/6$ bentang bersih komponen struktur kolom:

$$\frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \cdot (4000\text{mm} - 800\text{mm}) = 3200 \text{ mm}$$
 - 450 mm

Maka digunakan yang paling besar, yakni $l_o = 1200 \text{ mm}$
- b. Tentukan spasi maksimum hoop, s_{\max} daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{\max} merupakan nilai terbesar berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.3:
 - $1/4$ dimensi komponen struktur minimum = $1/4 \cdot 900 \text{ mm} = 225 \text{ mm}$

- $6db = 6 \cdot 32 \text{ mm} = 192 \text{ mm}$

- Nilai s_o , dimana:

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot hx}{3}$$

$$hx = (900\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 32\text{mm}) / 3 = 252 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot 252\text{mm}}{3} = 174,67 \text{ mm}$$

Namun nilai s_o tidak perlu diambil nilai kurang dari 150 mm, sehingga $s_o = 150 \text{ mm}$

Maka dipakai nilai spasi hoop sepanjang lo dari muka kolom yang terkecil:

$$s_{\max} = \mathbf{100 \text{ mm}}$$

c. Penentuan luas tulangan *confinement*

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.4, untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar diantara:

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

$$A_{sh2} = \left(\frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right)$$

b_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang)

$$= b_w - 2 \cdot (t + 0,5 \cdot d_b)$$

$$= 900\text{mm} - 2 \cdot (40\text{mm} + 0,5 \cdot 32\text{mm}) = 807 \text{ mm}$$

A_{ch} = luas penampang inti beton

$$= (b_w - 2 \cdot t) \cdot (h_w - 2 \cdot t)$$

$$= (900\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm}) \cdot (1200\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm})$$

$$= 918.400 \text{ mm}^2$$

Maka kebutuhan tulangan confinement adalah:

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 807 \text{ mm} \cdot 35 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \right) \cdot \left(\frac{(900 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm})}{918.400 \text{ mm}^2} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 372,745 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = \frac{0,09 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 807 \text{ mm} \cdot 35 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 635,513 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai nilai yang terbesar yakni $A_{sh} = 635,513 \text{ mm}^2$

Digunakan sengkang (hoop) 5 kaki D13 disepanjang lo :

$$A_{sh} = 0,25 \cdot \pi \cdot 13^5 \cdot 5 = 663,66 \text{ mm}^2$$

$$> 635,513 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

Sehingga untuk daerah sejarak lo dari muka kolom, menggunakan tulangan hoop **5 kaki D13-100**.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.5, untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total di kurangi lo di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi maksimum yakni:

- $6db = 6 \cdot 32 \text{ mm} = 192 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai yang terkecil 150 mm

Sehingga digunakan tulangan confinement 5 kaki D13 – 150 untuk daerah di luar lo.

8.3.6 Perhitungan Gaya Geser Desain, V_e

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser pada kolom desain (V_c) tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok:

- a. Hitung V_{sway}

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top} \cdot DF_{top} + M_{pr-bottom} \cdot DF_{bottom}}{ln}$$

Dengan,

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

Karena kolom di lantai atas dan kolom lantai bawah (kolom desain) mempunyai kekakuan yang sama (EI / L), maka:

$$DF_{top} = DF_{bottom} = 0,5$$

M_{pr-top} dan $M_{pr-bottom}$ adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok lantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior (tumpuan). Maka dari perhitungan sub bab 8.1 tentang perhitungan komponen struktur balok diperoleh nilai M_{pr} balok induk B2 sebagai berikut:

Dengan asumsi struktur bergoyang ke kanan

M_{pr-top} :

$$M_{pr} \text{ balok kiri} = 990,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} \text{ balok kanan} = 838,09 \text{ kN.m}$$

$M_{pr-bottom}$:

$$M_{pr} \text{ balok kiri} = 990,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} \text{ balok kanan} = 838,09 \text{ kN.m}$$

$$V_{sway} = \frac{(990,52 \text{ kNm} + 838,09 \text{ kNm}) \cdot 0,5 + (990,52 \text{ kNm} + 838,09 \text{ kNm}) \cdot DF_{bottom}}{ln}$$

$$V_{sway} = 571,44 \text{ kN}$$

- b. Hitung V_u akibat gaya geser terfaktor hasil analisis struktur (menggunakan program bantu ETABS 16.2.0)
 Dari program ETABS 16.2.0 didapatkan gaya geser maksimum pada kolom yang ditinjau yakni sebesar:
 $V_u = 574,53 \text{ kN}$
 Karena nilai V_u ($574,53 \text{ kN}$) $> V_{\text{sway}}$ ($571,44 \text{ kN}$) maka dipakai $V_u = 574,53 \text{ kN}$

- c. Cek kontribusi beton dalam menahan gaya geser, V_c
 Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.5.2, kontribusi beton akan diabaikan dalam menahan gaya geser rencana apabila:

- Apabila nilai $V_e > \frac{1}{2} V_u$
 $571,44 \text{ kN} > 287,26 \text{ kN}$ (OK!)
- Apabila $P_u < \frac{A_g \cdot f_c}{10}$

$$\frac{(900\text{mm} \cdot 1200\text{mm}) \cdot 35\text{MPa}}{10} = 3.780.000 \text{ N}$$
 $P_u = 11.219.272 \text{ N} > 3.780.000 \text{ N}$ (NOT OK!)

Karena terdapat nilai yang tidak memenuhi, maka kontribusi V_c dapat diperhitungkan, sehingga:

$$d = 1200\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - 32\text{mm}/2 = 1131\text{mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 900\text{mm} \cdot 1131\text{mm}$$

$$V_c = 1.003.662,94 \text{ N} = 1003,663 \text{ kN}$$

- d. Menghitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{574,53\text{kN}}{0,75} = 766,035 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1003,663kN}{2} = 501,831 kN$$

$\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2}$, maka perlu tulangan geser.

Pengecekan apakah cukup dipasang tulangan geser minimum:

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{574,53kN}{0,75} = 766,035 kN$$

$$V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = 1003,663kN + \frac{1}{3} \cdot 900mm \cdot 1131mm$$

$$V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = 1.342.962,94 N = 1342,96 kN$$

$\frac{V_u}{\phi} < V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d$, sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum. Karena sebelumnya telah dipasangkan tulangan confinement 5 kaki D13-100, sehingga:

$$A_v \min = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} = \frac{900mm \cdot 100mm}{3 \cdot 400MPa} = 75 mm^2$$

Sementara itu, Ash untuk 5 kaki D13 = 663,66 mm²

Ash > Av min (OK!)

Untuk daerah di luar *lo*, SNI 03-2847-2013 Pasal 11.2.1.2 memberikan harga V_c bila ada gaya aksial yang bekerja, yakni:

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

Dari hasil analisis menggunakan ETABS 16.2.0, didapatkan nilai $P_u = 11.219,27 kN = 11.219.272 N$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \cdot \left(1 + \frac{11.219.272N}{14 \cdot (900mm \cdot 1200mm)} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 900mm \cdot 1131mm \\
 V_c &= 1.783.364,16 N = 1783,364 kN
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\frac{V_u}{\phi} < V_c$, maka untuk bentang kolom di luar l_o , maka tulangan sengkang tidak dibutuhkan untuk geser pada bentang tersebut, tetapi hanya untuk tulangan *confinement*.

8.3.7 Perhitungan Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3 \cdot l_d$. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2 dimana $l_d = 48 \cdot d_b$:

Diketahui nilai: $d_b = 32 \text{ mm}$

Maka $1,3 \cdot l_d = 1,3 \cdot 48 \cdot 32\text{mm} = 1996,8 \text{ mm}$

Namun berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.17.2.4, nilai $1,3 \cdot l_d$ dapat dikurangi dengan dikalikan 0,83, jika *confinement* di sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari $0,0015 \cdot h \cdot s$

Untuk $s = 150 \text{ mm}$, maka:

Area efektif = $0,0015 \cdot 900\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 270 \text{ mm}^2$

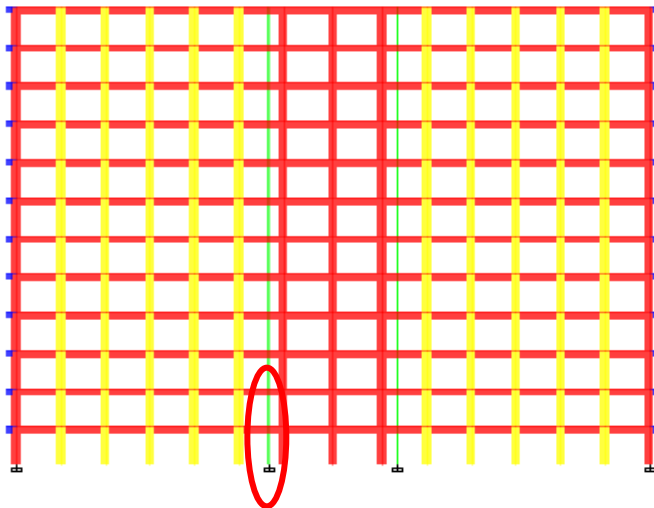
Area hoops = $635,513 \text{ mm}^2$

Sehingga lap splices menjadi = $0,83 \cdot 1996,8\text{mm} = 1657,34 \text{ mm}$

Diambil nilai lap splices = **1700 mm**.

8.4 Desain Struktur Kolom K2

Pada perhitungan penulangan kolom, kolom yang dihitung merupakan kolom yang mengalami gaya aksial terbesar dari hasil perhitungan ETABS 16.2.0, dengan gaya aksial paling besar yang terjadi pada kolom terjadi pada frame C46 ditunjukkan gambar berikut ini.



Gambar 8. 28 Portal Yang Ditinjau Untuk Analisa Struktur Kolom

8.4.1 Data Perencanaan

Mutu beton, f_c' = 35 MPa

Tinggi kolom = 4 m = 4000 mm
Dimensi kolom = 500 mm x 500 mm
Cover (t) = 40 mm
Diameter tul.memanjang = 25 mm, $f_y = 400$ MPa
Diameter tul.sengkan = 13 mm, $f_y = 400$ MPa

Dari program bantu ETABS 16.2.0 diperoleh gaya-gaya dalam pada kolom yang ditinjau (Kolom C24) adalah sebagai berikut:

Didapatkan: P_u bawah = 3314,5068 kN

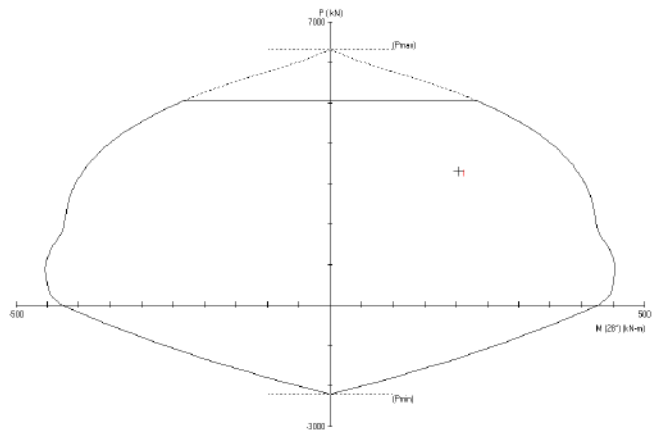
Didapatkan: $M_{ux} = 181,0582$ kN.m

Didapatkan: $M_{uy} = 95,7308$ kN.m

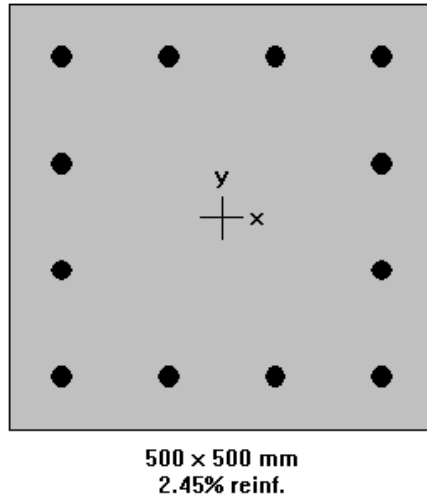
Didapatkan: $V_u = 73,9578$ kN

8.4.1 Tentukan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal dibatasi yakni tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan memanjang, digunakan program bantu Pca Column dan didapatkan sebagai berikut:



Gambar 8. 29 Diagram Interaksi P-M Pada Program Pca Column



Gambar 8. 30 Konfigurasi Penulangan Kolom Pada Program Pca Column

Dengan memasukkan gaya-gaya yang ada pada kolom, didapatkan konfigurasi penulangan yaitu 12-D25 untuk menahan gaya-gaya yang ada pada kolom dengan $\rho = 2,45 \%$ atau 0,0245 sehingga rasio tulangan tersebut telah memenuhi syarat $0,01 < \rho < 0,06$.

8.4.2 Cek Syarat “Strong Column Weak Beam”

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.2.2, kekuatan kolom harus memenuhi nilai $\Sigma M_c \geq 1,2 \cdot \Sigma M_g$, dimana:

ΣM_c = Jumlah Mn dua kolom yang bertemu di join

ΣM_g = Jumlah Mn dua balok yang bertemu di join (termasuk sumbangan tulangan plat di selebar efektif plat lantai).

Untuk perhitungannya sebagai berikut:

Dari perhitungan analisa komponen struktur balok pada sub bab 8.1, telah diperoleh konfigurasi penulangan balok induk B2 sebagai berikut:

b. Menentukan nilai ΣM_g

- Apabila struktur bergoyang ke arah kanan

Pada muka kolom (tumpuan) kanan di pasang tulangan balok 6-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{2945mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 99 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^- = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mg^- = 0,9 \cdot 2945mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5mm - \frac{99}{2}\right)$$

$$Mg^- = 726.297.074,3 \text{ N.mm} = 726,3 \text{ kN.m}$$

Pada muka kolom (tumpuan) kiri di pasang tulangan balok 5-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{2454mm^2 \cdot 400MPa}{0,85 \cdot 35MPa \cdot 400mm} = 82,5 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^+ = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mg^+ = 0,9 \cdot 2454mm^2 \cdot 400MPa \cdot \left(734,5mm - \frac{82,5mm}{2}\right)$$

$$Mg^+ = 612.537.021,6 \text{ N.mm} = 612,5 \text{ kN.m}$$

Maka $\Sigma M_g = Mg^- + Mg^+ = 726,3 \text{ kN.m} + 612,5 \text{ kN.m} = 1338,83 \text{ kN.m}$

$$1,2 \cdot \Sigma M_g = 1,2 \cdot 1338,83 \text{ kN.m} = 1606,60 \text{ kN.m}$$

- Apabila struktur bergoyang ke arah kiri

Pada muka kolom (tumpuan) kiri di pasang tulangan balok 6-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 99 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^- = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mg^- = 0,9 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 \text{ mm} - \frac{99}{2} \right)$$

$$Mg^- = 726.297.074,3 \text{ N.mm} = 726,3 \text{ kN.m}$$

Pada muka kolom (tumpuan) kanan di pasang tulangan balok 3-D25, sehingga:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{1473 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm}} = 49,5 \text{ mm}$$

Maka nilai momen nominal nya adalah:

$$Mg^+ = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mg^+ = 0,9 \cdot 1473 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \left(734,5 \text{ mm} - \frac{49,5 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$Mg^+ = 376.269.564,6 \text{ N.mm} = 376,269 \text{ kN.m}$$

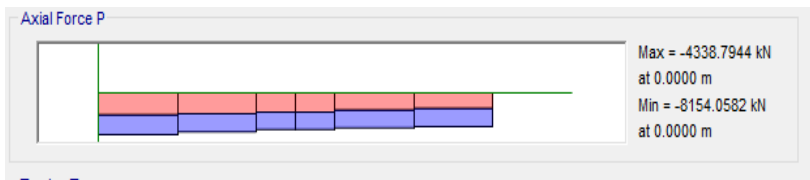
$$\text{Maka } \Sigma M_g = Mg^- + Mg^+ = 726,3 \text{ kN.m} + 0 \text{ kN.m} = 726,3 \text{ kN.m}$$

$$1,2 \cdot \Sigma M_g = 1,2 \cdot 726,3 \text{ kN.m} = 876,56 \text{ kN.m}$$

Nilai Mg^+ bernilai 0 karena kolom K2 diambil asumsi sebagai kolom pojok

c. Menentukan nilai ΣM_c :

Untuk menentukan nilai M_c , didapatkan dari diagram interaksi P-M antara kolom atas dengan kolom bawah/kolom yang didesain dengan program bantu Pca Column. Untuk gaya-gaya yang terjadi pada kolom atas adalah sebagai berikut:



Gambar 8. 31 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Atas

Dari diagram interaksi kolom atas dan bawah yang dihitung dengan program bantu Pca Column didapatkan:

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	-11313.8	-1380.5	-1888.8			Pu < Pmin-----#
2	3978.8	0.0	0.0	4221.8	0.0	999.999
3	4427.3	0.0	0.0	4375.5	0.0	999.999
4	4498.2	1479.1	1692.5	2123.8	2430.2	1.436

Gambar 8. 32 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah

Dari gambar diatas, didapatkan nilai M_c kolom bawah (kolom yang didesain) dan M_c kolom atas yakni:

$$M_c \text{ kolom bawah} = 427,4 \text{ kN.m}$$

$$M_c \text{ kolom atas} = 461,7 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_c = M_{c\text{-bawah}} + M_{c\text{-atas}}$$

$$\Sigma M_{nc} = 889,1 \text{ kN.m}$$

Maka dilakukan cek syarat SNI adalah sebagai berikut:

$$\Sigma M_c \geq 1,2 \cdot \Sigma M_g$$

$$8597,3 \text{ kN.m} > 1606,60 \text{ kN.m}$$

Dapat disimpulkan bahwa syarat “*strong column, weak beam*” telah terpenuhi.

8.4.3 Perhitungan Tulangan Transversal sebagai *Confinement*

a. Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.1:

- Tinggi komponen struktur pada muka joint, $h = 1200 \text{ mm}$
- $1/6$ bentang bersih komponen struktur kolom:

$$\frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \cdot (4000 \text{ mm} - 800 \text{ mm}) = 3200 \text{ mm}$$
- 450 mm

Maka digunakan yang paling besar, yakni $l_o = 1200 \text{ mm}$

- d. Tentukan spasi maksimum hoop, s_{\max} daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{\max} merupakan nilai terbesar berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.3:

- $\frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur minimum = $\frac{1}{4} \cdot 500 \text{ mm} = 125 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \cdot 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- Nilai s_o , dimana:

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot hx}{3}$$

$$hx = (500\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 25\text{mm}) / 3 = 252 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot 252\text{mm}}{3} = 196,11 \text{ mm}$$

Namun nilai s_o tidak perlu diambil nilai kurang dari 150 mm, sehingga $s_o = 150 \text{ mm}$

Maka dipakai nilai spasi hoop sepanjang lo dari muka kolom yang terkecil:

$$s_{\max} = \mathbf{100 \text{ mm}}$$

- e. Penentuan luas tulangan *confinement*

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.4, untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar diantara:

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

$$A_{sh2} = \left(\frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right)$$

$$\begin{aligned} b_c &= \text{lebar penampang inti beton (yang terkekang)} \\ &= b_w - 2 \cdot (t + 0,5 \cdot d_b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 500\text{mm} - 2 \cdot (40\text{mm} + 0,5 \cdot 25\text{mm}) = 407 \text{ mm} \\
 A_{ch} &= \text{luas penampang inti beton} \\
 &= (b_w - 2 \cdot t) \cdot (h_w - 2 \cdot t) \\
 &= (500\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm}) \cdot (500\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm}) \\
 &= 176400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka kebutuhan tulangan confinement adalah:

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 0,3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 807\text{mm} \cdot 35\text{MPa}}{400\text{MPa}} \right) \cdot \left(\frac{(900\text{mm} \cdot 1200\text{mm})}{918.400\text{mm}^2} - 1 \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 372,745 \text{ mm}^2 \\
 A_{sh2} &= \frac{0,09 \cdot 100\text{mm} \cdot 807\text{mm} \cdot 35\text{MPa}}{400\text{Mpa}} = 446 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai nilai yang terbesar yakni $A_{sh} = 635,513 \text{ mm}^2$

Digunakan sengkang (hoop) 4 kaki D13 disepanjang lo :

$$A_{sh} = 0,25 \cdot \pi \cdot 13^5 \cdot 5 = 530,93 \text{ mm}^2$$

$> 446 \text{ mm}^2$ (OK!)

Sehingga untuk daerah sejarak lo dari muka kolom, menggunakan tulangan hoop **4 kaki D13-100**.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.5, untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total di kurangi lo di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi maksimum yakni:

- $6db = 6 \cdot 32 \text{ mm} = 192 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai yang terkecil 150 mm

Sehingga digunakan tulangan confinement 5 kaki D13 – 150 untuk daerah di luar lo.

8.4.4 Perhitungan Gaya Geser Desain, V_e

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser pada kolom desain (V_c) tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok:

a. Hitung V_{sway}

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top} \cdot DF_{top} + M_{pr-bottom} \cdot DF_{bottom}}{ln}$$

Dengan,

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

Karena kolom di lantai atas dan kolom lantai bawah (kolom desain) mempunyai kekakuan yang sama (EI / L), maka:

$$DF_{top} = DF_{bottom} = 0,5$$

M_{pr-top} dan $M_{pr-bottom}$ adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok lantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior (tumpuan). Maka dari perhitungan sub bab 8.1 tentang perhitungan komponen struktur balok diperoleh nilai M_{pr} balok induk B2 sebagai berikut:

Dengan asumsi struktur bergoyang ke kanan

M_{pr-top} :

$$M_{pr} \text{ balok kiri} = 990,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} \text{ balok kanan} = 0 \text{ kN.m}$$

$M_{pr-bottom}$:

$$M_{pr} \text{ balok kiri} = 990,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} \text{ balok kanan} = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{sway}} = \frac{(990,52 \text{ kNm} + 838,09 \text{ kNm}) \cdot 0,5 + (990,52 \text{ kNm} + 838,09 \text{ kNm}) \cdot DF_{\text{bottom}}}{ln}$$

$$V_{\text{sway}} = 309,54 \text{ kN}$$

- b. Hitung V_u akibat gaya geser terfaktor hasil analisis struktur (menggunakan program bantu ETABS 16.2.0)
 Dari program ETABS 16.2.0 didapatkan gaya geser maksimum pada kolom yang ditinjau yakni sebesar:
 $V_u = 73,96 \text{ kN}$
 Karena nilai $V_u (73,96 \text{ kN}) < V_{\text{sway}} (309,54 \text{ kN})$ maka dipakai $V_u = 309,54 \text{ kN}$
- c. Cek kontribusi beton dalam menahan gaya geser, V_c
 Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.5.2, kontribusi beton akan diabaikan dalam menahan gaya geser rencana apabila:
- Apabila nilai $V_e > \frac{1}{2} V_u$
 $309,54 \text{ kN} > 36,98 \text{ kN}$ (OK!)
 - Apabila $P_u < \frac{A_g \cdot f_c}{10}$

$$\frac{(500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}) \cdot 35 \text{ MPa}}{10} = 3314506 \text{ N}$$
 $P_u = 3314506 \text{ N} > 875000 \text{ N}$ (NOT OK!)

Karena terdapat nilai yang tidak memenuhi, maka kontribusi V_c dapat diperhitungkan, sehingga:

$$d = 500 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 25 \text{ mm} / 2 = 431 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 431 \text{ mm}$$

$$V_c = 212485 \text{ N} = 212,485 \text{ kN}$$

- e. Menghitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{309,54 \text{ kN}}{0,75} = 412,718 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{212,485 \text{ kN}}{2} = 106,24 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2}, \text{ maka perlu tulangan geser.}$$

Pengecekan apakah cukup dipasang tulangan geser minimum:

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{309,54 \text{ kN}}{0,75} = 412,718 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = 212,485 \text{ kN} + \frac{1}{3} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 431 \text{ mm}$$

$$V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = 284,32 \text{ kN}$$

$\frac{V_u}{\phi} < V_c + \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d$, sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum. Karena sebelumnya telah dipasangkan tulangan confinement 5 kaki D13-100, sehingga:

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} = \frac{900 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}}{3 \cdot 400 \text{ MPa}} = 75 \text{ mm}^2$$

Sementara itu, Ash untuk 4 kaki D13 = 530,93 mm²

Ash > Av min (OK!)

Untuk daerah di luar l_o , SNI 03-2847-2013 Pasal 11.2.1.2 memberikan harga V_c bila ada gaya aksial yang bekerja, yakni:

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d$$

Dari hasil analisis menggunakan ETABS 16.2.0, didapatkan nilai $P_u = 11.219,27 \text{ kN} = 11.219.272 \text{ N}$

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{11.219.272 \text{ N}}{14 \cdot (900 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm})} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 900 \text{ mm} \cdot 1131 \text{ mm}$$

$$V_c = 1.783.364,16 \text{ N} = 1783,364 \text{ kN}$$

Karena nilai $\frac{V_u}{\phi} < V_c$, maka untuk bentang kolom di luar l_o , maka tulangan sengkang tidak dibutuhkan untuk geser pada bentang tersebut, tetapi hanya untuk tulangan *confinement*.

8.4.5 Perhitungan Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3 \cdot l_d$. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2 dimana $l_d = 48 \cdot d_b$:

Diketahui nilai: $d_b = 32 \text{ mm}$

Maka $1,3 \cdot l_d = 1,3 \cdot 48 \cdot 32 \text{ mm} = 1996,8 \text{ mm}$

Namun berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.17.2.4, nilai $1,3 \cdot l_d$ dapat dikurangi dengan dikalikan 0,83, jika *confinement* di sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari 0,0015 h . s

Untuk $s = 150$ mm, maka:

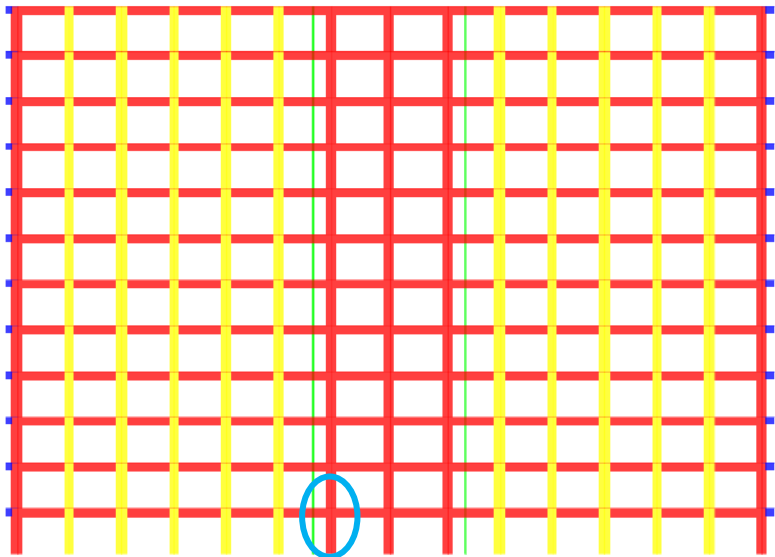
$$\text{Area efektif} = 0,0015 \cdot 900\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 270 \text{ mm}^2$$

$$\text{Area hoops} = 635,513 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sehingga lap splices menjadi} = 0,83 \cdot 1996,8\text{mm} = 1657,34 \text{ mm}$$

Diambil nilai lap splices = **1700 mm**.

8.5 Desain Hubungan Balok-Kolom



Gambar 8. 33 Hubungan Balok Dan Kolom Yang Ditinjau Dalam Perhitungan

Pada perhitungan penulangan desain dan detail penulangan hubungan balok-kolom, yang merupakan tempat pertemuan komponen struktur balok dan kolom yang telah didesain sebelumnya.

a. Cek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.2.3)

$$b_{\text{kolom}} = 900 \text{ mm}$$

$$20 \cdot d_b = 20 \cdot 32 \text{ mm} = 640 \text{ mm} < 900 \text{ mm (OK!)}$$

b. Menentukan luas efektif joint, A_j

A_j merupakan perkalian tinggi joint dengan lebar joint efektif berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.4.1:

Lebar balok, $b = 400 \text{ mm}$

Tinggi kolom $h = 1200 \text{ mm}$

$$x = (1200 \text{ mm} - 400 \text{ mm}) / 2 = 400 \text{ mm}$$

Tinggi joint = tinggi keseluruhan kolom, $h = 1200 \text{ mm}$

Lebar efektif joint merupakan nilai terkecil dari:

- $b + h = 400 \text{ mm} + 1200 \text{ mm} = 1600 \text{ mm}$
 - $b + 2x = 400 \text{ mm} + 2 \cdot 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$
- maka diambil nilai terkecil, $b_e = 1200 \text{ mm}$

$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$

$$A_j = 1200 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} = 1.440.000 \text{ mm}^2$$

c. Menghitung tulangan transversal untuk confinement

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.3.2, spasi vertical tulangan confinement diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.

$$\frac{Ash}{s} \text{ joint} = 0,5 \cdot \frac{Ash}{s} \text{ kolom} = 0,5 \cdot \frac{635,51 \text{ mm}^2}{100\text{mm}}$$

$$\frac{Ash}{s} \text{ joint} = 3,178 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$Ash = 3,178 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot s = 3,178 \text{ mm}^2/\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 476,63 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai sengkang:

$$4 \text{ kaki D13} = 530,9 \text{ mm}^2$$

e. Hitung gaya geser pada joint

- Hitung M_e

Balok yang masuk pada joint memiliki nilai M_{pr} sebagai berikut:

$$M_{pr}^+ = 990,522 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 838,090 \text{ kNm}$$

Karena kekakuan antara kolom atas dan bawah sama, maka nilai DF adalah sama yakni $DF = 0,5$. Sehingga:

$$M_e = 0,5 \cdot (990,522 \text{ kNm} + 838,090 \text{ kNm}) = 914,31 \text{ kNm}$$

- Hitung geser pada kolom atas

$$V_{sway} = \frac{M_e + M_e}{lu} = \frac{914,31 \text{ kNm} + 914,31 \text{ kNm}}{4\text{m}} = 457,15 \text{ kN}$$

- Menghitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal

1. Gaya Tarik pada tulangan bagian kiri

Jika terdapat tulangan tarik 6D25 = $A_s = 2945 \text{ mm}^2$

$$T_1 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y = 1,25 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}$$

$$T_1 = 1.472.621,56 \text{ N} = 1472,62 \text{ kN}$$

2. Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri

$$C_1 = T_1 = 1472,62 \text{ kN}$$

3. Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan

Jika terdapat tulangan tarik 6D25 = $A_s = 2945 \text{ mm}^2$

$$T_2 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y = 1,25 \cdot 2945 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa}$$

$$T_2 = 1.472.621,56 \text{ N} = 1472,62 \text{ kN}$$

4. Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kanan

$$C_2 = T_2 = 1472,62 \text{ kN}$$

Menghitung gaya geser pada joint

$$V_3 = V_{sway} - T_1 - C_2$$

$$V_e = 457,15kN - 1472,62kN - 1472,62 = 2488,09 kN$$

f. Cek kuat geser joint

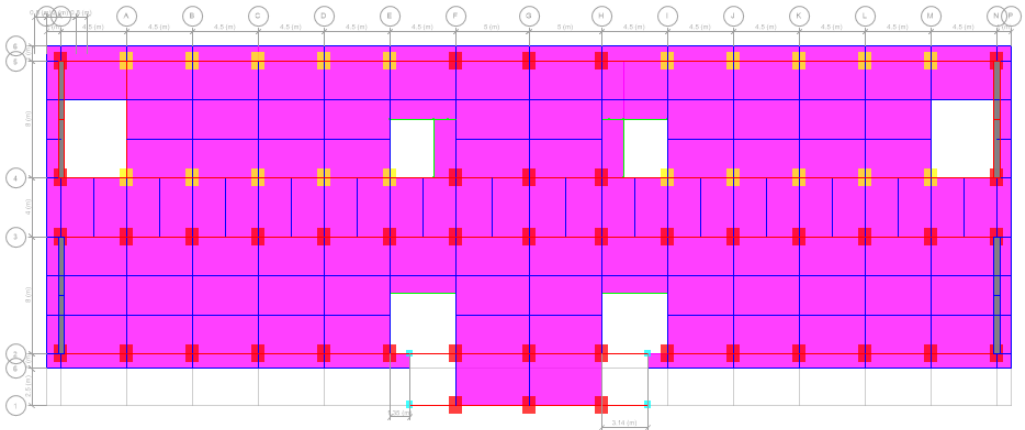
Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.4.1, untuk kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya adalah:

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot A_j = 1,7 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 1.440.000mm^2$$

$$V_n = 14.482.563,3N = 14.482,563 kN > 2488,09 kN (OK!)$$

8.6 Desain Struktur Shearwall

Pada bangunan yang ditinjau, terdapat 2 shearwall di bagian kiri dan kanan bangunan seperti pada denah berikut ini:



Gambar 8. 34 Denah Lokasi Shearwall Yang Ditinjau

8.6.1 Data Perencanaan

Tebal dinding	= 300 mm
Panjang total	= 8000 mm
Panjang badan	= 8000 mm – 1200 mm – 1200 mm = 5600 mm
Tinggi total dinding	= 48.000 mm
Selimit beton	= 40 mm
Mutu beton, f_c'	= 35 MPa
Mutu baja, f_y	= 400 MPa
Tul. Longitudinal	= D19
Tul. Geser sengkang	= D19

Dari program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan gaya-gaya maksimum yang terjadi pada shearwall (kombinasi ENVELOPE) adalah sebagai berikut:

Tabel 8. 6 hasil perhitungan ETABS 16.2.0

Kombinasi	P	V2	V3	T	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Envelope	2825.8216	0	0	0	257.0499	1761.5511
Envelope	1816.5996	64.064	18.012	186.9608	411.7422	2740.1906

Didapatkan dari tabel diatas yaitu:

$$P_u = 2825,8216 \text{ kN}$$

$$V_u = 64,064 \text{ kN}$$

$$M_u = 2740,1906 \text{ kN}$$

8.6.2 Kontrol Ketebalan Terhadap Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal, tiap dinding individual tidak boleh melebihi $0,83 \cdot Acw \cdot \sqrt{f'c'}$

Dimana:

$$\begin{aligned} Acw &= \text{luas penampang dinding yang ditinjau} \\ &= \text{tebal dinding} \times (0,8 \text{ panjang badan}) \\ &= 400 \text{ mm} \times 0,8 \times 4480 \text{ mm} \\ &= 1.792.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

maka,

$$0,83 \cdot Acw \cdot \sqrt{f'c'} = 0,83 \cdot 1.792.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$0,83 \cdot Acw \cdot \sqrt{f'c'} = 824938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN}$$

$$824,94 \text{ kN} > Vu (64,064 \text{ kN})$$

Dapat disimpulkan bahwa ketebalan shearwall mampu untuk menahan gaya geser.

8.6.3 Kebutuhan Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum

1. Rasio tulangan minimum

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.1, apabila nilai $Vu > 0,083 \cdot \lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{f'c'}$, maka ρ min tulangan horizontal dan vertikal adalah 0,0025.

$$\begin{aligned} Acv &= \text{panjang badan} \times \text{tebal dinding} \\ &= 5600 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 1.680.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$0,083 \cdot \lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{f'c'} = 0,083 \cdot 1,0 \cdot 1.680.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$= 824.938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN} > V_u$$

Maka untuk ρ min boleh direduksi di bawah 0,0025.

2. Cek kebutuhan lapis tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2, apabila $V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c'}$, maka dibutuhkan 2 lapis tulangan

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c'} = 0,17 \cdot 2240000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$= 1.802.274,55 \text{ N} = 1802,27 \text{ kN} > V_u \text{ (64,064 kN)}$$

Karena nilai $V_u < 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c'}$, maka perlu satu lapis tulangan.

3. Perhitungan tulangan longitudinal dan transversal

Pasal 21.9.2.1 SNI 03-2847-2013 mengharuskan bahwa untuk dinding structural, rasio tulangan longitudinal ρ_l dan rasio tulangan transversal ρ_t minimum adalah 0,0025, dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450 mm.

Luas penampang longitudinal dan transversal dinding geser per meter panjang adalah:

$$A_{\text{penampang per meter}} = 0,3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 0,3 \text{ m}^2/\text{m}$$

Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah longitudinal dan transversal:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} \cdot A_{\text{penampang per meter}} = 0,0025 \cdot 0,3 \text{ m}^2 = 0,00075 \text{ m}^2/\text{m} = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Bila digunakan baja tulangan 2D16, maka:

$$A_s = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan dua lapis tulangan, maka jumlah tulangan yang diperlukan per meter panjang adalah:

$$n = \frac{A_{s_{\min \text{ per meter}}}}{A_{s_{\text{pakai}}}} = \frac{750 \text{ mm}^2/\text{mm}}{401,92\text{mm}^2} = 1,8 = 2 \text{ buah/m}$$

Digunakan spasi:

$$s = \frac{1000\text{mm}}{2} = 500 \text{ mm}$$

Spasi tidak boleh melebihi 450 mm, maka digunakan:

D16-300 mm

8.6.4 Kuat Geser Dinding Struktural

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y)$$

Dimana:

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2,0$$

$$= \text{variatif secara linier antara } 0,25 \text{ dan } 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w$$

antara 1,5 dan 2,0

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding geser}}{\text{panjang dinding}} = \frac{48.000\text{mm}}{5600\text{mm}} = 8,57$$

Karena nilai $h_w/l_w > 2,0$ maka $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan transversal dengan konfigurasi **2D16-300**. Rasio tulangan transversal terpasangan adalah sebagai berikut:

$$\rho_t = \frac{A_s}{s \cdot t} = \frac{401\text{mm}^2}{250\text{mm} \cdot 300\text{mm}} = 0,0045 > 0,0025 \text{ (OK!)}$$

Menghitung kuat geser nominal pada dinding adalah sebagai berikut:

$$V_n = 1680000 \text{ mm}^2 \cdot (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} + 0,0045 \cdot 400 \text{ MPa})$$

$$V_n = 4.690.635,05 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 4.690.635,05 \text{ N} = 3.517.976,29 \text{ N}$$

$$3.517.976,29 > V_u (64.064 \text{ N}) (\text{OK!})$$

Maka dinding cukup kuat dalam menahan geser.

Namun, pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal maksimum yang terjadi dibatasi yakni sebesar:

$$V_n \text{ maks} = 0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$= 0,83 \cdot 1344000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$V_n \text{ maks} = 6599505,32 \text{ N} = 6599 \text{ kN}$$

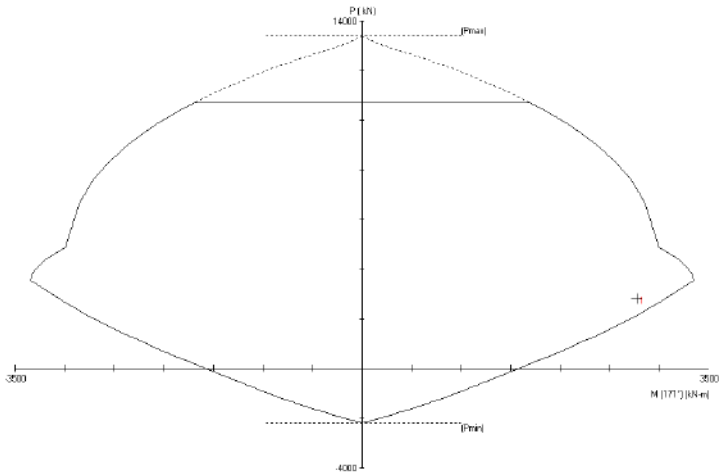
Karena nilai $\phi V_n (3593,98 \text{ kN}) < V_n \text{ maks} (6599 \text{ kN})$, maka dipakai yang terkecil yaitu $\phi V_n (3593,98 \text{ kN})$

8.6.5 Perencanaan Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial Dan Lentur

Kuat lentur dinding struktur diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut menggunakan program bantu *pcaColumn*. Gaya-gaya yang dimasukkan adalah gaya maksimum yang diterima oleh dinding struktural:

$$P_u = 2825,8216 \text{ kN}$$

$$M_u = 2740,1906 \text{ kN.m}$$



Gambar 8. 35 Diagram Interaksi P-M Pada Dinding Struktural

Dari proses trial and eror diperoleh jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang di masing-masing ujung penampang dinding, yaitu **12D25**. Diagram aksial tekan dan momen lentur dapat dilihat pada gambar 8.33 diatas.

8.6.6 Pemeriksaan Terhadap Syarat Komponen Batas Khusus (*Special Boundary Element*)

Untuk pemeriksaan terhadap kebutuhan special boundary element dihitung menggunakan pendekatan tegangan, yakni:

Luas dinding bruto:

$$A_g = (300\text{mm} \cdot 5600\text{mm}) + 2 \cdot (1200\text{mm} \cdot 900\text{mm})$$

$$A_g = 3.840.000\text{mm}^2$$

Momen inersia penampang:

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 300\text{mm} \cdot (5600\text{mm})^3 = 4,39 \cdot 10^{12}\text{mm}^4 = 4,39 \text{ m}^4$$

$$y = \text{panjang badan}/2 = 5600/2 = 2800\text{mm} = 2,8 \text{ m}$$

Daerah tekan harus diperkuat dengan elemen khusus pembatas apabila:

$$\frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu \cdot y}{I_g} > 0,2 \cdot f_c'$$

$$\frac{2825,82\text{kN}}{3,84 \text{ m}^2} + \frac{2740,19\text{kNm} \cdot \frac{5,6\text{m}}{2}}{4,39 \text{ m}^4} > 0,2 \cdot 35\text{MPa}$$

$$1748,31 \text{ kN/m}^2 > 7 \text{ MPa}$$

$$17,48 \text{ MPa} > 7 \text{ MPa}$$

Maka diperlukan special boundary element di daerah tekan pada dinding.

8.6.7 Penentuan Panjang Special Boundary Element

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.6.4, *special boundary element* harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada $c-0,1 \cdot lw$ dan $c/2$.

Untuk nilai c didapatkan dari *pcaColumn* yakni sebesar:

Control Points:					
=====					
Bending about	Axial Load P kN	X-Moment kN-m	Y-Moment kN-m	N.A. depth mm	

X @ Pure compression	35618.5	0	-0	23873	
@ Max compression	28494.8	23452	-0	8288	
@ fs = 0.0	27337.1	26361	-0	7958	
@ fs = 0.5*fy	20098.7	38903	-0	5968	
@ Balanced point	15316.6	42807	-0	4775	
@ Tension Control	12123.8	52820	-0	2984	
@ Pure bending	0.0	22715	-0	605	
@ Pure tension	-5871.5	-0	-0	0	

Gambar 8. 36 Hasil Control Point dari Program Pca Column

Digunakan interpolasi dari nilai aksial yang terjadi:

$$P = 2825,8216 \text{ kN}$$

Perhitungan interpolasi sebagai berikut:

$$c = 2984 \cdot \left(\frac{(12123,8kN - 2825,82kN)}{(12123,8kN - 0)} \right) \cdot (2984mm - 605mm)$$

$$c = 1159,50mm$$

$$c - 0,1 \cdot lw = 1159,50mm - 0,1 \cdot 8000mm = 359,499mm$$

$$\frac{c}{2} = \frac{1159,50mm}{2} = 579,75mm$$

Maka digunakan nilai yang terbesar, sehingga panjang boundary element ialah 579,75 mm. maka dipakai lebar special boundary element ialah 900 mm.

8.6.8 Tulangan Longitudinal dan Transversal di Daerah *Special Boundary Element*

1. Tulangan longitudinal pada *special boundary element* Sesuai hasil perhitungan diatas maka dilakukan pengecekan pada special boundary element terdapat 12 D25 sehingga rasio tulangan yang dihasilkan adalah:

$$\rho = \frac{\left(12 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi^2 \cdot (25\text{mm})^2\right)}{(900\text{mm} \cdot 1200\text{mm}) + (400\text{mm} \cdot 400\text{mm})} = 0,00545$$

Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Jadi, tulangan longitudinal terpasang sudah memenuhi syarat.

2. Tulangan confinement pada special boundary element Apabila digunakan *hoop* berbentuk persegi berdiameter D13, maka spasi maksimum *hoop* ditentukan oleh yang kecil diantara:

- $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek = $\frac{1}{4} \cdot 300\text{mm} = 150\text{mm}$
- $6 \cdot db = 6 \cdot 25\text{mm} = 150\text{mm}$
- Nilai s_0 , dimana: $s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot h_x}{3}$

$$h_x = 400\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} = 144\text{mm}$$

$$s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot 144\text{mm}}{3} = 192,67\text{mm}$$

Namun nilai s_0 tidak perlu diambil kurang dari 100 mm. diambil nilai max terkecil yaitu 100 mm

Maka nilai $s_{\text{max}} = 100\text{mm}$.

Karakteristik inti penampang:

b_c = dimensi inti core, diukur ke sumbu hoop
 = $900\text{mm} - (2 \cdot 40\text{mm} + 2 \cdot 13\text{mm}/2) = 807\text{mm}$

Tulangan confinement yang dibutuhkan adalah:

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot s \cdot bc \cdot fc'}{fyt}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot 100\text{mm} \cdot 807\text{mm} \cdot 35\text{MPa}}{400\text{MPa}} = 635,513 \text{ mm}^2$$

Apabila digunakan 4 kaki D13 maka:

$$A_s = 4 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2 \right) = 530,93 \text{ mm}^2$$

Agar nilai $A_s > A_{sh}$, maka perlu dipasang **4 kaki D13 sejarak 100 mm** pada daerah *special boundary element*.

3. Tulangan *confinement* pada badan penampang dinding struktural

Untuk tulangan pada daerah badan dinding struktural, dicoba menggunakan tulangan berbentuk persegi dengan D13.

- $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek = $\frac{1}{4} \cdot 400\text{mm} = 100 \text{ mm}$
- $6 \cdot db = 6 \cdot 25\text{mm} = 150\text{mm}$
- Nilai s_0 , dimana: $s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot h_x}{3}$

$$h_x = 400\text{mm} - 2 \cdot 40\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm} = 144 \text{ mm}$$

$$s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 \cdot 144\text{mm}}{3} = 192,67\text{mm}$$

Namun nilai s_0 tidak perlu diambil kurang dari 100 mm. diambil nilai max terkecil yaitu 100 mm

Maka nilai $s_{\text{max}} = 100 \text{ mm}$.

- **Untuk tulangan *confinement* pada arah sejajar dinding struktural, digunakan 2D13-100**

$$b_c = \text{dimensi inti core, diukur ke sumbu hoop} \\ = 300\text{mm} - (2 \cdot 40\text{mm} + 2 \cdot 13\text{mm}/2) = 207\text{mm}$$

Tulangan confinement yang dibutuhkan adalah:

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot s \cdot bc \cdot fc'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot 100\text{mm} \cdot 207\text{mm} \cdot 35\text{MPa}}{400\text{MPa}} = 163,0125 \text{ mm}^2$$

Apabila digunakan 2 kaki D13 maka:

$$A_s = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2 \right) = 265,465 \text{ mm}^2$$

Jadi sesuai perhitungan diatas pada arah sejajar dinding geser dapat dipasang **2 kaki D13-100 mm**

- **Untuk tulangan *confinement* pada tegak lurus arah dinding struktural, digunakan 2D13-100**

$$b_c = \text{dimensi inti core, diukur ke sumbu hoop} \\ = 300\text{mm} - 2 \cdot 13\text{mm}/2 = 287 \text{ mm}$$

Tulangan confinement yang dibutuhkan adalah:

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot s \cdot bc \cdot fc'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot 100\text{mm} \cdot 287\text{mm} \cdot 35\text{MPa}}{400\text{MPa}} = 226,0125 \text{ mm}^2$$

Apabila digunakan **2 kaki D13** maka:

$$A_s = 2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (13\text{mm})^2 \right) = 402,124 \text{ mm}^2$$

Jadi sesuai perhitungan diatas pada arah tegak lurus dinding geser dapat dipasang **2 kaki D13-100 mm**

8.6.9 Panjang Penyaluran Tulangan

Untuk panjang penyaluran tulangan D16 yang dibutuhkan, ld diambil yang terbesar dari nilai berikut berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.

Mencari nilai ld (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.2) :

Diketahui nilai:

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_t = 1,0$$

$$\psi_e = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$ld = \left(\frac{fy \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc'}} \right) \cdot d_b$$

$$ld = \left(\frac{400MPa \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,7 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{35MPa}} \right) \cdot 16mm = 827,25 \text{ mm}$$

Diambil nilai $ld = 900 \text{ mm} = 0,9 \text{ m}$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.6.2(b) mensyaratkan penulangan di daerah *special boundary element* harus menerus secara vertikal dari penampang kritis

BAB IX

DESAIN STRUKTUR PONDASI

9.1 Umum

Pada perhitungan struktur pondasi, dimensi dari poer dan jumlah tiang pancang dihitung berdasarkan besarnya gaya yang terjadi pada titik yang ditinjau, sehingga akan menghasilkan pondasi yang efisien.

9.2 Perhitungan Pondasi

9.2.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

1. Data perencanaan

Apabila diketahui data-data sebagai berikut:

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Kedalaman rencana} = 24 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang pancang} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Luas tiang (A}_p\text{)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,8)^2 = 0,503 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas selimut (A}_s\text{)} = \pi \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 48,255 \text{ m}$$

$$\text{SF} = 3$$

Tiang pancang yang dipakai ialah tiang pancang WIKA BETON dengan tipe 800-C dengan data sebagai berikut:

$$\text{Diameter} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Ketebalan dinding} = 120 \text{ mm}$$

Luas penampang = 3782,48 m²
 Inersia penampang = 3.589.571,8 mm⁴
 P ijin bahan = 368,17 ton

2. Perhitungan daya dukung tanah

Dengan data N-SPT diperoleh:

Pile cap ditanam = 0,9 m
 Kedalaman tiang = 24 m
 Np = 35 pukulan
 Ap = 0,503 m²
 Nav = 26 pukulan
 As = 48,25 m²

Maka daya dukung tanah dihitung sebagai berikut:

$$Q_u = 40 \cdot N_p \cdot A_p + \frac{N_{av} \cdot A_s}{5}$$

$$Q_u = 40 \cdot 35 \cdot 0,503 \text{ m}^2 + \frac{26 \cdot 48,25}{5} = 954,64 \text{ ton}$$

Digunakan SF = 3,

$$Q_{ijin} = \frac{954,64}{3} = 318,214 \text{ ton} < Q \text{ ijin bahan}$$

$$= 368,17 \text{ ton (OK)}$$

Maka tiang pancang kuat ketika proses pemancangan ke dalam tanah.

9.2.2 Perhitungan Pondasi Pilecap dan Tiang Pancang

1. Perencanaan dimensi poer

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitung jarak antar tiang pancang (S) menurut “Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa- Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck) menyebutkan bahwa:

Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)

$$S \geq 2,5D$$

$$S \geq 2,5 \cdot 80 \text{ cm}$$

$$S \geq 200 \text{ cm}$$

Maka dipakai $S = 200 \text{ cm}$

Perhitungan jarak tepi tiang ke tepi poer (S')

$$S' \geq 1,5D$$

$$S' \geq 1,5 \cdot 80 \text{ cm}$$

$$S' \geq 120 \text{ cm}$$

Maka dipakai $S = 100 \text{ cm}$

Maka tebal poer dipakai:

$$b_{\text{poer}} = 360 \text{ cm}$$

$$h_{\text{poer}} = 360 \text{ cm}$$

Untuk tinggi poer direncanakan setebal = $90 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}$

2. Gaya yang terjadi pada pondasi

Dari program bantu ETABS 16.2.0 diketahui gaya-gaya maksimal yang terjadi pada dasar kolom adalah sebagai berikut:

- **Akibat beban tetap (1DL + 1LL)**

$$P = 842,52 \text{ ton}$$

$$M_x = 184,37 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 161,18 \text{ ton.m}$$

$$V_x = 55,80 \text{ ton}$$

$$V_y = 45,78 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_x = M_x + V_y \cdot d$$

$$\Sigma M_x = 184,37 \text{ ton.m} + 45,78 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} = 225,573 \text{ ton.m}$$

$$\Sigma M_y = M_y + V_x \cdot d$$

$$\Sigma M_y = 161,18 \text{ ton.m} + 55,80 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} = 211,400 \text{ ton.m}$$

- **Akibat beban sementara arah x (1DL + 1LL + 1Ex)**

$$P = 961,60 \text{ ton}$$

$$M_x = 292,09 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 161,18 \text{ ton.m}$$

$$V_x = 98,25 \text{ ton}$$

$$V_y = 81,99 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_x = M_x + V_y \cdot d$$

$$\Sigma M_x = 292,09 \text{ ton.m} + 81,99 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} = 365,883 \text{ ton.m}$$

$$\Sigma M_y = M_y + V_x \cdot d$$

$$\Sigma M_y = 161,18 \text{ ton.m} + 98,25 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} = 249,60 \text{ ton.m}$$

- **Akibat beban sementara arah y (1DL + 1LL + 1Ey)**

$$P = 10610,5 \text{ ton}$$

$$M_x = 305,02 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 240,17 \text{ ton.m}$$

$$V_x = 102,38 \text{ ton}$$

$$V_y = 85,32 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_x = M_x + V_y \cdot d$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= 316,957 \text{ ton.m} + 85,32 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} \\ &= 316,957 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_y = M_y + V_x \cdot d$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_y &= 240,17 \text{ ton.m} + 102,38 \text{ ton} \cdot 0,9 \text{ m} \\ &= 332,311 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan “Analisa dan Desain Pondasi-Jilid 2 (Joseph E Bowles)”, perhitungan daya dukung per berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut:

Metode Converce-Labarre

$$Efisiensi (\eta) = 1 - \arctan\left(\frac{D}{S}\right) \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right]$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam kolom = 2 buah

n = jumlah tiang dalam baris = 2 buah

D = diameter tiang pancang = 0,8 m

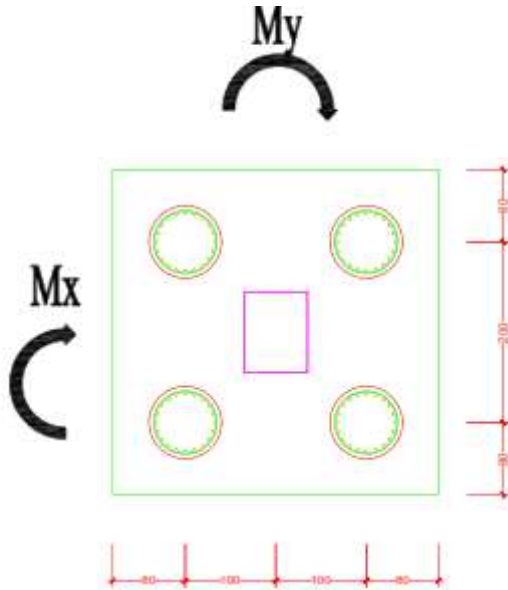
S = jarak antar sumbu as tiang pancang = 1,0 m

Sehingga:

$$\begin{aligned} Efisiensi (\eta) &= 1 - \arctan\left(\frac{D}{S}\right) \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right] \\ &= 1 - \arctan\left(\frac{0,8}{2}\right) \cdot \left[\frac{(2m-1) \cdot 2m + (2m-1) \cdot 2m}{90 \cdot 2m \cdot 2m}\right] = 0,758 \end{aligned}$$

$$P_{ijin} \text{ kelompok} = 0,758 \times 318,214 \text{ ton} = 241,130 \text{ ton}$$

4. Perhitungan Daya Dukung Dalam Kelompok



Gambar 9. 1 Gaya yang Terjadi pada Poer dan Pancang

Maka untuk gaya yang dipikul masing-masing tiang pancang adalah:

no	x	x^2	y	y^2
1	1	1	1	1
2	1	1	1	1
3	1	1	1	1
4	1	1	1	1
	$\sum x^2 =$	4	$\sum y^2 =$	4

- a. Perhitungan akibat beban tetap (1DL + 1LL)

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{Mx \cdot ymax}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \cdot xmax}{\Sigma x^2}$$

$$P1 = \frac{842,52\text{ton}}{4} - \frac{184,37\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P1 = 124,2438\text{ton}$$

$$P2 = \frac{842,52\text{ton}}{4} + \frac{184,37\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P2 = 216,428\text{ton}$$

$$P3 = \frac{842,52\text{ton}}{4} - \frac{184,37\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} + \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P3 = 204,831\text{ton}$$

$$P4 = \frac{842,52\text{ton}}{4} + \frac{184,37\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} + \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P4 = 297,017\text{ton}$$

- b. Perhitungan akibat kombinasi beban sementara sumbu x (1DL + 1LL + 1Ex)

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{Mx \cdot ymax}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \cdot xmax}{\Sigma x^2}$$

$$P1 = \frac{961,60\text{ton}}{4} - \frac{292,09\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P1 = 127,084\text{ton}$$

$$P2 = \frac{961,60\text{ton}}{4} + \frac{292,09\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P2 = 273,128\text{ton}$$

$$P3 = \frac{961,60\text{ton}}{4} - \frac{292,09\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} + \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P3 = 207,673\text{ton}$$

$$P4 = \frac{961,60\text{ton}}{4} + \frac{292,09\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} + \frac{161,18 \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P4 = 353,717\text{ton}$$

- c. Perhitungan akibat kombinasi beban sementara sumbu y (1DL + 1LL + 1Ey)

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{Mx \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P1 = \frac{1061,05\text{ton}}{4} - \frac{305,02\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{240,17\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P1 = 128,963\text{ton}$$

$$P2 = \frac{1061,05\text{ton}}{4} + \frac{305,02\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} - \frac{240,17\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P2 = 281,475\text{ton}$$

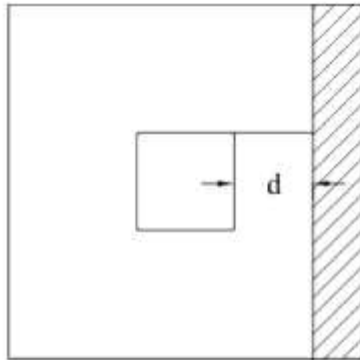
$$P3 = \frac{1061,05\text{ton}}{4} - \frac{305,02\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2} + \frac{240,17\text{tonm} \cdot 1\text{m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P3 = 249,048 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{1061,05 \text{ ton}}{4} + \frac{305,02 \text{ tonm} \cdot 1 \text{ m}}{\Sigma 2^2} + \frac{240,17 \text{ tonm} \cdot 1 \text{ m}}{\Sigma 2^2}$$

$$P4 = 401,560 \text{ ton}$$

5. Cek perhitungan geser satu arah pada poer akibat kolom



Gambar 9. 2 bidang kritis geser satu arah akibat kolom

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

$$d = h - t - \text{diameter tul. poer} - \frac{1}{2} \text{ diameter tul. Poer}$$

$$d = 800 - 75 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm}$$

$$d = 687,5 \text{ mm}$$

Didapatkan dari ETABS 16.2.0 beban terpusat terbesar kolom akibat beban terfaktor (1,2D + 1,6L):

$$P_u = 10.612,99 \text{ kN}$$

$$= 1061,299 \text{ ton}$$

$$q_u = \frac{P_u}{b \cdot h} = \frac{1061,299 \text{ ton}}{3,6 \cdot 3,6 \text{ m}^2} = 81,89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Gaya geser yang terjadi pada poer, V_u :

$$V_u = Q_u \times b \times L'$$

$$\begin{aligned} L' &= (0,5 \cdot b \text{ poer}) - (0,5 \cdot b \text{ kolom}) - d \\ &= (0,5 \cdot 3500\text{mm}) - (0,5 \cdot 900\text{mm}) - 687,5\text{mm} \\ &= 662,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0,819 \text{ N/mm}^2 \cdot 3600\text{mm} \cdot 662,5\text{mm} \\ &= 1.953.084,32 \text{ N} \end{aligned}$$

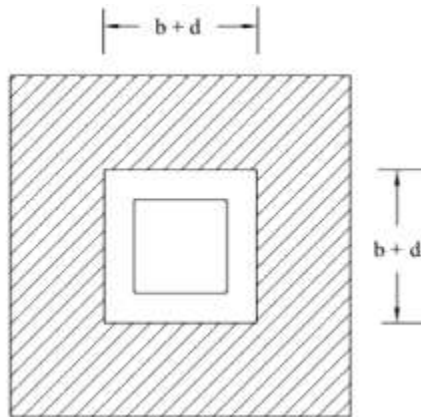
Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton adalah:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 3600\text{mm} \cdot 687,5\text{mm}$$

$$V_c = 2.489.190,57 \text{ N} > V_u \text{ OK!}$$

6. Cek perhitungan geser dua arah pada poer akibat kolom dan tiang pancang



Gambar 9.3 Bidang Kritis Geser Dua Arah

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, V_u :

$$\begin{aligned} A_t &= (h \text{ poer} \cdot b \text{ poer}) - [(b \text{ kolom} + d) \cdot (h \text{ kolom} + d)] \\ &= (3600\text{mm} \cdot 3600\text{mm}) - [(900\text{mm} + 687,5\text{mm}) \cdot (1200 + \\ &687,5\text{mm})] \\ &= 9.963.593,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u \cdot A_t \\ &= 0,819 \cdot 9.963.593 \text{ mm}^2 \\ &= 8159,2196 \text{ kN} \end{aligned}$$

Selanjutnya yakni menghitung geser dua arah akibat tiang pancang:
Diketahui beban terpusat tiang pancang terbesar yakni:

$$P_u = 1061,05 \text{ ton}$$

$$Q_u = \frac{P_u}{b \cdot h} = \frac{1061,299 \text{ ton}}{3,6 \cdot 3,6 \text{ m}^2} = 81,89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} A_t &= (b \text{ poer} \cdot h \text{ poer}) - (n \cdot A \text{ tiang}) \\ &= (3600^2 \text{ mm}^2) - (4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot 800^2 \text{ mm}^2) \\ &= 10.949.380,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0,8187 \text{ N/mm}^2 \cdot 10.949.380,7 \\ &= 8.964.349,23 \text{ N} = 8964,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a),(b), dan (c) untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah, nilai V_c harus memenuhi persamaan berikut ini dengan mengambil nilai V_c terkecil:

- $V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$

Dimana:

$$\begin{aligned} \beta &= \text{rasio sisi panjang dan sisi pendek} \\ &= 900\text{mm} / 1200\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_0 &= \text{keliling penampang kritis} \\ &= 2 \cdot (b \text{ kolom} + h \text{ kolom}) + 4d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \cdot (900\text{mm} + 1200\text{mm}) + 4 \cdot 687,5\text{mm} \\
 &= 6950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$\lambda = 1$ (untuk beton normal)

Maka:

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{900}{1200} \right)} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 6950\text{mm} \cdot 687,5$$

$$V_c = 17.620.242,5 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$

Dimana:

$\alpha_s = 40$ (untuk kolom tengah)

$\alpha_s = 30$ (untuk kolom tepi)

$\alpha_s = 20$ (untuk kolom sudut)

Maka:

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{40 \cdot 687,5\text{mm}}{6950\text{mm}} + 2 \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 6950\text{mm} \cdot 687,5\text{mm}$$

$$V_c = 13.976.072,9 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 3950\text{mm} \cdot 687,5\text{mm}$$

$$V_c = 9.328.363,68 \text{ N}$$

Maka dipakai yang terkecil dari 3 persamaan diatas, sehingga dipakai $V_c = 9328,36 \text{ kN}$.

$$V_u = 8964,35 \text{ kN} < V_c \text{ (OK)}$$

7. Perencanaan Tulangan Poer

Pada perencanaan ini poer dianggap sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pilecap.

Diketahui:

$$b \text{ poer} = 3600 \text{ mm}$$

$$h \text{ poer} = 3600 \text{ mm}$$

$$t \text{ poer} = 800 \text{ mm}$$

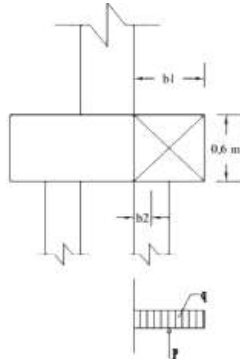
$$\text{selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$D. \text{ tulangan lentur} = 25 \text{ mm}$$

$$d_x = 800 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 25/2 \text{ mm} = 712,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 800 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 25/2 \text{ mm} = 687,5 \text{ mm}$$

a. Penulangan arah x



Gambar 9. 4 Gaya pada poer

Diketahui nilai berikut:

$$\begin{aligned} b_1 &= \text{jarak dari ujung poer ke tepi kolom} \\ &= 3,6 \text{ m} - (0,5 \cdot 3,6 \text{ m} - 0,5 \cdot 0,9 \text{ m}) \\ &= 1,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Pakai, $b_1 = 0,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 b_2 &= \text{jarak as tiang pancang ke tepi kolom} \\
 &= 0,25 \text{ m} \\
 q_u &= \text{berat poer pada daerah yang ditinjau} \\
 &= 3,6\text{m} \cdot 0,9\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 6912 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang adalah:

$$P_u = 401,56 \text{ ton}$$

Maka momen yang terjadi pada poer adalah:

$$M_u = 99.526 \text{ kg.m} = 995259956 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 1244074945 \text{ Nmm}$$

$$R_n = 2,451 \text{ N/mm}^2$$

$$m = 13,44$$

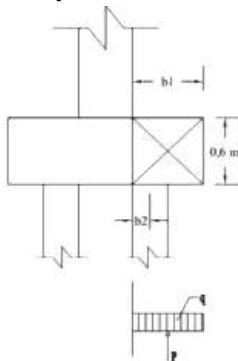
$$\rho = 0,0064$$

$$\text{Maka As perlu} = 0,0064 \cdot 1000 \cdot 712,5\text{mm} = 4401,45 \text{ mm}^2$$

Pakai D 25 – 100

$$\text{As pakai} = 4908,74 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

b. Penulangan arah y



Gambar 9. 5 Gaya pada poer

Diketahui nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 b1 &= \text{jarak dari ujung poer ke tepi kolom} \\
 &= 3,6 \text{ m} - (0,5 \cdot 3,6\text{m} - 0,5 \cdot 0,9\text{m}) \\
 &= 1,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Pakai, $b1 = 0,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 b2 &= \text{jarak as tiang pancang ke tepi kolom} \\
 &= 0,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= \text{berat poer pada daerah yang ditinjau} \\
 &= 3,6\text{m} \cdot 0,9\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 6912 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang adalah:

$$P_u = 401,56 \text{ ton}$$

Maka momen yang terjadi pada poer adalah:

$$M_u = 99.526 \text{ kg.m} = 995259956 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 1244074945 \text{ Nmm}$$

$$R_n = 2,451 \text{ N/mm}^2$$

$$m = 13,44$$

$$\rho = 0,0064$$

$$\text{Maka } A_s \text{ perlu} = 0,0064 \cdot 1000 \cdot 687,5\text{mm} = 4908,74 \text{ mm}^2$$

Pakai D 25 – 100

$$A_s \text{ pakai} = 4908,74 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

9.3 Perhitungan Pondasi Raft

9.3.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

1. Data perencanaan

Apabila diketahui data-data sebagai berikut:

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Kedalaman rencana} = 24 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang pancang} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Luas tiang } (A_p) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,6)^2 = 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas selimut } (A_s) = \pi \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 27,143 \text{ m}$$

$$\text{SF} = 3$$

Tiang pancang yang dipakai ialah tiang pancang WIKA BETON dengan tipe 600-C dengan data sebagai berikut:

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

$$\text{Ketebalan dinding} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{P ijin bahan} = 220,5 \text{ ton}$$

2. Perhitungan daya dukung tanah

Dengan data N-SPT diperoleh:

$$\text{Pile cap ditanam} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 24 \text{ m}$$

$$N_p = 35 \text{ pukulan}$$

$$A_p = 0,503 \text{ m}^2$$

$$N_{av} = 26 \text{ pukulan}$$

$$A_s = 48,25 \text{ m}^2$$

Maka daya dukung tanah dihitung sebagai berikut:

$$Q_u = 40 \cdot N_p \cdot A_p + \frac{N_{av} \cdot A_s}{5}$$

$$Q_u = 40 \cdot 35 \cdot 0,283 \text{ m}^2 + \frac{26 \cdot 27,143}{5} = 536,99 \text{ ton}$$

Digunakan SF = 3,

$$Q_{ijin} = \frac{536,99 \text{ ton}}{3} = 178,995 \text{ ton} < Q \text{ ijin bahan}$$

$$= 220,5 \text{ ton (OK)}$$

Maka tiang pancang kuat ketika proses pemancangan ke dalam tanah.

9.3.2 Perhitungan Pondasi Raft dan Tiang Pancang

1. Perencanaan dimensi raft

Jumlah tiang rencana dalam satu pondasi raft:

Dari output ETABS diperoleh gaya aksial total dari kolom-kolom di atas pondasi raft:

$$P_u = 15917,4 \text{ ton}$$

$$M_x = 8232,34 \text{ tonm}$$

$$M_y = 1491,71 \text{ tonm}$$

$$n = \frac{15917,4 \text{ ton}}{178,995 \text{ ton}} = 88,93 \text{ buah}$$

Maka dipakai 90 tiang pada pondasi raft

Konfigurasi tiang yakni:

$$m = 30 \text{ tiang}$$

$$n = 3 \text{ tiang}$$

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitung jarak antar tiang pancang (S) menurut “Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa- Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck) menyebutkan bahwa:

Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)

$$S \geq 2,5D$$

$$S \geq 2,5 \cdot 80 \text{ cm}$$

$$S \geq 200 \text{ cm}$$

Maka dipakai $S = 220 \text{ cm}$

Perhitungan jarak tepi tiang ke tepi poer (S')

$$S' \geq 1,5D$$

$$S' \geq 1,5 \cdot 80 \text{ cm}$$

$$S' \geq 120 \text{ cm}$$

Maka dipakai $S = 110 \text{ cm}$

Maka dimensi raft yakni:

$$\mathbf{Bx = 66 \text{ m}}$$

$$\mathbf{By = 6,2 \text{ m}}$$

Dimana:

Bx = panjang pondasi raft arah x

By = lebar pondasi raft arah y

2. Perhitungan gaya – gaya pada pondasi dan mencari titik berat (eksentrisitas akibat gaya aksial kolom yang berbeda)

Direncanakan terdapat 30 kolom dalam pondasi raft dengan konfigurasi:

N_x = jumlah kolom dalam baris (15 kolom)

N_y = jumlah kolom dalam kolom (2 kolom)

S_x = jarak antar kolom sumbu x (4,5 m)

S_y = jarak antar kolom sumbu y (4 m)

L = bentang kolom total (64 m)

- a. Perhitungan eksentrisitas arah x

Gaya aksial pada masing-masing kolom diperoleh dari program bantu ETABS 16.2.0 dengan kombinasi beban tetap (1D+1L).

Sehingga perhitungan titik berat dihasilkan dalam tabel berikut ini

Tabel 9. 1 Perhitungan momen akibat gaya aksial masing-masing kolom

Kolom	Jarak (m)	Gaya Aksial (P) (kN)	P x Jarak (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	0	3111.1446	0.00	58.92	120.43
2	4.5	4239.2708	19076.72	69.16	989.88
3	9	4719.0605	42471.54	88.49	485.00
4	13.5	4925.3744	66492.55	100.07	80.94
5	18	4927.5404	88695.73	40.83	411.48
6	22.5	5864.0152	131940.34	85.06	820.75
7	27	8425.1933	227480.22	102.18	324.19
8	31.5	7519.8162	236874.21	46.11	133.45
9	36	7232.5264	260370.95	78.86	58.75
10	40.5	6120.4703	247879.05	180.57	1036.10
11	45	4944.9485	222522.68	122.29	554.14
12	49.5	4903.0654	242701.74	138.70	105.85
13	54	4717.268	254732.47	108.10	285.33
14	58.5	4242.4534	248183.52	92.52	805.73
15	63	3183.5293	200562.35	35.35	40.44
1	0	4132.5489	0.00	56.09	12.78
2	4.5	4627.9862	20825.94	63.37	819.48
3	9	5091.4453	45823.01	141.48	303.49
4	13.5	5303.2034	71593.25	141.93	105.99
5	18	5260.1612	94682.90	87.90	570.93
6	22.5	6059.3187	136334.67	82.40	1013.93
7	27	6494.0695	175339.88	102.67	217.65
8	31.5	5687.9045	179168.99	812.06	90.14
9	36	6575.6958	236725.05	237.59	495.25
10	40.5	6528.3343	264397.54	83.46	888.12
11	45	5316.6325	239248.46	81.38	497.96

12	49.5	5272.616	260994.49	121.53	30.25
13	54	5079.8159	274310.06	115.99	459.82
14	58.5	4602.4872	269245.50	29.50	975.62
15	63	4066.022	256159.39	86.61	138.12

Eksentrisitas dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$x = \frac{\sum Pu_i \cdot x_i}{\sum Pu_i}$$

Dari tabel diperoleh:

$$x = \frac{5014833,20 \text{ kNm}}{159173,9181 \text{ kN}}$$

$x = 31,51 \text{ m}$ dari kolom pojok kiri

Sehingga eksentrisitas dari titik berat:

$$e = \frac{64 \text{ m}}{2} - 31,51 \text{ m} = 0,49 \text{ m}$$

$$\sum Mx = \sum Mxi + \sum Pu \cdot e = 3591,18 \text{ kNm} + 78732,2 \text{ kNm}$$

$$\sum Mx = 82323,3647 \text{ kNm} = 8232,34 \text{ ton.m}$$

b. Perhingan eksentrisitas arah y

Gaya aksial pada masing-masing kolom diperoleh dari program bantu ETABS 16.2.0 dengan kombinasi beban tetap (1D+1L).

Sehingga perhitungan titik berat dihasilkan dalam tabel berikut ini:

Tabel 9. 2 Perhitungan momen akibat gaya aksial masing-masing kolom

Kolom	Gaya Aksial (P) (kN)	Jarak (m)	Pu x jarak (kNm)
1	3111.1446	4.00	12444.58
2	4239.2708	4.00	16957.08
3	4719.0605	4.00	18876.24
4	4925.3744	4.00	19701.50
5	4927.5404	4.00	19710.16
6	5864.0152	4.00	23456.06
7	8425.1933	4.00	33700.77
8	7519.8162	4.00	30079.26
9	7232.5264	4.00	28930.11
10	6120.4703	4.00	24481.88
11	4944.9485	4.00	19779.79
12	4903.0654	4.00	19612.26
13	4717.268	4.00	18869.07
14	4242.4534	4.00	16969.81
15	3183.5293	4.00	12734.12

Eksentrisitas dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$y = \frac{\sum Pu_i \cdot y_i}{\sum Pu_i}$$

Dari tabel diperoleh:

$$x = \frac{316302,71\text{kNm}}{159173,9181\text{kN}}$$

$x = 1,99 \text{ m}$ dari kolom baris depan

Sehingga eksentrisitas dari titik berat:

$$e = \frac{4\text{m}}{2} - 1,99\text{m} = 0,01\text{m}$$

Dari tabel 9.1 diperoleh $\sum My_i = 12871,98 \text{ kNm}$

$$\sum My = \sum My_i + \sum Pu \cdot e = 12871,98 \text{ kNm} + 2045,13 \text{ kNm}$$

$$\sum My = 14917,11 \text{ kNm} = 1491,71 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan “Analisa dan Desain Pondasi-Jilid 2 (Joseph E Bowles)”, perhitungan daya dukung poer berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut:

Metode Converce-Labarre

$$Efisiensi (\eta) = 1 - \arctan\left(\frac{D}{S}\right) \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right]$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam kolom = 30 buah

n = jumlah tiang dalam baris = 3 buah

D = diameter tiang pancang = 0,6 m

S = jarak antar sumbu as tiang pancang = 2,2 m

Sehingga:

$$\begin{aligned} Efisiensi (\eta) &= 1 - \arctan\left(\frac{D}{S}\right) \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right] \\ &= 1 - \arctan\left(\frac{0,6}{2}\right) \cdot \left[\frac{(2,2m-1) \cdot 2,2m + (2,2m-1) \cdot 2,2m}{90 \cdot 2,2m \cdot 2,2m}\right] \end{aligned}$$

$$Efisiensi = 0,723 \cdot P_{ijin} = 0,723 \cdot 15917,4 \text{ ton} = 129,44 \text{ ton}$$

$$P_{ijin} \text{ kelompok} = 0,758 \times 178,995 \text{ ton} = 129,44 \text{ ton}$$

4. Perhitungan Daya Dukung Dalam Kelompok

Tabel 9. 3 Tabel perhitungan jarak tiang dari titik berat pondasi

No Tiang	x (m)	X ²	No Tiang	x (m)	X ²	No Tiang	x (m)	X ²
1	32	1024	31	32	1024	61	32	1024
2	29.8	888.04	32	29.8	888.04	62	29.8	888.04
3	27.6	761.76	33	27.6	761.76	63	27.6	761.76
4	25.4	645.16	34	25.4	645.16	64	25.4	645.16
5	23.2	538.24	35	23.2	538.24	65	23.2	538.24
6	21	441	36	21	441	66	21	441
7	18.8	353.44	37	18.8	353.44	67	18.8	353.44
8	16.6	275.56	38	16.6	275.56	68	16.6	275.56
9	14.4	207.36	39	14.4	207.36	69	14.4	207.36
10	12.2	148.84	40	12.2	148.84	70	12.2	148.84
11	10	100	41	10	100	71	10	100
12	7.8	60.84	42	7.8	60.84	72	7.8	60.84
13	5.6	31.36	43	5.6	31.36	73	5.6	31.36
14	3.4	11.56	44	3.4	11.56	74	3.4	11.56
15	1.2	1.44	45	1.2	1.44	75	1.2	1.44
16	1.2	1.44	46	1.2	1.44	76	1.2	1.44
17	3.4	11.56	47	3.4	11.56	77	3.4	11.56
18	5.6	31.36	48	5.6	31.36	78	5.6	31.36
19	7.8	60.84	49	7.8	60.84	79	7.8	60.84
20	10	100	50	10	100	80	10	100

21	12.2	148.84	51	12.2	148.84	81	12.2	148.84
22	14.4	207.36	52	14.4	207.36	82	14.4	207.36
23	16.6	275.56	53	16.6	275.56	83	16.6	275.56
24	18.8	353.44	54	18.8	353.44	84	18.8	353.44
25	21	441	55	21	441	85	21	441
26	23.2	538.24	56	23.2	538.24	86	23.2	538.24
27	25.4	645.16	57	25.4	645.16	87	25.4	645.16
28	27.6	761.76	58	27.6	761.76	88	27.6	761.76
29	29.8	888.04	59	29.8	888.04	89	29.8	888.04
30	32	1024	60	32	1024	90	32	1024

Tabel 9. 4 Tabel perhitungan jarak tiang ke titik berat pondasi

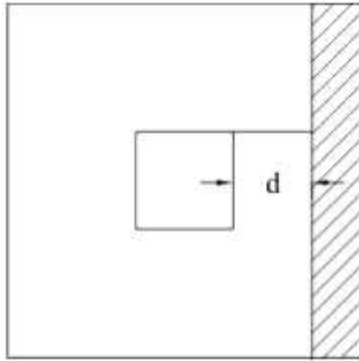
No Tiang	y (m)	y ²
1	2	4
2	0	0
3	2	4

Tabel 9. 5 Perhitungan daya dukung tiang dalam kelompok

Kolom	Pi (kN)	P ijin (kN)
1	1068.08	1294.40
2	1068.08	1294.40
3	1068.08	1294.40
4	1068.08	1294.40
5	1068.08	1294.40
6	1068.08	1294.40
7	1068.08	1294.40

8	2440.13	1294.40
9	2440.13	1294.40
10	2440.13	1294.40
11	2440.13	1294.40
12	2440.13	1294.40
13	2440.13	1294.40
14	2440.13	1294.40
15	2440.13	1294.40
16	1097.07	1294.40
17	1097.07	1294.40
18	1097.07	1294.40
19	1097.07	1294.40
20	1097.07	1294.40
21	1097.07	1294.40
22	1097.07	1294.40
23	2469.12	1294.40
24	2469.12	1294.40
25	2469.12	1294.40
26	2469.12	1294.40
27	2469.12	1294.40
28	2469.12	1294.40
29	2469.12	1294.40
30	2469.12	1294.40

5. Cek perhitungan geser satu arah pada poer akibat kolom



Gambar 9. 6 bidang kritis geser satu arah akibat kolom

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

$$d = h - t - \text{diameter tul.poer} - \frac{1}{2} \text{ diameter tul. Poer}$$

$$d = 1500 - 75\text{mm} - 25\text{mm} - 12,5\text{mm}$$

$$d = 1372,5 \text{ mm}$$

Didapatkan dari ETABS 16.2.0 beban terpusat total kolom akibat beban tetap (1D + 1L):

$$P_u = 15.917,391 \text{ ton}$$

$$Q_u = \frac{P_u}{b \cdot h} = \frac{15917,391 \text{ ton}}{66 \cdot 6,2 \text{ m}^2} = 38,90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Gaya geser yang terjadi pada poer, V_u :

$$V_u = Q_u \times b \times L'$$

$$\begin{aligned}
 L' &= (0,5 \cdot b \text{ poer}) - (0,5 \cdot b \text{ kolom}) - d \\
 &= (0,5 \cdot 66000\text{mm}) - (0,5 \cdot 900\text{mm}) - 1372,5\text{mm} \\
 &= 31177,5 \text{ mm} \\
 V_u &= 0,38 \text{ N/mm}^2 \cdot 6200 \text{ mm} \cdot 31177,5 \text{ mm} \\
 &= 75191,588 \text{ N}
 \end{aligned}$$

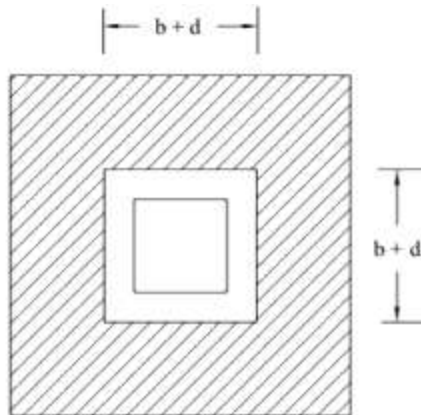
Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton adalah:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{35\text{MPa}} \cdot 6200\text{mm} \cdot 1372,5\text{mm}$$

$$V_c = 8558289,755 \text{ N} > V_u \text{ OK!}$$

6. Cek perhitungan geser dua arah pada poer akibat kolom dan tiang pancang



Gambar 9. 7 Bidang Kritis Geser Dua Arah

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, V_u :

$$A_t = (h \text{ poer} \cdot b \text{ poer}) - [(b \text{ kolom} + d) \cdot (h \text{ kolom} + d)]$$

$$= (3600\text{mm} \cdot 3600\text{mm}) - [(900\text{mm} + 687,5\text{mm}) \cdot (1200 + 687,5\text{mm})]$$

$$= 403353993,8 \text{ mm}^2$$

$$V_u = Q_u \cdot A_t$$

$$= 0,819 \cdot 9.963.593 \text{ mm}^2$$

$$= 156899891,4 \text{ N}$$

Selanjutnya yakni menghitung geser dua arah akibat tiang pancang:

Diketahui beban terpusat tiang pancang terbesar yakni:

$$P_u = 2469,12 \text{ ton}$$

$$Q_u = \frac{P_u}{b \cdot h} = \frac{1061,299 \text{ ton}}{3,6 \cdot 3,6 \text{ m}^2} = 6,034 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_t = (b \text{ poer} \cdot h \text{ poer}) - (n \cdot A \text{ tiang})$$

$$= (3600^2 \text{ mm}^2) - (4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \Pi \cdot 800^2 \text{ mm}^2)$$

$$= 383753099,5 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 0,8187 \text{ N/mm}^2 \cdot 10.949.380,7$$

$$= 23155750,62 \text{ N} = 23155,751 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a),(b), dan (c) untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah, nilai V_c harus memenuhi persamaan berikut ini dengan mengambil nilai V_c terkecil:

$$\bullet \quad V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$$

Dimana:

β = rasio sisi panjang dan sisi pendek

$$= 1200\text{mm} / 900\text{mm}$$

b_0 = keliling penampang kritis

$$= 2 \cdot (b \text{ kolom} + h \text{ kolom}) + 4d$$

$$= 2 \cdot (900\text{mm} + 1200\text{mm}) + 4 \cdot 687,5\text{mm}$$

$$= 6950 \text{ mm}$$

$\lambda = 1$ (untuk beton normal)

Maka:

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{900}{1200} \right)} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 6950mm \cdot 687,5$$

$$V_c = 33439446,67 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d$

Dimana:

$\alpha_s = 40$ (untuk kolom tengah)

$\alpha_s = 30$ (untuk kolom tepi)

$\alpha_s = 20$ (untuk kolom sudut)

Maka:

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{40 \cdot 687,5mm}{6950mm} + 2 \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 6950mm \cdot 687,5mm$$

$$V_c = 40810740,61 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} \cdot 3950mm \cdot 687,5mm$$

$$V_c = 25964746,2 \text{ N}$$

Cek geser akibat kolom

$$V_u = 156899891,4 \text{ N} > V_c = 40810740,61 \text{ N} \text{ (Not OK)}$$

Cek geser akibat tiang pancang

$$V_u = 23155750,62 \text{ N} > V_c = 40810740,61 \text{ N} \text{ (Not OK)}$$

7. Perencanaan Tulangan Poer

Pada perencanaan ini poer dianggap sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pilecap.

Diketahui:

$$b \text{ raft} = 66 \text{ m}$$

$$h \text{ raft} = 6,2 \text{ mm}$$

$$t \text{ poer} = 1000 \text{ mm}$$

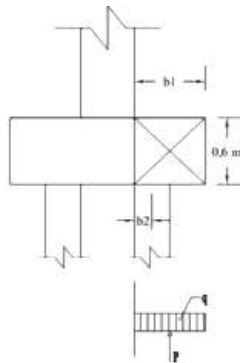
$$\text{selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$D. \text{ tulangan lentur} = 25 \text{ mm}$$

$$d_x = 1000\text{mm} - 75\text{mm} - 25/2\text{mm} = 912,5\text{mm}$$

$$d_y = 1000\text{mm} - 75\text{mm} - 25\text{mm} - 25/2 \text{ mm} = 887,5\text{mm}$$

a. Penulangan arah x



Gambar 9. 8 Gaya pada poer

Diketahui nilai berikut:

$$b1 = \text{jarak dari ujung raft ke tepi kolom}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,5 \text{ m} \\
 b_2 &= \text{jarak as tiang pancang ke tepi kolom} \\
 &= 0,5 \text{ m} \\
 q_u &= \text{berat poer pada daerah yang ditinjau} \\
 &= 6,2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 14880 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang adalah:

$$P_u = 2469,12 \text{ kN}$$

Maka momen yang terjadi pada poer adalah:

$$M_u = 106.716,11 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 1333951404,47 \text{ Nmm}$$

$$R_n = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$m = 13,44$$

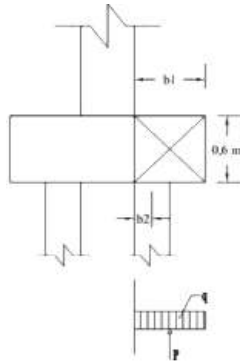
$$\rho = 0,00412$$

$$\text{Maka } A_s \text{ perlu} = 0,00412 \cdot 1000 \cdot 912,5 \text{ mm} = 3758,75 \text{ mm}^2$$

Pakai D 25 – 100

$$A_s \text{ pakai} = 4908,74 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

b. Penulangan arah y



Gambar 9. 9 Gaya pada poer

Diketahui nilai berikut:

b_1 = jarak dari ujung poer ke tepi kolom

= 1,1m

b_2 = jarak as tiang pancang ke tepi kolom

= 0 m

q_u = berat poer pada daerah yang ditinjau

= $66\text{ m} \cdot 1\text{ m} \cdot 2400\text{ kg/m}^2$

= 158400 kg

Gaya maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang adalah:

$P_u = 2469,12\text{ kN}$

Maka momen yang terjadi pada poer adalah:

$M_u = 95.832\text{ kg.m}$

$M_n = 1197900000\text{ Nmm}$

$R_n = 1,52\text{ N/mm}^2$

$m = 13,44$

$\rho = 0,0039$

Maka As perlu = $0,0039 \cdot 1000 \cdot 887,5\text{mm} = \text{mm}^2$

Pakai D 25 – 100

As pakai = $4908,74 \text{ mm}^2$ (OK)

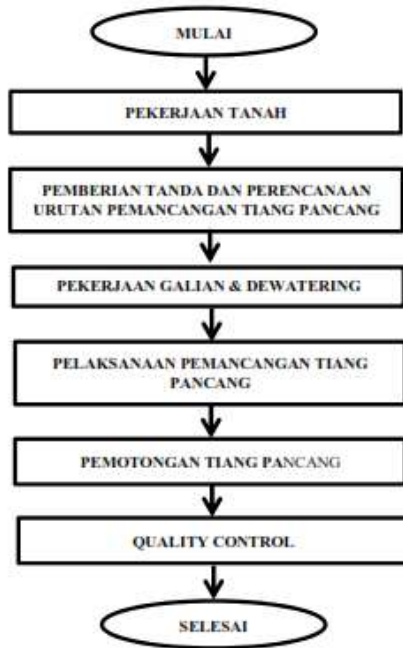
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1 Metode Pelaksanaan Pemancangan Tiang Pancang

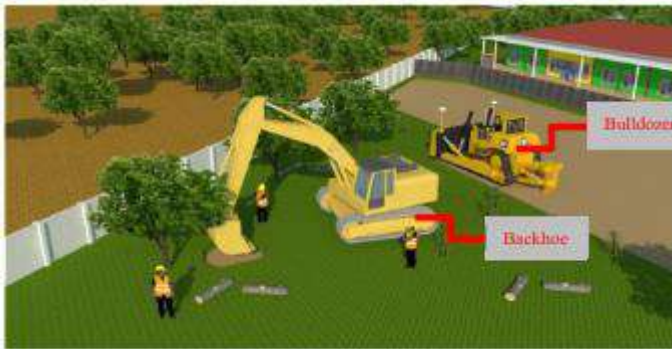
Untuk tahapan pekerjaan pemancangan tiang pancang adalah sebagai berikut:



Gambar 10. 1 Diagram Alir Metode Pelaksanaan Tiang Pancang

10.1.1 Pekerjaan Tanah

Pertama, dilakukan pekerjaan pembersihan lahan untuk membersihkan dari semua halangan-halangan seperti: pohon, semak-semak, sampah, dan bahan lainnya yang tidak dikehendaki atau mengganggu. Untuk total area untuk pekerjaan pembersihan adalah $\pm 1504 \text{ m}^2$.



Gambar 10. 2 Pekerjaan Pembersihan

Untuk alat berat yang digunakan saat pekerjaan pembersihan adalah alat berat seperti *bulldozer* dan *backhoe*. *Backhoe* dapat digunakan untuk melakukan pembersihan pohon. Untuk pohon yang relatif besar, perlu dilakukan pemotongan terlebih dahulu pada bagian atas pohon untuk mempermudah dalam melakukan pembersihan. Sedangkan untuk *bulldozer*, dapat digunakan untuk membersihkan sisa-sisa akar pohon, rerumputan, semak-semak, dan juga sampah-sampah di sekitar lokasi pembersihan lahan.

Setelah pekerjaan pembersihan selesai, dilanjutkan dengan pekerjaan urugan dan pemadatan tanah untuk menaikkan daya dukung tanah dasar pada lokasi proyek. Untuk melakukan pekerjaan ini dibantu dengan *dump truck* yang berfungsi untuk memindahkan tanah ke lokasi proyek dan *pneumatic roller* yang berfungsi untuk memadatkan tanah. Namun, untuk pekerjaan ini juga dibantu oleh *backhoe* dan *bulldozer* untuk proses memindahkan tanah.



Gambar 10. 3 Pekerjaan Urugan Dan Pemadatan Tanah

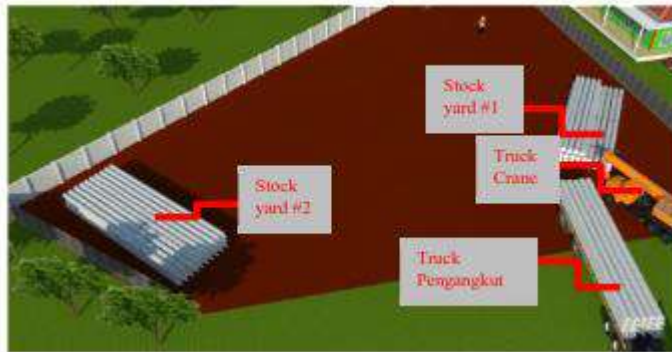
10.1.2 Pemberian Tanda Dan Perencanaan Urutan Pemancangan Tiang Pancang

Setiap tiang pancang harus diberi tanda untuk tiap titik-titik angkat sesuai rencana dan juga tanggal saat tiang tersebut dicor. Titik-titik angkat yang telah direncanakan harus dibubuhi tanda dengan jelas pada tiang pancang. Selain itu, tiang pancang juga diberi tanda setiap 0,5 m yang berguna untuk mengetahui kedalaman tiang yang telah tertanam.

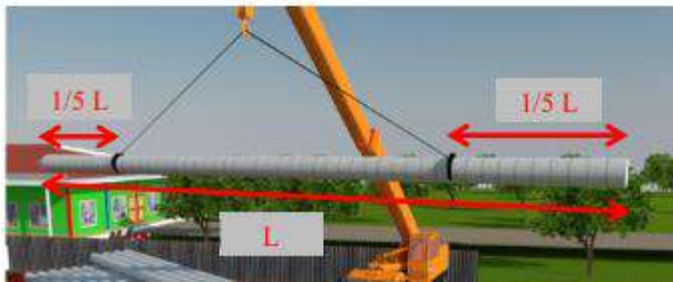
Setelah itu, rencanakan urutan pemancangan dengan mempertimbangkan kemudahan maneuver alat dan lokasi *stockyard* dekat dengan lokasi pemancangan. Untuk urutan

pemancangan dilakukan dengan melakukan pemancangan pada titik terjauh dari arah masuk terlebih dulu. Lalu, ditentukan titik pancang dengan theodolite dan tandai dengan patok.

Untuk proses pemindahan tiang pancang dari truk ke *stockyard* menggunakan truk crane berkapasitas 5 ton. Pengangkatan tiang pancang dari truk trailer ke *stockyard*, digunakan 2 titik angkat dimana letak titik angkat tersebut berjarak $1/5 L$ dari masing-masing ujung tiang pancang.



Gambar 10. 4 Penempatan *Stockyard*



Gambar 10. 5 Pengangkatan Tiang Pancang Dua Titik Angkat

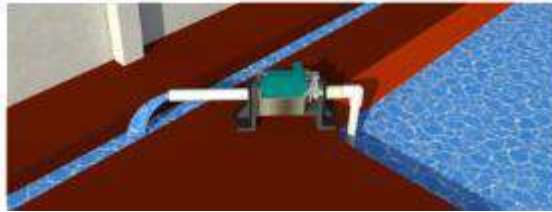
10.1.3 Pekerjaan Dewatering dan Galian

Berdasarkan data tanah setempat, muka air tanah dekat dengan muka tanah asli, yaitu 0,2 meter dari muka tanah, sehingga diperlukan pekerjaan galian dan dewatering terlebih dahulu sebelum dilakukan pemancangan. Untuk kedalaman galian dilakukan berdasarkan kedalaman pilecap yang telah direncanakan.



Gambar 10. 6 Galian Tanah

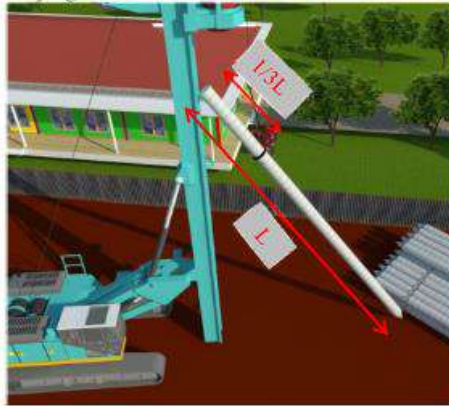
Setelah dilakukan pekerjaan galian tanah, maka selanjutnya dilakukan dewatering yang berfungsi agar air tanah tidak mengganggu proses pelaksanaan pekerjaan *pilecap*. Untuk metode dewatering menggunakan metode *openpump* yakni air tanah yang keluar pada galian nantinya disedot menggunakan pompa dan air yang disedot tersebut dibuang ke saluran kecil yang telah dibuat sebelumnya. Nantinya saluran tersebut akan mengarahkan air ke selokan terdekat.



Gambar 10. 7 Dewatering Menggunakan Metode Open Pump

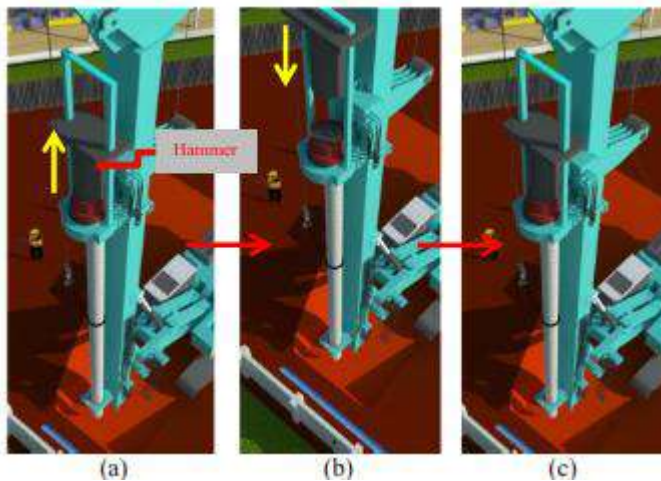
10.1.4 Pelaksanaan Pemancangan Tiang Pancang

Pertama, tiang pancang diangkat pada titik angkat yang telah direncanakan. Untuk titik angkat pada saat pemancangan menggunakan pengangkatan dengan 1 titik angkat yang berjarak $\frac{1}{3} L$ dari ujung tiang pancang. Lalu, alat pancang ditempatkan sedemikian rupa sehingga tiang pancang nantinya tepat berada di atas titik yang telah direncanakan.



Gambar 10. 8 Pengangkatan Tiang Pancang Satu Titik Angkat

Tiang pancang didirikan disamping *driving lead* dan kepala tiang dipasang pada *helmet* untuk melindungi kepala tiang pancang dari retak saat pemancangan dilakukan. Selanjutnya tiang pancang harus dipastikan untuk benar-benar vertikal, terutama untuk tiang batang utama. Lalu, pemancangan dimulai dengan mengangkat dan menjatuhkan hammer secara terus menerus ke atas helmet yang terpasang diatas kepala tiang.

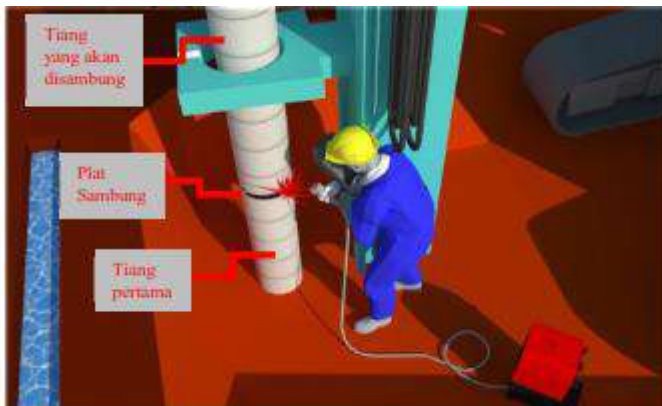


Gambar 10. 9 Proses Pemancangan Menggunakan Single-Acting Diesel Hammer

Dari gambar diatas dapat dijelaskan bahwa: (a) Hammer terangkat diakibatkan adanya uap atau udara bertekanan. (b) Hammer jatuh bebas diakibatkan oleh bobotnya sendiri. (c) Hammer menghantam helmet dan mengakibatkan tiang pancang masuk ke dalam tanah. Untuk energy yang dihasilkan oleh single-acting diesel hammer sama dengan berat hammer dikali dengan tinggi jatuh.

Pemancangan dapat dihentikan sementara untuk penyambungan batang berikutnya bila kepala tiang telah mencapai level muka tanah sedangkan level tanah keras yang diharapkan belum juga tercapai. Untuk proses penyambungan tiang adalah sebagai berikut:

- a. Tiang yang akan disambung diangkat dan kepala tiang dipasang pada helmet
- b. Ujung bawah tiang didudukkan diatas kepala tiang pertama sedemikian sehingga plat sambung kedua tiang telah berimpit dan menempel jadi satu



Gambar 10. 10 Pengelasan Plat Sambung Pada Tiang Pancang

- d. Dilakukan penyambungan las pada plat sambung diantara dua tiang pancang tersebut
- e. Apabila penyambungan telah selesai, maka pemancangan dapat dilanjutkan seperti pada langkah pemancangan seperti sebelumnya. Pemancangan dapat dihentikan apabila ujung bawah telah mencapai tanah keras/final set telah ditentukan.

10.1.5 Pemotongan Tiang Pancang

Pemotongan kepala tiang pancang bertujuan untuk mendapat batas elevasi permukaan tiang pancang yang telah ditentukan. Langkah-langkah pemotongan kepala tiang pancang adalah sebagai berikut:

- a. Kepala tiang pancang diikat dengan tali terhadap *crawler crane*
- b. Kemudian tandai batas kepala tiang pancang yang akan dilakukan pemotongan lalu dipotong menggunakan gerinda



Gambar 10. 11 Pemotongan Tiang Pancang

- c. Ketika tiang pancang sudah terpotong sepenuhnya, potongan kepala tiang pancang diangkat menggunakan *crawler crane*

- d. Setelah itu dilakukan pembobokan tiang pancang untuk menyisakan tulangnya saja yang nantinya dipakai sebagai tulangan stek tiang pancang pada *pilecap*

10.1.6 Quality Control

Setelah proses pemancangan selesai, dilakukan *quality control* yakni dengan mengecek hal-hal sebagai berikut:

1. Cek kondisi fisik tiang
 - a. Seluruh permukaan tiang tidak rusak atau retak
 - b. Umur beton telah memenuhi syarat
 - c. Kepala tiang tidak boleh mengalami retak selama pemancangan
2. Toleransi
Vertikalisasi tiang diperiksa secara periodic selama proses pemancangan berlangsung. Untuk penyimpangan arah horizontal dibatasi tidak lebih dari 75 mm
3. Final set
Pemancangan baru dapat dihentikan apabila telah mencapai final set sesuai perhitungan atau setelah tiang pancang mencapai tanah keras.

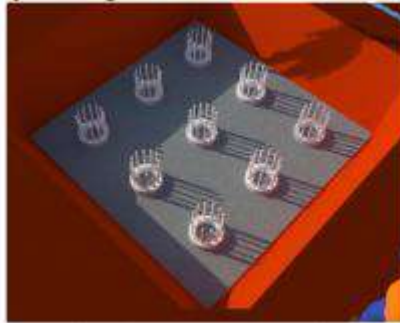
10.2 Metode Pelaksanaan Pekerjaan Pilecap



Gambar 10. 12 Diagram Alir Metode Pelaksanaan Pilecap

10.2.1 Pekerjaan Pembuatan Lantai Kerja

Lantai kerja pada pekerjaan pilecap berfungsi sebagai landasan dengan ketebalan 10 cm. lantai kerja dipasang diatas urugan pasir dengan ketebalan 5 cm.



Gambar 10. 13 Pembuatan Lantai Kerja Pilecap

10.2.2 Pekerjaan bekisting

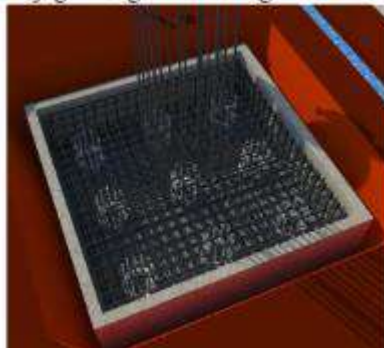
Setelah pekerjaan lantai kerja selesai, dilanjutkan dengan membuat bekisting disekitar daerah *pilecap* rencana. Bekisting terbuat dari batako dikarenakan penggunaan batako sudah cukup kuat untuk menahan beban dari tanah sekitar sebagai bekisting serta harganya yang cukup murah.



Gambar 10. 14 pemasangan bekisting pilecap

10.2.3 Pekerjaan Tulangan Pilecap

Setelah pekerjaan bekisting pilecap selesai, dilanjutkan dengan menginstal tulangan pilecap yang telah direncanakan sebelumnya dan juga menginstal tulangan stek kolom.



Gambar 10. 15 Pemasangan Tulangan Pilecap

10.2.4 Pekerjaan Pengecoran Pilecap

Setelah pekerjaan tulangan pilecap selesai, maka selanjutnya dilakukan pengecoran menggunakan *concrete mixer*.



Gambar 10. 16 pengecoran pilecap

10.3 Spesifikasi Teknis Pekerjaan Tiang Pancang dan Pilecap

Semua bahan dan pekerjaan harus memenuhi syarat-syarat yang terdapat sebagai berikut:

10.3.1 Pekerjaan Pendahuluan

1. Pembersihan lokasi
Pelaksana berkewajiban membersihkan lokasi rencana pekerjaan dari sisa-sisa puing bongkaran maupun bahan material lainnya yang mengganggu pelaksanaan pekerjaan
2. Pengukuran dan pemasangan pagar pembatas proyek
Pagar proyek terbuat dari seng berukuran 210 mm x 80 mm x 0,2 mm yang dipasang vertikal dan pemasangan pagar proyek tidak boleh terganggu oleh cuaca maupun aktivitas kegiatan lainnya.
3. Lain-lain
Pelaksana wajib menyediakan peralatan dan perlengkapan K3

10.3.2 Pekerjaan Tanah

- Pekerjaan urugan tanah
Pekerjaan ini mencakup pengambilan, pengangkutan penghamparan, dan pemadatan tanah atau bahan berbutir yang disetujui untuk bahan urugan
- Pemadatan urugan
Pemadatan dilakukan lapis demi lapis dengan ketebalan maksimum 30 cm, nilai kepadatan sekurang-kurangnya mencapai $\pm 90\%$ dan dry-density optimal

10.3.3 Pemberian Tanda Dan Perencanaan Urutan Pekerjaan Tiang Pancang

1. Pemberian tanda tiang pancang
Pelaksana harus mengambil data dari setiap tiang yang dipancang dan dilengkapi persetujuan pengawas. Data-data laporan harus meliputi hal-hal berikut:
 - Nama proyek
 - Nomor tiang
 - Tanggal pemancangan
 - Cuaca
 - Set, rebound, dan tinggi jatuh pada 10 pukulan terakhir
 - Dalam pemancangan dari level tanah
 - Level tanah
 - Panjang tiang
 - Jenis alat pukul
 - Sambungan yang dipakai
 - Waktu memulai dan selesai pemancangan
 - Jumlah pukulan dan rata-rata set tiap 0,5 m

2. Perencanaan urutan pemancangan
Seminggu sebelum dimulainya pekerjaan, pelaksana mengajukan usulan mengenai urutan rencana pemancangan yang harus diatur sedemikian rupa agar tidak saling mengganggu

10.3.4 Pekerjaan Galian dan Dewatering

1. Pekerjaan Galian
Galian tanah untuk pondasi dan galiannya harus dilakukan menurut ukuran dalam dan lebar yang sesuai dengan elevasi rencana
2. Dewatering
Pelaksanaan dewatering harus dilakukan untuk mengeluarkan muka air tanah yang menggenangi galian saat pekerjaan berlangsung. Dewatering menggunakan pompa diesel Classic ukuran 6 inci.

10.3.5 Pemancangan

1. Spesifikasi tiang pancang
Untuk tiang yang dipakai adalah tiang WIKA Spun Pile diameter 600 mm
2. Alat Pancang
Diesel hammer Kobe K-35 kapasitas 35 ton dan semua peralatan penunjang pemancangan
3. Daya pikul tiang
Didapat dari penunjukkan *gauge meter* yang terpasang pada alat pemancang. Pemancangan dapat dihentikan bila daya dukung yang diinginkan sudah tercapai
4. Toleransi posisional dan kemiringan tiang
Toleransi untuk ketepatan titik tiang tidak lebih dari 8 cm dari letak titik awal perencanaan, serta jarak antara dua buah tiang

tidak bertambah atau berkurang lebih dari 15,0 cm dari yang seharusnya

5. Toleransi kemiringan untuk tiang yang seharusnya vertikal adalah tidak lebih miring dari 1:75
6. Penyambungan tiang
Tiang pancang disambung dengan mengelas plat baja pada kedua tiang yang akan disambung menggunakan full penetration buttweld
7. Pemancangan
Tiang pancang harus disanggah dengan baik agar tiang pancang tidak berubah dari posisi yang telah ditentukan

10.3.6 Pemotongan

1. Pemotongan
Apabila pemancangan telah mencapai kapasitas tiang atau kedalaman yang disyaratkan, maka kepala tiang harus dipotong dan dikupas sampai dengan level yang ditentukana melalui *shop drawing*
2. Panjang penulangan
Panjang penulangan yang terkupas harus sesuai dengan panjang yang disyaratkan dalam gambar pelaksanaan

10.3.7 Pekerjaan Pile cap

1. Spesifikasi bahan
 - Beton menggunakan mutu beton $f_c' = 35$ MPa dengan slump ± 12 cm
 - Baja tulangan menggunakan diameter 25 mm dengan jarak sesuai rencana
 - Lantai kerja pondasi menggunakan campuran 1Pc:3Ps:5Kr
2. Penyiapan tempat kerja

Pelaksana harus memastikan bahwa seluruh dasar pondasi dan galian untuk pekerjaan beton harus dijaga agar senantiasa kering. Beton tidak boleh dicor diatas tanah yang berlumpur atau didalam air. Pembersihan dari sampah-sampah yang ada juga perlu dilakukan

3. Bekisting
Cetakan harus digunakan untuk membatasi dan membentuk beton cor sesuai bentuk yang direncanakan. Cetakan pilecap dan raft terbuat dari batako
4. Pemasangan
Beton harus dipadatkan dengan penggetar mekanis menurut acuan yang disetujui. Posisi alat penggetar mekanis yang digunakan untuk memadatkan beton harus dapat melakukan penetrasi sedalam 10 cm dari dasar beton yang harus di cor
5. Perawatan beton
Setelah pengecoran beton dilindungi dari pengeringan dini, temperature yang terlalu panas, dan gangguan mekanis

10.3.8 Perlengkapan K3

1. Pakaian kerja
2. Sepatu kerja
3. Kacamata kerja
4. Sarung tangan
5. Helm
6. Sabuk Pengaman
7. Penutup Telinga
8. Masker
9. P3K

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB XI

KESIMPULAN DAN SARAN

11.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

- Untuk memperoleh struktur yang kuat dan efisien, serta mampu berdiri di atas tanah yang lunak dan lokasi berpotensi gempa, maka direncanakan gedung Pasca Sarjana UMM 12 lantai ini menggunakan sistem struktur penahan beban lateral gempa yakni Sistem Ganda (SRPMK dan Shearwall). Dengan rincian menggunakan kategori desain seismik D dan dirancang menggunakan periode ulang gempa 2500 tahun sesuai dengan SNI 1726 2012 dan detail komponen struktur menggunakan SNI 03-2847-2013
- Hasil perhitungan struktur gedung dengan menggunakan SRPMK dan Shearwall didapatkan hasil penulangan sebagai berikut:
 - a. Struktur sekunder (plat lantai, bordes, dan tangga)

Tabel 11. 1 Penulangan Plat Lantai

Tipe Plat	Tebal	Lx	Ly	Tumpuan		Lapangan	
	mm	mm	mm	x	y	x	y
S1	120	2666.7	4500	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
S2	120	2666.7	5000	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
S3	120	3500	5000	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
S4	120	2250	4500	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
S5	120	2250	5000	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100

Tabel 11. 2 Hasil Perhitungan Tulangan Plat Tangga dan Bordes

Tipe Plat	Tumpuan		Lapangan	
	Tul.Utama	Tul Bagi	Tul.Utama	Tul Bagi
Plat Tangga	D10-100	Ø10-200	D10-100	Ø10-200
Plat Bordes	D10-100	Ø10-200	D10-100	Ø10-200

- Balok Sekunder (Balok anak, penggantung lift, dan balok tangga)

Tabel 11. 3 Hasil Perhitungan Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	Dimensi	Tulangan Lentur				Tulangan Geser		Tulangan Badan
	mm	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan	
		Atas	Bawah	Atas	Bawah			
B3	300 x 400	4D16	2D16	2D16	4D16	2D10-150	2D10-120	2D10
B4	300 x 400	4D16	2D16	2D16	4D16	2D10-150	2D10-120	2D10
B5	300 x 400	3D16	2D16	2D16	3D16	2D10-150	2D10-120	2D10

b. Struktur primer (balok induk, kolom, dan dinding geser)

Tabel 11. 4 Hasil Perhitungan Penulangan Balok Utama

Tipe Balok	Dimensi	Tulangan Lentur				Tulangan Geser		Tulangan Badan
	mm	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan	
		Atas	Bawah	Atas	Bawah			
B1	600 x 900	8D25	4D25	2D25	3D25	2D13-90	2D13-100	4D22
B2	400 x 800	6D25	5D25	2D25	3D25	2D13-100	2D13-100	2D22
B1A	600 x 900	6D22	5D22	3D22	5D22	2D13-200	2D13-250	2D22
B2A	400 x 800	5D19	4D19	2D19	4D19	2D13-120	2D13-150	2D16

Tabel 11. 5 Hasil Perhitungan Penulangan Kolom

Tipe Kolom	Dimensi	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	
	mm		Sejarak lo	Diluar lo
K1	900 x 1200	20D25	5D13-100	5D13-150
K2	500 x 500	12D25	4D13-100	4D13-150

Tabel 11. 6 Hasil Perhitungan Penulangan Shearwall

Tipe SW	Dimensi		Letak Tulangan	Tulangan		
	Sayap	Badan		Longitudinal	Transversal	Confinement
	mm	mm				
SW1	900 x 1200	300 x 5600	Pada KBK	12D25+2D16	4D13-100	4D13-100
			Pada badan	2D16-300	2D16-300	2D13-100

c. Pondasi raft dan pile cap

Tabel 11. 7 Hasil Perhitungan Penulangan Pondasi

Tipe pondasi	Dimensi	Tebal	Diameter Tiang pancang	Kedalaman Tiang Pancang	Jumlah Tiang Pancang	Tulangan Lentur	
	m	m	mm	m		x	y
PC1	3,6 x 3,6	1.5	600	24	4	D25 - 150	D25 - 150
Raft	66 x 6,2	1.5	600	24	90	D25 - 150	D25 - 150

2. Spesifikasi teknis dan metode pelaksanaan pondasi adalah sebagai berikut:

a. Metode pelaksanaan

- Pekerjaan tanah
- Pemberian tanda dan perencanaan urutan pemancangan
- Pekerjaan galian dan dewatering
- Pelaksanaan pemancangan tiang pancang
- Pemotongan tiang pancang
- Quality control

Metode pelaksanaan Raft dan Pile cap adalah sebagai berikut:

- Pekerjaan pembuatan lantai kerja (beton b0)
- Pekerjaan pembuatan batako
- Pemasangan tulangan pile cap dan raft
- Pemasangan tulangan stek kolom
- Pekerjaan pengecoran

b. Spesifikasi teknis

- Pemasatan dilakukan lapis demi lapis dengan ketebalan maksimum 30 cm, nilai kepadatan sekurang-kurangnya mencapai $\pm 90\%$ dan dry-density optimal
- Spesifikasi tiang pancang menggunakan spun pile WIKA diameter 600 mm kelas C
- Spesifikasi alat pancang menggunakan Diesel Hammer Kobe K-35 kapasitas 35 ton
- Toleransi untuk ketepatan titik tiang tidak lebih dari 8 cm dari letak titik awal perencanaan, serta jarak antara dua buah tiang tidak bertambah atau berkurang lebih dari 15,0 cm dari yang seharusnya
- Toleransi kemiringan tiang tidak boleh melebihi 1:75

- Penyambungan antar tiang menggunakan *full penetration butt weld*
- Spesifikasi bahan pilecap yang digunakan adalah menggunakan beton mutu $f_c' 35$ MPa dengan slump ± 12 cm, baja tulangan menggunakan diameter 25 mm, dan lantai kerja dengan menggunakan campuran beton 1Pc:3Ps:5Kr
- Cetakan (bekisting) pondasi cukup menggunakan batako
- Perawatan beton dilakukan dengan menyelimuti permukaan beton dengan bahan yang dapat menyerap air dalam jangka waktu 7 hari

11.2 Saran

2. Dalam pengerjaan Tugas Akhir Terapan (TAT) hendaknya untuk menyusun sistematika penyusunan TAT secara urut dan menyeluruh agar dalam pengerjaannya tidak ada yang terlupakan dan berjalan lancar
3. Diperlukan data sekunder yang lengkap mengenai data tanah lokasi yang lengkap dan gambar arsitektur yang lengkap

DAFTAR PUSTAKA

- ASCE 7-2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. SNI 03-1727-2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. SNI 03-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Jakarta: BSN.
- Budiono, Bambang dan Lucky Supriatna. 2011. Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2012 dan RSNI 03-1726-201x. Bandung: ITB.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1971. Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI). Bandung: Badan Penelitian dan Pengembangan Departemen Pekerjaan Umum.
- Imran, Iswandi dan Fajar Hendrik. 2014. Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang. Bandung: Penerbit ITB.
- Sajekti, Amien. 2009. Metode Kerja Bangunan Sipil. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Setiawan, Agus. 2016. Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013. Jakarta: Penerbit Erlangga.

Halaman ini sengaja dikosongkan



Penulis dilahirkan di Pacitan, 01 Juli 1996, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Sugihwaras Candi, Sidoarjo, MTs Negeri Sidoarjo, dan MA Negeri Sidoarjo. Penulis kemudian diterima di Jurusan DIV Teknik Infrastruktur Sipil pada tahun 2014 dan terdaftar.

Penulis bernama lengkap Fryan Chentyo Joelias Mubaroach ini juga pernah aktif di kegiatan kemahasiswaan sebagai staff Kementerian Inovasi dan Karya Badan Eksekutif Mahasiswa ITS 2014-2015 serta Staff Kementerian Ristek Badan Eksekutif Mahasiswa ITS 2015-2016. Penulis juga pernah aktif dalam kegiatan Lembaga Dakwah Jurusan Jamaah Masjid Al Azhar Kampus ITS Manyar sebagai staff humas. Penulis pernah mendapatkan Juara 3 pada Lomba Kuat Tekan Beton dalam acara Kompetisi Rancang Bangun (KRB) 2017 Universitas Udayana Bali. Penulis dapat dihubungi melalui *e-mail*: fryanmansda@gmail.com

Halaman ini sengaja dikosongkan

UCAPAN TERIMAKASIH

Dalam proses penyusunan Tugas Akhir Terapan ini saya mendapat bantuan, bimbingan, dan masukan dari berbagai pihak sehingga saya mampu untuk menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini dengan baik dan lancar. Oleh karena itu, dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang turut serta membantu selama proses penyusunan Tugas Akhir Terapan ini. Ucapan terimakasih saya sampaikan kepada:

1. Allah S.W.T yang telah memberikan kemudahan dan kelancaran dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini serta Rasulullah saw yang telah memberikan suri tauladan serta motivasi dalam perjalanan saya menempuh pendidikan selama 4 tahun ini.
2. Kedua orang tua saya, Bapak Kamim dan Ibu Eni Setyarini serta segenap keluarga besar saya yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang tanpa lelah memberikan doa serta dukungan moril maupun materiil selama perjalanan saya menempuh pendidikan di DIV Teknik Infrastruktur Sipil, sampai saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini dengan tepat waktu.
3. Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dan memberikan ilmu yang berguna, bimbingan, serta saran dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini. Selain itu, beliau juga berperan sangat banyak dalam membimbing serta mendukung saya dan tim dalam kompetisi Kuat Tekan Beton KRB 2017 Universitas Udayana Bali dan mendapat predikat sebagai Juara 3 tingkat Nasional.

4. Hisyam Asfahani dan Jerry Anugrah yang selalu siap membantu dalam setiap kesulitan yang saya hadapi dan bersedia memberikan bimbingan mengenai materi yang belum saya pahami
5. Miftahul Jannah yang selalu sabar dalam membantu saya dalam kegiatan survey bangunan gedung di Malang
6. Segenap seluruh civitas akademika Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ITS
7. Teman-teman DS35 dan A14 serta teman-teman seperjuangan yang turut membantu dan mendukung saat proses penyelesaian Tugas Akhir Terapan
8. Dan seluruh pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu. Terimakasih atas doa dan dukungannya

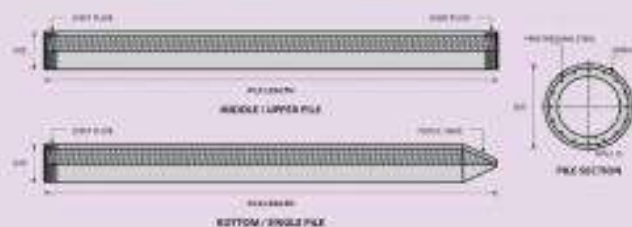
Saya berharap semoga amal kebaikan dari seluruh pihak yang terlibat mendapat ridho dan balasan pahala yang berlipat ganda dari Allah S.W.T. Saya menyadari sepenuhnya bahwa Tugas Akhir Terapan ini masih banyak kekurangan, untuk itu saya mengharapkan saran dan kritik yang membangun demi sempurnanya penyusunan Tugas Akhir Terapan ini. Akhir kata berharap semoga Tugas Akhir Terapan ini bermanfaat bagi pembaca sekalian.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

LAMPIRAN 1
(Brosur Material)

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength (f_{ck}) = 32 MPa & Unit Weight (γ_c) = 24 kN/m³

Size	Thickness (mm)	Core Section (mm ²)	Section Inertia (mm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment (kNm)		Allowable Compression (kN)	Decompression Tension (kN)	Length of Pile** (m)
100	60	912.29	35607.76	113	A2	2.50	3.25	7268	25.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	22.06	6-13
					B	3.50	6.00	67.93	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.27	42.66	6-15
150	65	501.86	42162.74	141	A1	3.50	3.25	83.10	33.14	6-18
					A3	4.20	6.00	80.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	80.40	49.92	6-15
					C	6.00	12.00	83.67	67.87	6-16
480	75	765.76	106460.25	161	A2	8.20	8.25	121.10	18.62	6-18
					A3	8.50	9.75	117.80	45.31	6-19
					B	7.50	13.00	114.80	33.27	6-16
					C	8.00	16.00	111.50	82.94	6-17
450	80	929.91	166576.34	212	A1	7.50	11.25	149.50	38.26	6-19
					A2	8.50	12.75	145.00	53.99	6-15
					A3	10.00	15.00	143.00	68.57	6-16
					B	11.00	19.60	138.10	78.64	6-17
C	12.50	25.00	134.80	108.45	6-18					
500	80	1,119.25	255,524.30	290	A1	16.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	88.49	6-16
					A3	14.00	21.00	179.20	88.00	6-17
					B	15.00	27.00	174.90	58.13	6-18
C	17.00	34.00	169.00	122.94	6-19					
600	100	1,579.80	515,908.81	383	A1	17.00	26.50	252.70	59.61	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.06	6-17
					A3	22.00	33.00	248.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.00	6-19
C	28.00	58.00	229.30	168.67	6-20					
800	120	2,981.94	1,577,894.80	647	A1	46.00	80.00	475.00	175.34	6-20
					A2	46.00	80.00	466.10	131.82	6-21
					A3	51.00	76.00	398.17	175.08	6-22
					B	55.00	90.00	388.61	215.80	6-23
C	65.00	130.00	368.17	296.82	6-24					
1000***	140	3,782.40	3,588,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	168.81	6-20
					A2	82.00	123.00	601.07	215.74	6-21
					A3	91.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.21	315.26	6-24
C	120.00	240.00	555.28	389.70	6-24					
1200***	150	4,948.01	6,958,134.85	1,217	A1	120.00	180.00	880.80	251.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	292.50	6-24
					A3	145.00	217.50	779.60	311.80	6-24
					B	170.00	306.00	751.80	406.80	6-24
C	200.00	408.00	721.30	523.20	6-24					

Note: * Crack Maximal Spaced as IS 456-1987 (Prestressed Concrete Pile)
 ** Length of pile may exceed usual standard whenever lift in certain position
 *** Type of Shoe for Bottom Pile is Mono Shoe

LAMPIRAN 2
(Data Tanah)



A.4. BEARING CAPACITY OF DRIVEN PILE FOUNDATION (Discount Method (1962))

Ref.: Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat
No. 10/PRT/M/2013 tentang Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat
No. 10/PRT/M/2013 tentang Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

Project : Gedung Kampus Universitas Matikomsejati, 13 Lantai
Location : Jl. Surabaya No. 55, Surabaya.

Borehole DB-1

Type : Pilecast Pile	I-1	I-1	I-1	I-1
Dimension ϕ (m)	0.30	0.40	0.30	0.30
Depth D (m)	22	22	22	22
Borehole	DB-1	DB-1	DB-1	DB-1
Average of three N Values, N	20.33	25.00	28.33	28.33
Type of Soil	Soft	Soft	Sand	Soft
K	40	40	40	40
Q_p (ton) = $N_0 \times K$	770.33	1000.00	1132.33	1132.33
Q_c (ton) = $A \times q_c$	102.00	161.33	283.33	426.00
N average along shaft, N_{avg}	13.75	14.31	13.70	13.70
fs (ton) = $(N_{avg} / 3) \times 1$	4.57	4.77	4.57	4.57
Q_s (ton) = $A_s \times fs$	149.86	185.90	244.00	202.92
Q_{ult} (ton) = $Q_p + Q_s$	244.93	377.20	328.27	701.32
Qall Tekan (ton) = $Q_{ult} / 3$	81.64	125.73	109.42	233.77
Qall Tarik (ton) = $Q_s \times 0.7 / 3$	34.28	45.72	57.15	69.58

Borehole DB-2

Type : Pilecast Pile	I-1	I-1	I-1	I-1
Dimension ϕ (m)	0.30	0.40	0.30	0.30
Depth D (m)	22	22	22	22
Borehole	DB-2	DB-2	DB-2	DB-2
Average of three N Values, N	44.67	44.67	44.67	44.67
Type of Soil	Soft	Soft	Sand	Soft
K	40	40	40	40
Q_p (ton) = $N_0 \times K$	1786.67	1786.67	1786.67	1786.67
Q_c (ton) = $A \times q_c$	102.00	161.33	446.67	843.00
N average along shaft, N_{avg}	12.40	12.40	12.40	12.40
fs (ton) = $(N_{avg} / 3) \times 1$	4.13	4.13	4.13	4.13
Q_s (ton) = $A_s \times fs$	135.52	185.90	225.67	271.64
Q_{ult} (ton) = $Q_p + Q_s$	295.32	406.96	672.53	943.24
Qall Tekan (ton) = $Q_{ult} / 3$	98.44	135.65	224.18	314.41
Qall Tarik (ton) = $Q_s \times 0.7 / 3$	31.82	42.18	52.79	63.24



T&E ENGINEERING, INC.

A.S.S. BORING LOG

BORING NO. 2

DB - 1

DEPTH IN FEET	SOIL DESCRIPTION	WATER CONTENT (%)	LIQUID LIMIT (%)	PLASTICITY INDEX (%)	UNSATURATED WATER CONTENT (%)	SPT		
						NO. OF BLOWS	BLow RATE (ft/min)	BLow ENERGY (ft-lb)
0	0							
1	0							
2	0							
3	0							
4	0							
5	0							
6	0							
7	0							
8	0							
9	0							
10	0							
11	0							
12	0							
13	0							
14	0							
15	0							
16	0							
17	0							
18	0							
19	0							
20	0							
21	0							
22	0							
23	0							
24	0							
25	0							
26	0							
27	0							
28	0							
29	0							
30	0							
31	0							
32	0							
33	0							
34	0							
35	0							
36	0							
37	0							
38	0							
39	0							
40	0							
41	0							
42	0							
43	0							
44	0							
45	0							
46	0							
47	0							
48	0							
49	0							
50	0							
51	0							
52	0							
53	0							
54	0							
55	0							
56	0							
57	0							
58	0							
59	0							
60	0							
61	0							
62	0							
63	0							
64	0							
65	0							
66	0							
67	0							
68	0							
69	0							
70	0							
71	0							
72	0							
73	0							
74	0							
75	0							
76	0							
77	0							
78	0							
79	0							
80	0							
81	0							
82	0							
83	0							
84	0							
85	0							
86	0							
87	0							
88	0							
89	0							
90	0							
91	0							
92	0							
93	0							
94	0							
95	0							
96	0							
97	0							
98	0							
99	0							
100	0							

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1

DB - 1



A. 5.1. BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION

Soils and Rights (Davao 1187)

Project : Bulua Export Distribution Warehouse, 11 Level.

Location : 2, Subanon Rd. 55, Zamboanga.

Soil Type - SP-1

Depth (m) Soil Type

0.0	Sand
0.5	Clay (S)
1.0	Silt
15.0	Clay
16.0	Silt
17.0	Clay (S)
18.0	Sand

Dimensions and Orientation

S.P. Tip	= 1
S.P. Area	= 1
No. of Piles	= 1
No. of Piles	= 1
No. of Piles	= 21

Values of R_u

Depth (m)	R _u	Depth (m)	R _u	Depth (m)	R _u	Depth (m)	R _u
1.25	1	15.25	55	17.25	21	18.25	18
1.25	1	15.25	27	17.25	25	18.25	28
1.25	1	15.25	55	18.25	28	18.25	28
1.25	1	17.25	27	18.25	28	18.25	22
1.25	4	18.25	31	18.25	44	18.25	18

Results

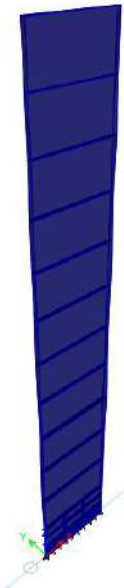
Embedment Length (m)	Depth (m)	Q _{tip} (kN/m ²)	Q _{sk} (kN/m)	Q _{ultimate} (kN/m)	Q _{allowable} (kN/m) (Factor 3.000)	Q _{allowable} (kN/m) (Factor 3.000)
10.00	10	88.4	778.4	450.2	150.1	150.1
10.00	20	170.2	820.1	563.1	187.7	187.7
10.00	30	226.7	585.4	2745.1	252.3	414.7
10.00	40	257.1	463.2	626.4	138.1	205.0
10.00	50	265.1	790.1	256.1	184.4	320.7
10.00	60	241.4	1254.4	1284.5	208.0	224.0
10.00	70	244.7	328.8	380.2	126.7	240.7
10.00	80	285.1	440.1	1243.4	221.2	424.0
10.00	90	267.8	1629.2	685.2	228.4	441.7

LEMBAR REVISI

(Perhitungan Kontrol 75% Gaya Gempa Pada Shearwall)

Kontrol Dual Sistem

Menurut SNI 1726 2012 untuk sistem ganda, bahwa frame harus mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa yang ditetapkan dan dinding geser harus mampu menahan setidaknya 75% gaya lateral gempa yang ditetapkan.



Gambar 6. 14 Permodelan SW

Setelah diinputkan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa 75%, dilakukan pengecekan kekuatan dinding geser sebagai berikut:

Tebal dinding = 300 mm
 Panjang total = 8000 mm
 Panjang badan = 8000 mm – 1200 mm – 1200 mm = 5600 mm
 Tinggi total dinding = 48.000 mm
 Selimut beton = 40 mm
 Mutu beton, f_c' = 35 MPa
 Mutu baja, f_y = 400 MPa
 Tul. Longitudinal = D19
 Tul. Geser sengkang = D19

Dari program bantu ETABS 16.2.0 didapatkan gaya-gaya maksimum yang terjadi pada shearwall (kombinasi ENVELOPE) adalah sebagai berikut:

Tabel 8. 7 hasil perhitungan ETABS 16.2.0

Kombinasi	P	V2	V3	T	M2	M3
Envelope	3258.0325	0	0	0	129.858	1727.34
Envelope	3258.0325	166.9302	29.8803	186.9608	432.86	5757.81

Didapatkan dari tabel diatas yaitu:

$$P_u = 3258.0325 \text{ kN}$$

$$V_u = 166.9302 \text{ kN}$$

$$M_u = 5757.81 \text{ kN}$$

Kontrol Ketebalan Terhadap Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal, tiap dinding individual tidak boleh melebihi $0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'}$

Dimana:

$$\begin{aligned} A_{cw} &= \text{luas penampang dinding yang ditinjau} \\ &= \text{tebal dinding} \times (0,8 \text{ panjang badan}) \\ &= 400 \text{ mm} \times 0,8 \times 4480 \text{ mm} \\ &= 1.792.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

maka,

$$0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,83 \cdot 1.792.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$0,83 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f_c'} = 824938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN}$$

$$824,94 \text{ kN} > V_u (64,064 \text{ kN})$$

Dapat disimpulkan bahwa ketebalan shearwall mampu untuk menahan gaya geser.

Kebutuhan Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum

4. Rasio tulangan minimum

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.1, apabila nilai $V_u > 0,083 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$, maka ρ min tulangan horizontal dan vertikal adalah 0,0025.

$$\begin{aligned} A_{cv} &= \text{panjang badan} \times \text{tebal dinding} \\ &= 5600 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 1.680.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$\begin{aligned} 0,083 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} &= 0,083 \cdot 1,0 \cdot 1.680.000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \\ &= 824.938,165 \text{ N} = 824,94 \text{ kN} > V_u \end{aligned}$$

Maka untuk ρ min boleh direduksi di bawah 0,0025.

5. Cek kebutuhan lapis tulangan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2, apabila $V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$, maka dibutuhkan 2 lapis tulangan

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,17 \cdot 2240000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$= 1.802.274,55 \text{ N} = 1802,27 \text{ kN} > V_u (64,064 \text{ kN})$$

Karena nilai $V_u < 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$, maka perlu satu lapis tulangan.

Perhitungan tulangan longitudinal dan transversal

Pasal 21.9.2.1 SNI 03-2847-2013 mengharuskan bahwa untuk dinding structural, rasio tulangan longitudinal ρ_l dan rasio tulangan transversal ρ_t minimum adalah 0,0025, dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450 mm.

Luas penampang longitudinal dan transversal dinding geser per meter panjang adalah:

$$A_{\text{penampang per meter}} = 0,3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 0,3 \text{ m}^2/\text{m}$$

Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah longitudinal dan transversal:

$$A_{S_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} \cdot A_{\text{penampang per meter}} = 0,0025 \cdot 0,3 \text{ m}^2 = 0,00075 \text{ m}^2/\text{m} = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Bila digunakan baja tulangan 2D16, maka:

$$A_s = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan dua lapis tulangan, maka jumlah tulangan yang diperlukan per meter panjang adalah:

$$n = \frac{A_{S_{\text{min per meter}}}}{A_{S_{\text{pakai}}}} = \frac{750 \text{ mm}^2/\text{m}}{401,92 \text{ mm}^2} = 1,8 = 2 \text{ buah/m}$$

Digunakan spasi:

$$s = \frac{1000mm}{2} = 500 \text{ mm}$$

Spasi tidak boleh melebihi 450 mm, maka digunakan:

D16-300 mm

Kuat Geser Dinding Struktural

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y)$$

Dimana:

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2,0$$

= variatif secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/l_w

antara 1,5 dan 2,0

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding geser}}{\text{panjang dinding}} = \frac{48.000mm}{5600mm} = 8,57$$

Karena nilai $h_w/l_w > 2,0$ maka $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan transversal dengan konfigurasi **2D16-300**. Rasio tulangan transversal terpasangan adalah sebagai berikut:

$$\rho_t = \frac{A_s}{s \cdot t} = \frac{401mm^2}{250mm \cdot 300mm} = 0,0045 > 0,0025 \text{ (OK!)}$$

Menghitung kuat geser nominal pada dinding adalah sebagai berikut:

$$V_n = 1680000mm^2 \cdot (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35MPa} + 0,0045 \cdot 400MPa)$$

$$V_n = 4.690.635,05 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 4.690.635,05 \text{ N} = 3.517.976,29 \text{ N}$$

$$6599505,32 \text{ N} > V_u(166930,2 \text{ N})(OK!)$$

Maka dinding cukup kuat dalam menahan geser.



LAMPIRAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG PASCA SARJANA UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE PELAKSANAAN PONDASI TIANG PANCANG

FRYAN CHENTYO JOELIA MUBAROCH
NRP. 10111410000018

Dosen Pembimbing
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSC., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelina Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

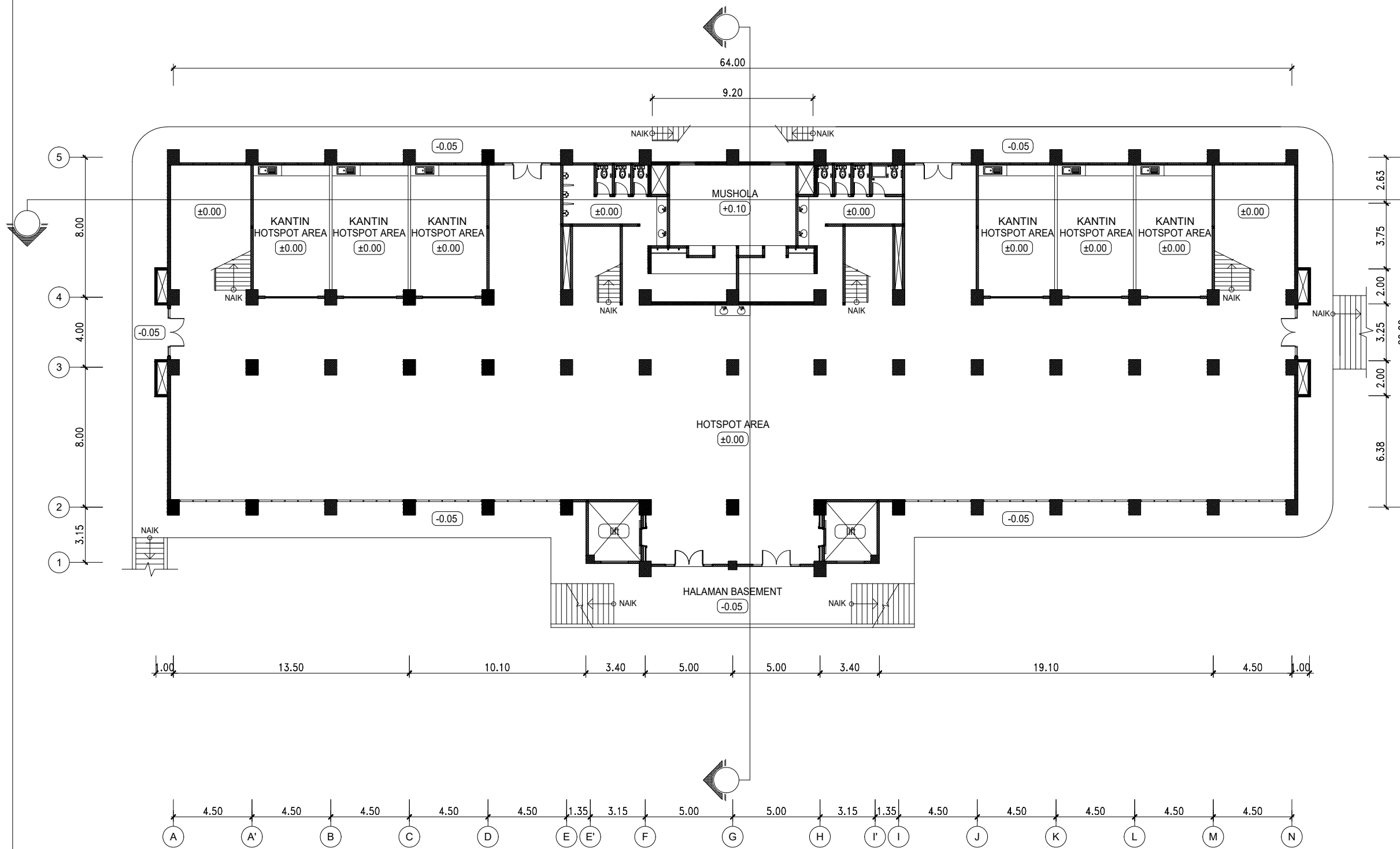
-

NO. LEMBAR

1

JUMLAH LEMBAR

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI DASAR
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelina Mubaroch
NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUJU BETON = 35 Mpa
MUJU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

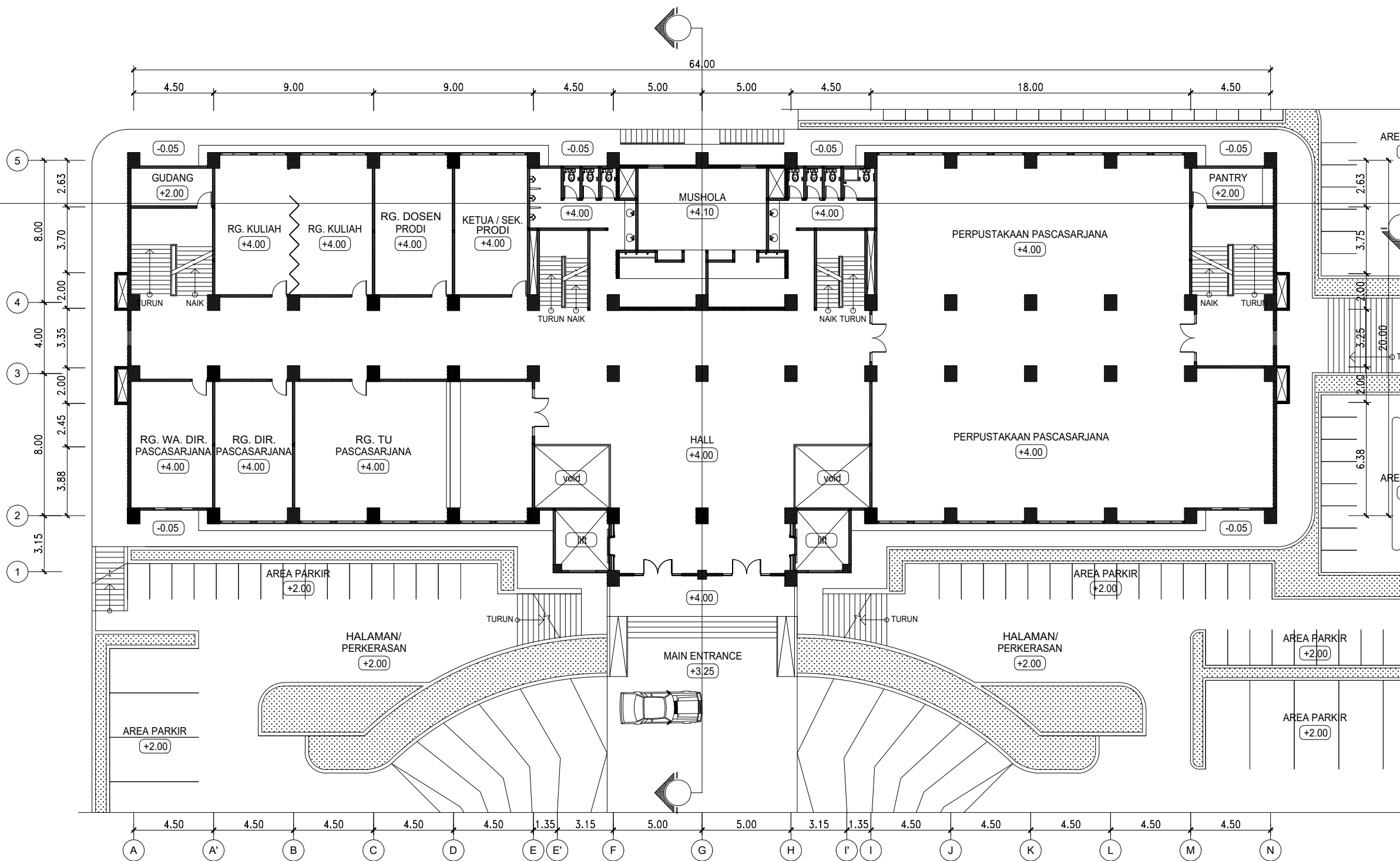
-

NO. LEMBAR

2

JUMLAH LEMBAR

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
DENAH LANTAI 1
SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelita Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

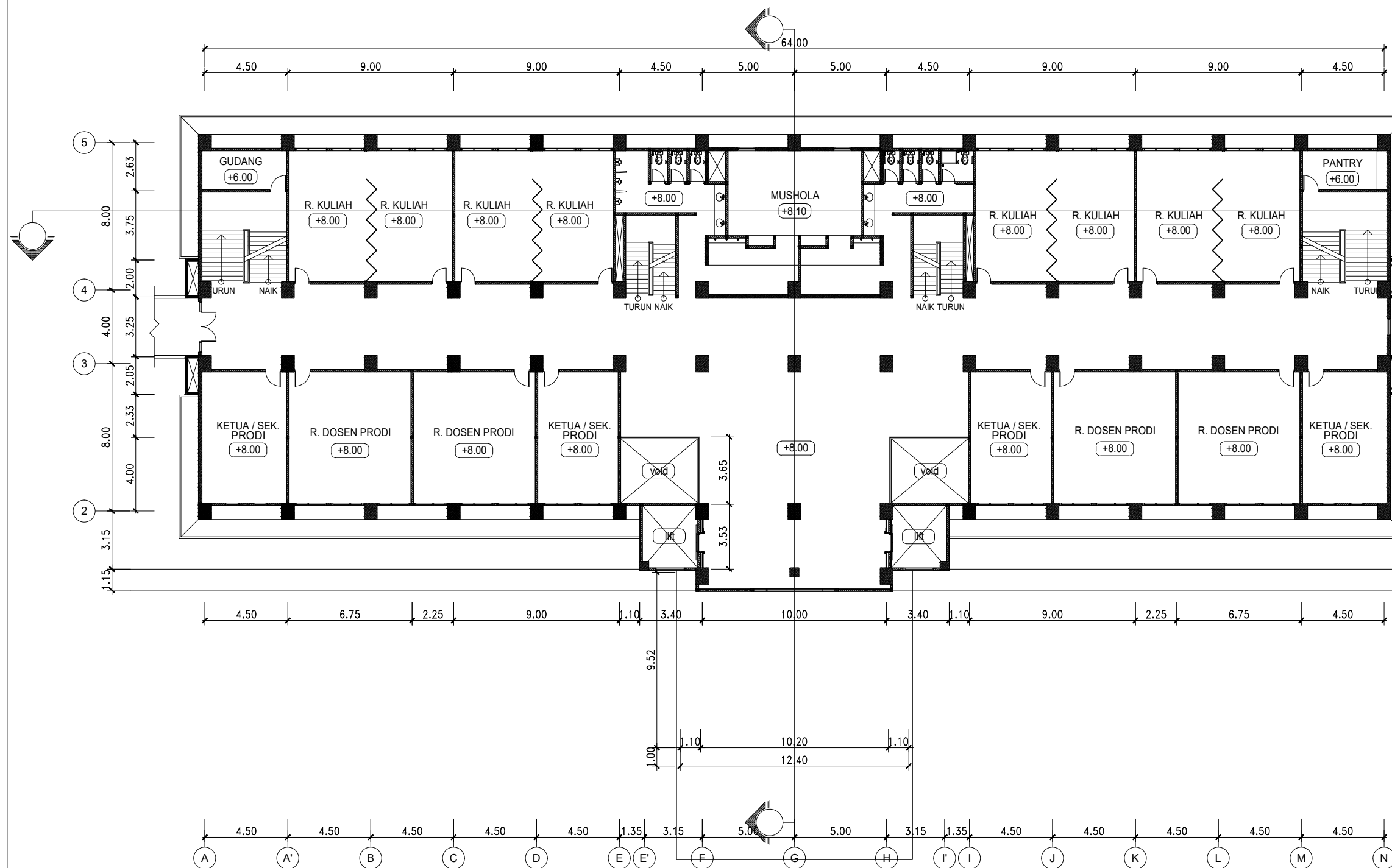
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

3

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 2
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelina Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

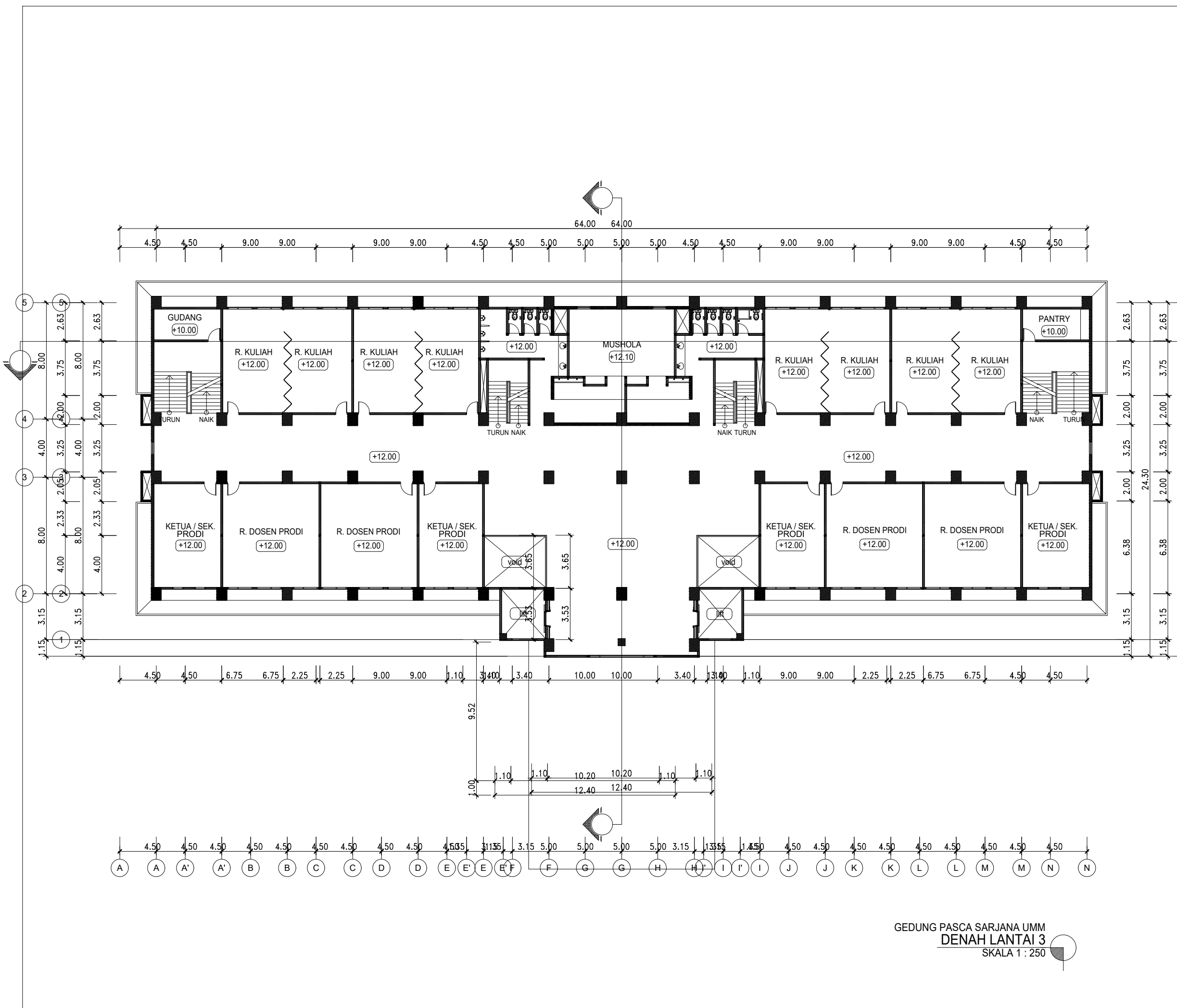
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

4

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 3
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelias Mubaroach
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

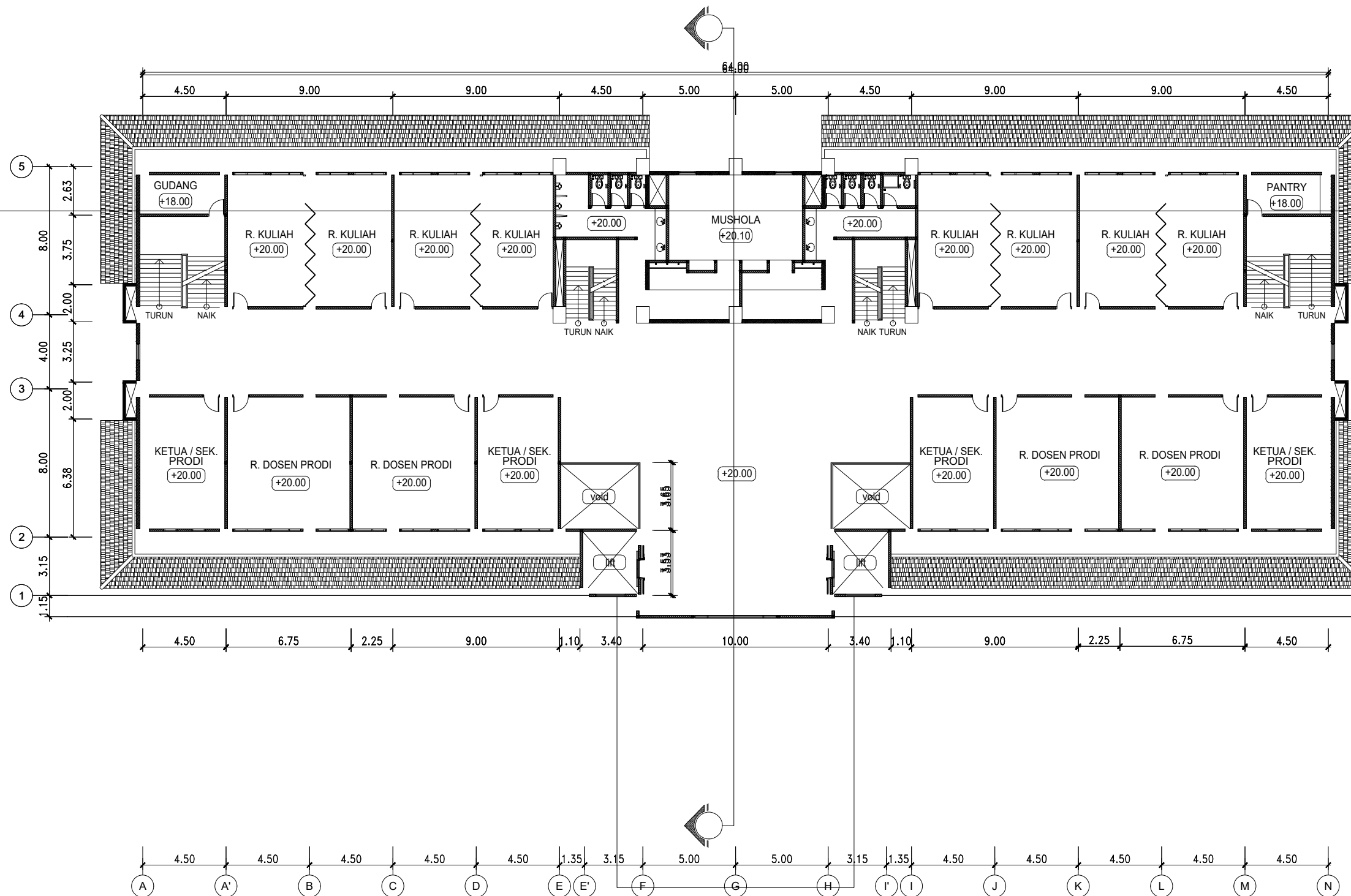
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

6

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 5
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

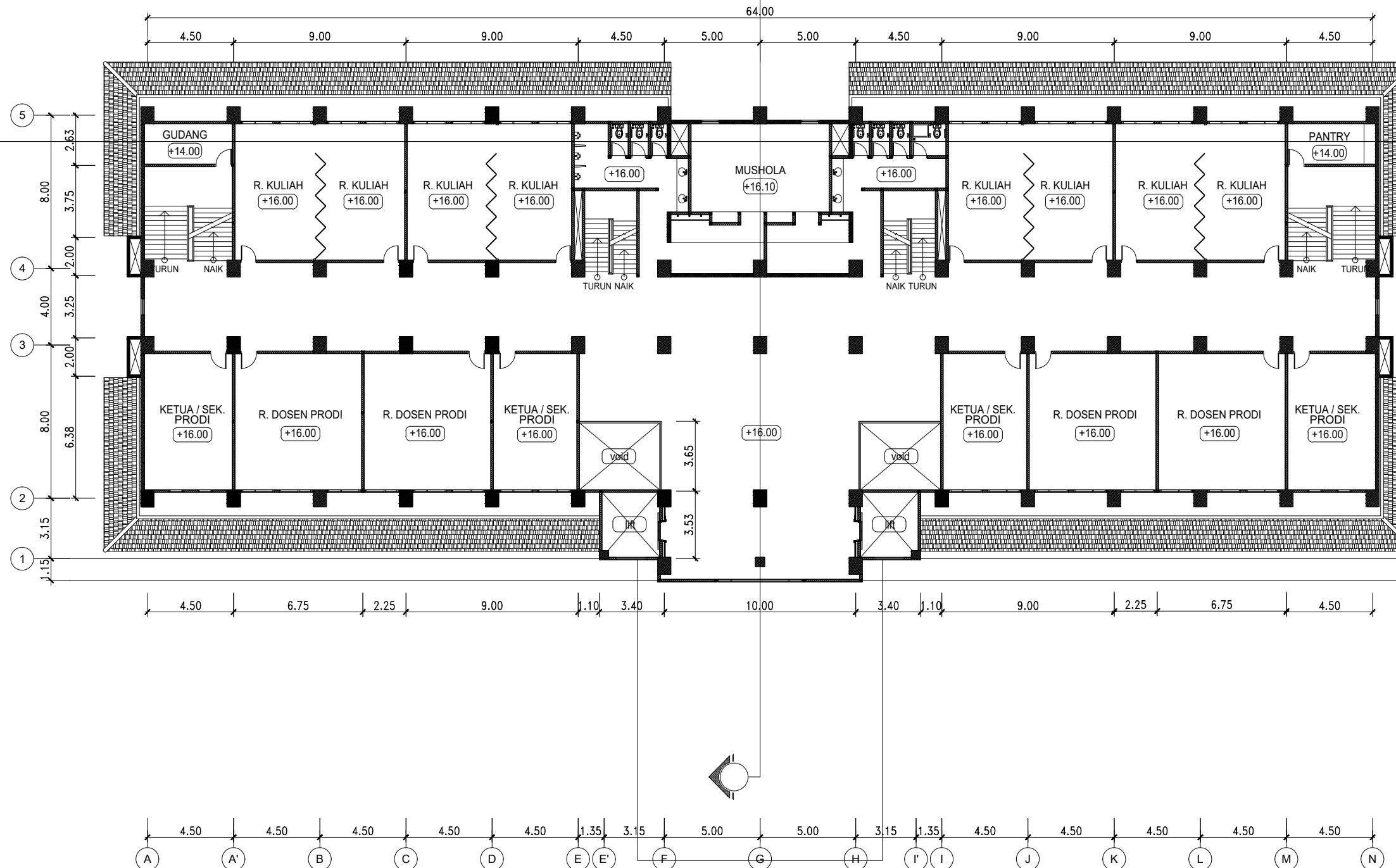
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

5

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 4
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

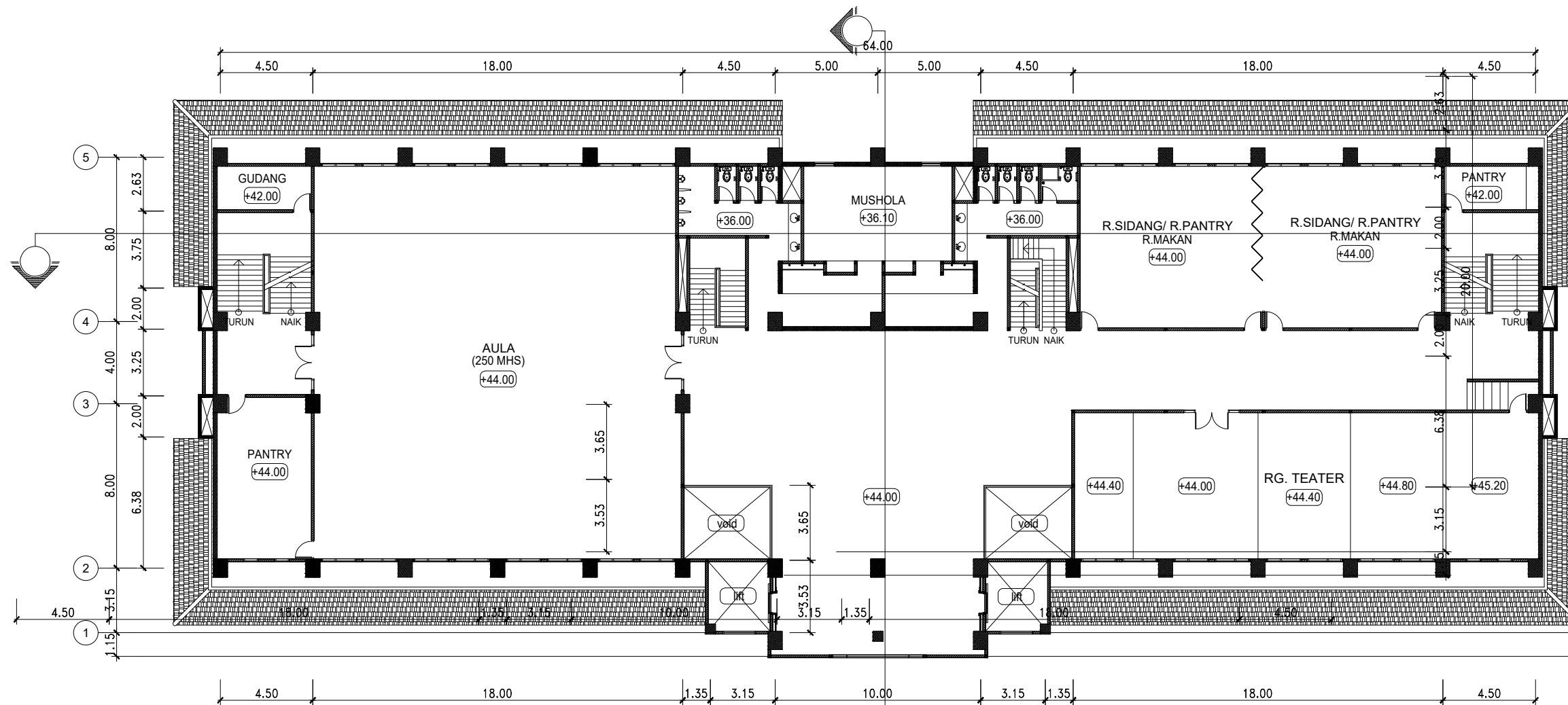
NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR SKALA

STR -

NO. LEMBAR JUMLAH LEMBAR

12 44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 11
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

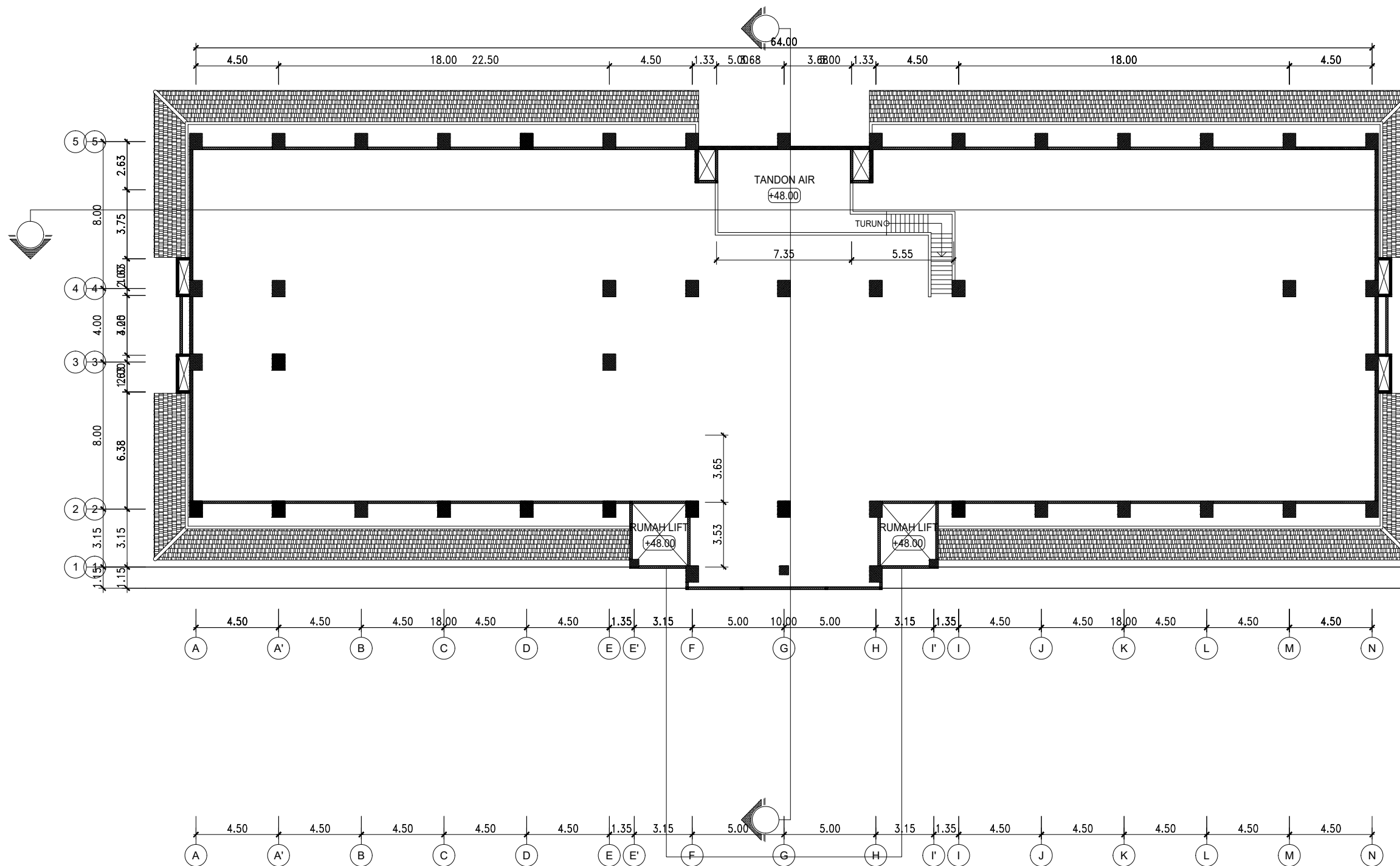
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

13

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI ATAP
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR SKALA

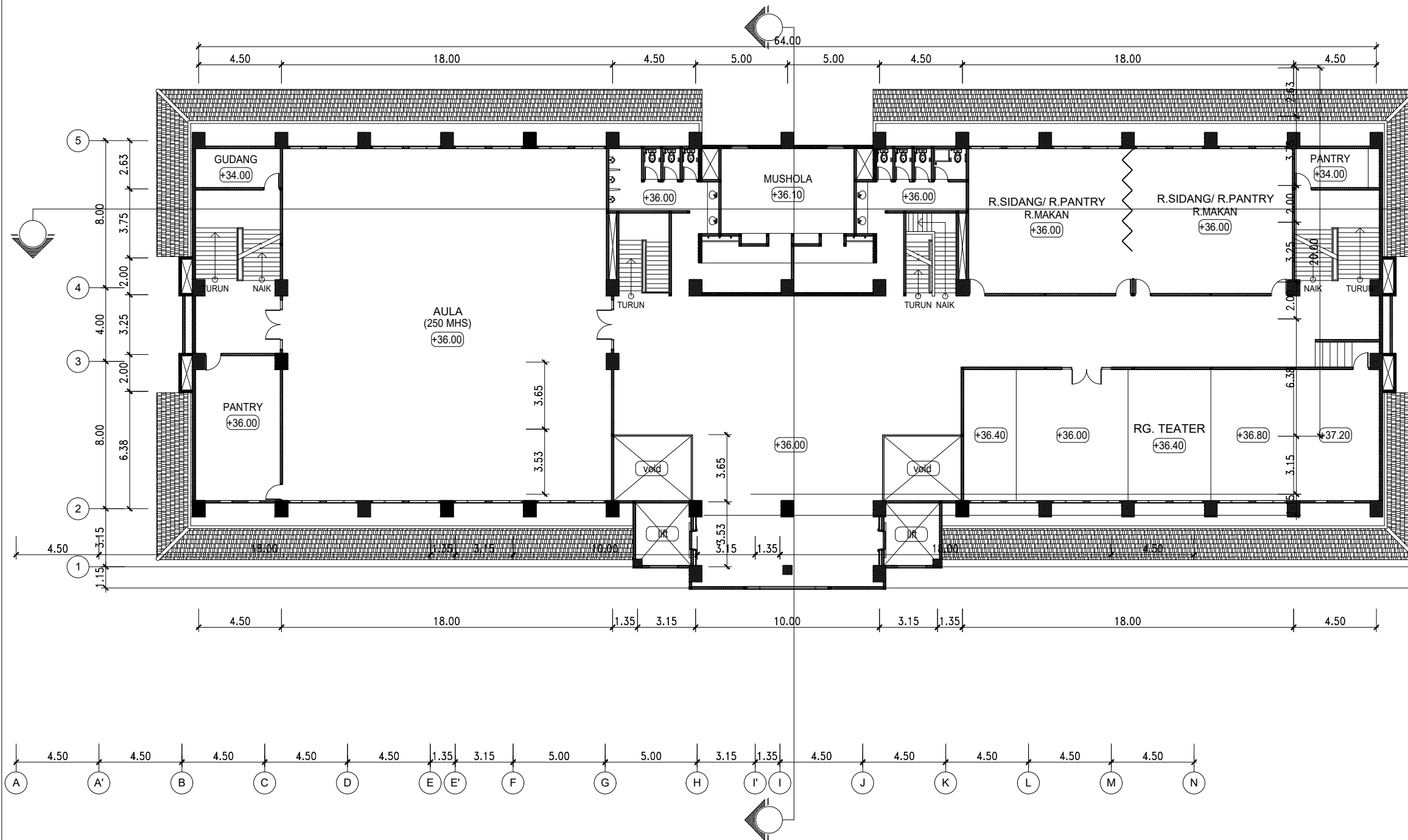
STR

-

NO. LEMBAR JUMLAH LEMBAR

10

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 9
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR SKALA

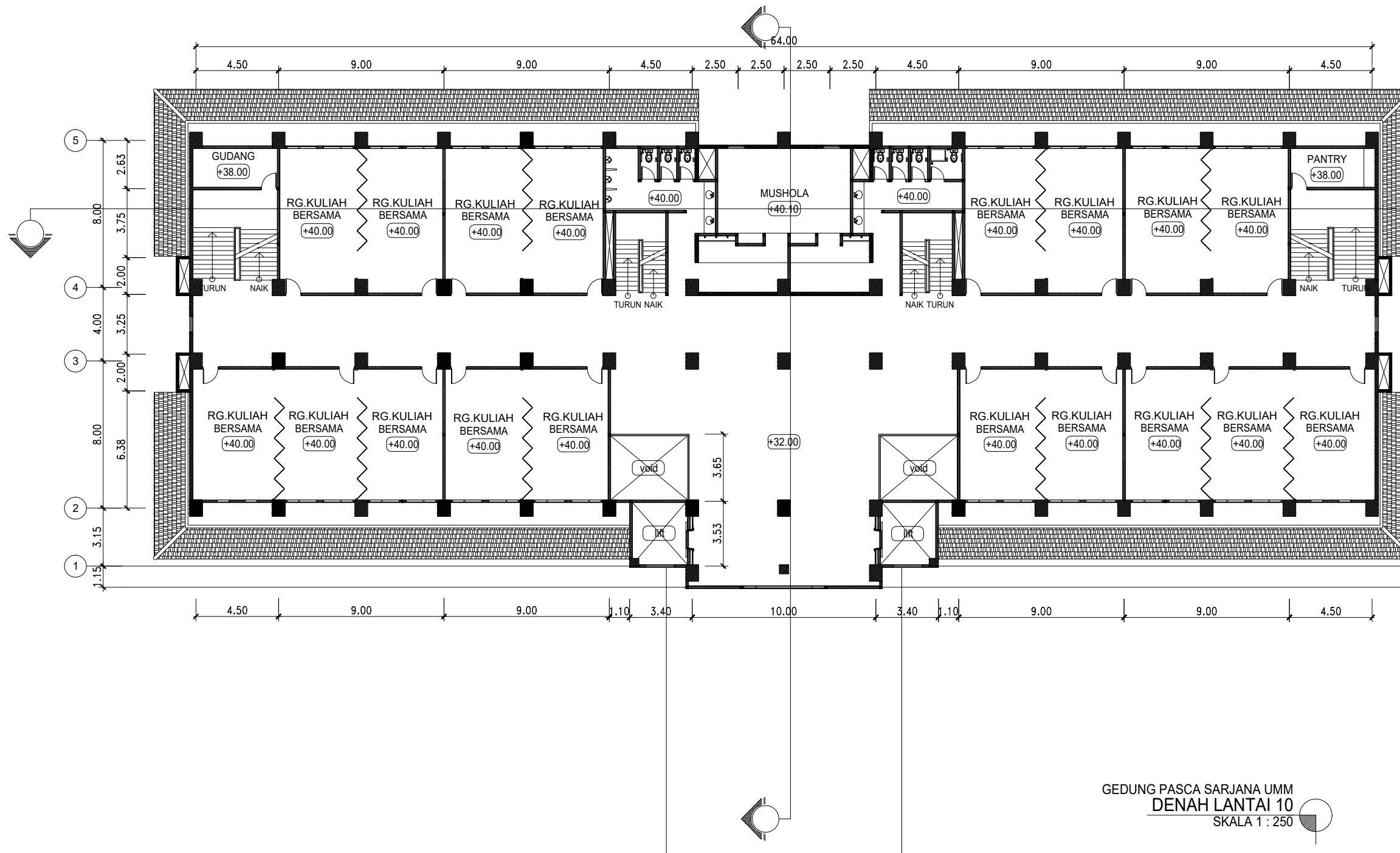
STR

-

NO. LEMBAR JUMLAH LEMBAR

11

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 10
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelias Mubaroeh
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

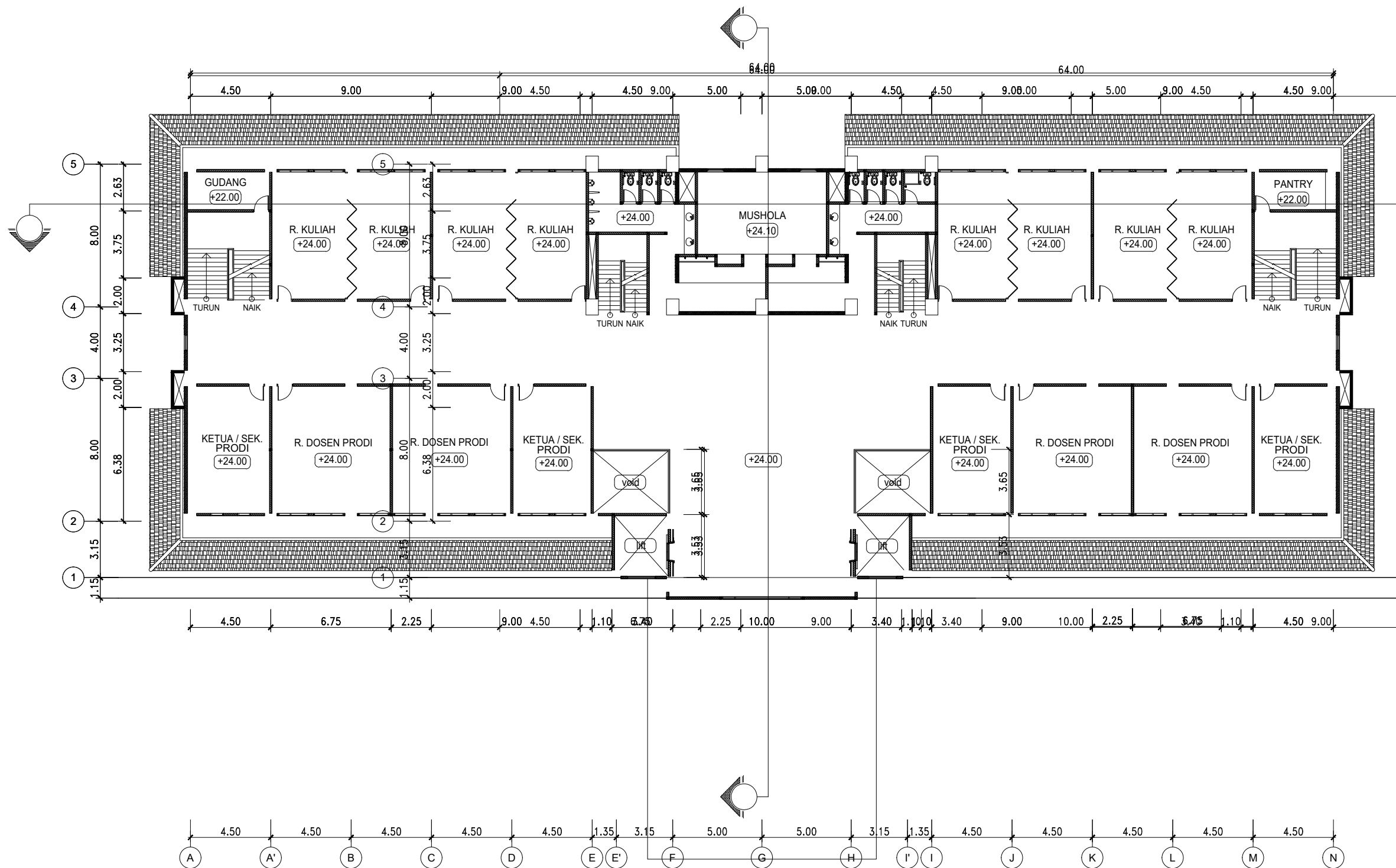
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

7

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 6
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUTU BETON = 35 Mpa
MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

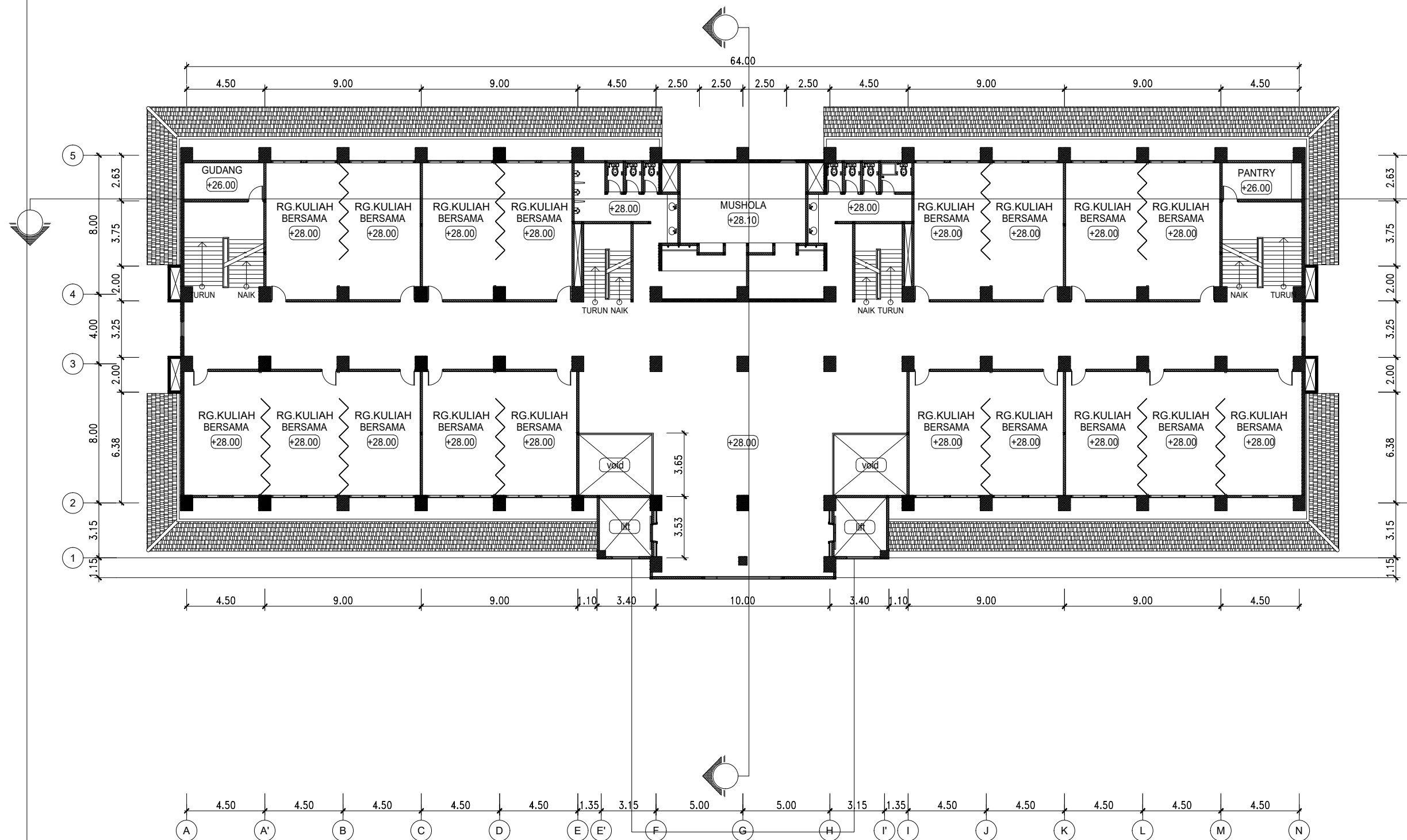
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

8

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
DENAH LANTAI 7
SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelita Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

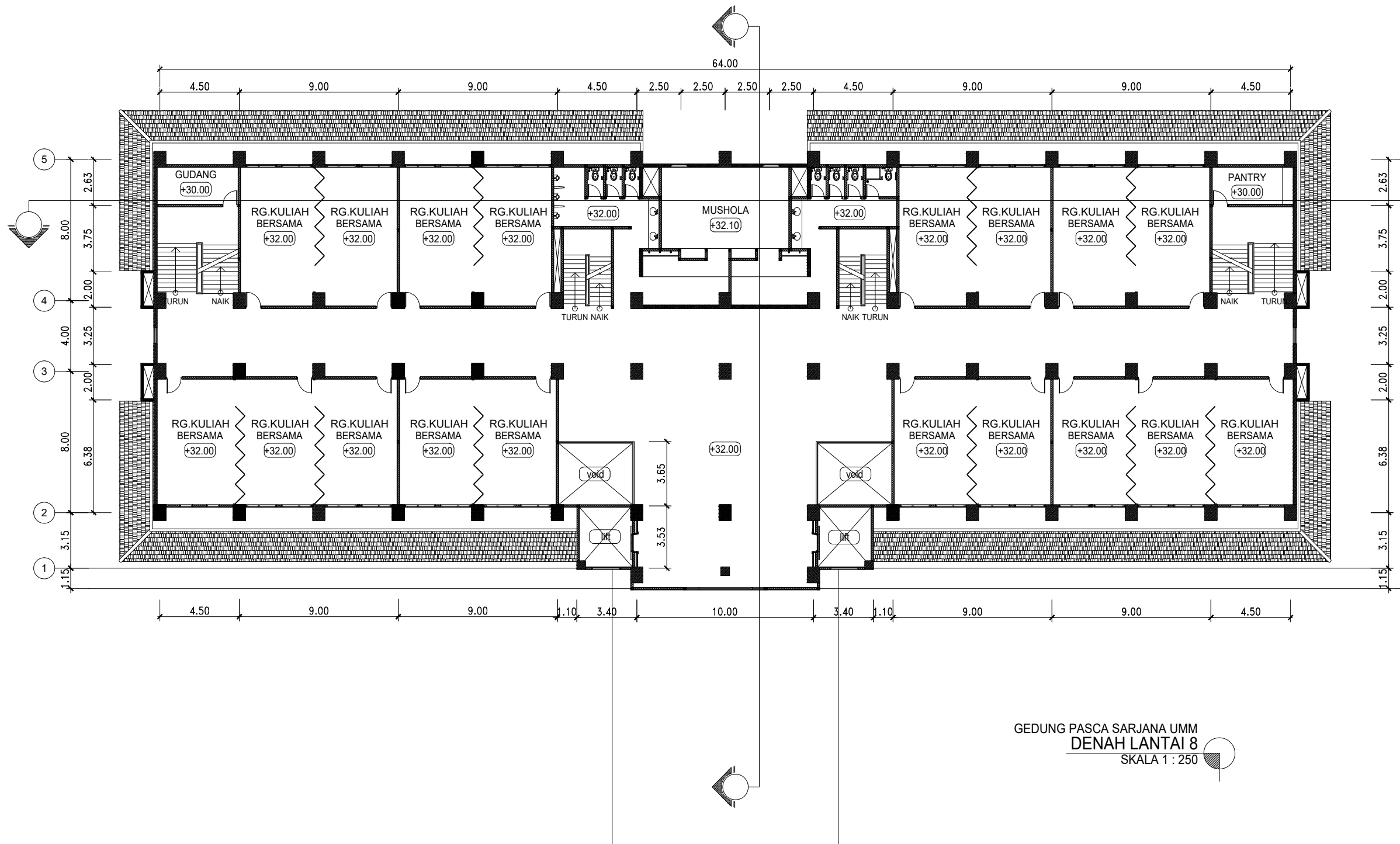
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

9

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
 DENAH LANTAI 8
 SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroeh
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

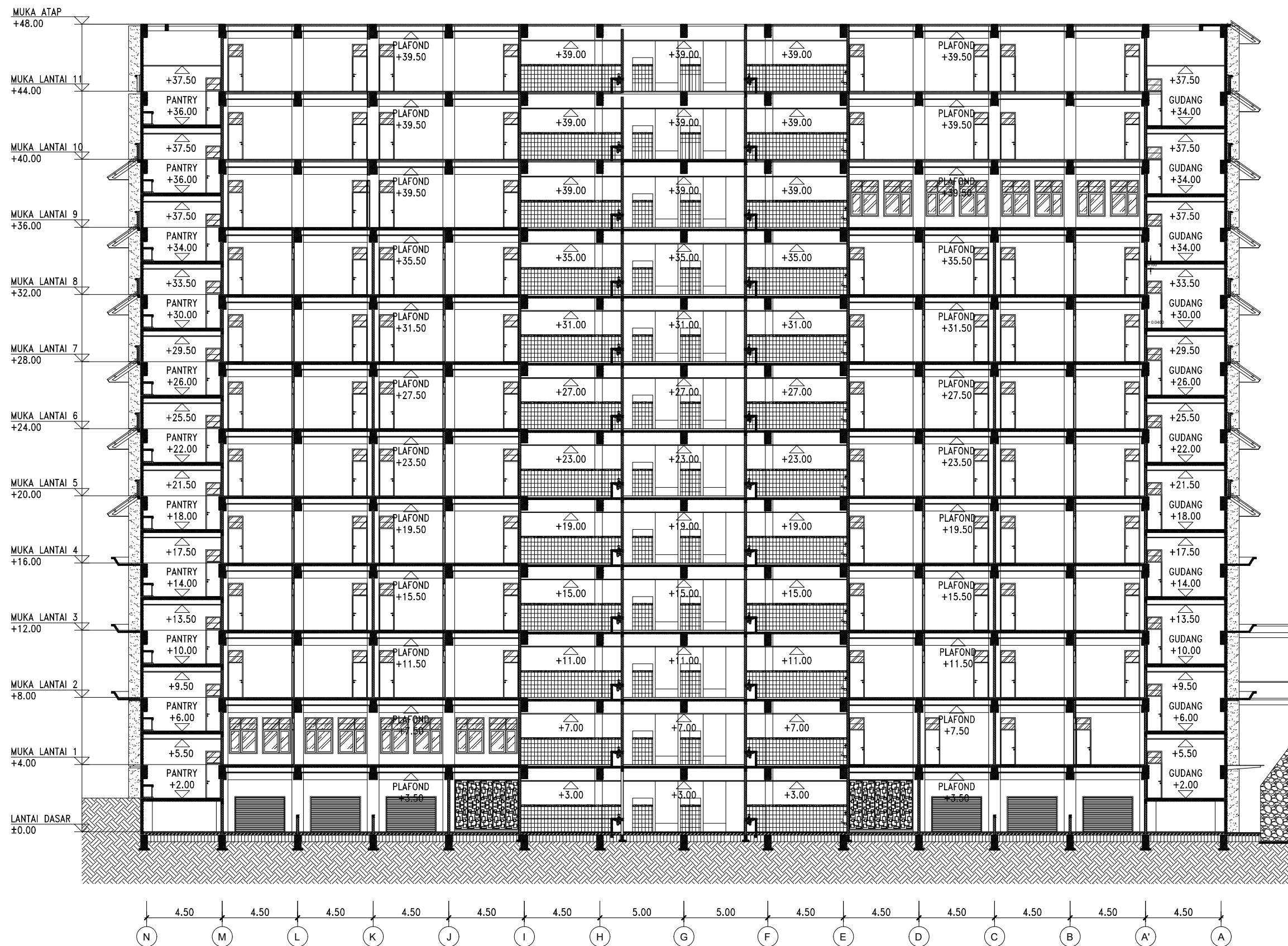
-

NO. LEMBAR

17

JUMLAH LEMBAR

44



POTONGAN MEMANJANG
 SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

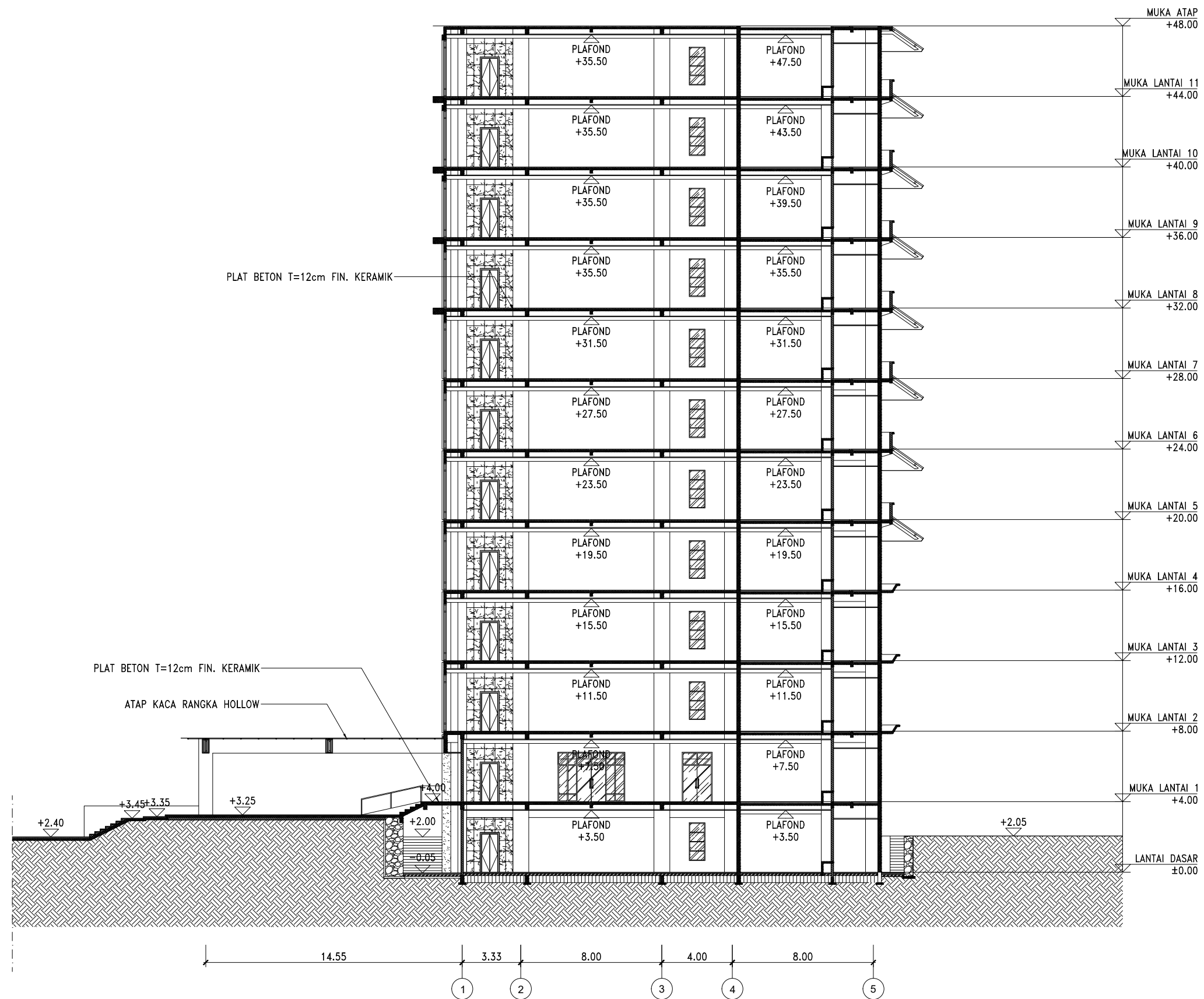
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

16

44



POTONGAN MELINTANG
 SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUTU BETON = 35 Mpa
MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

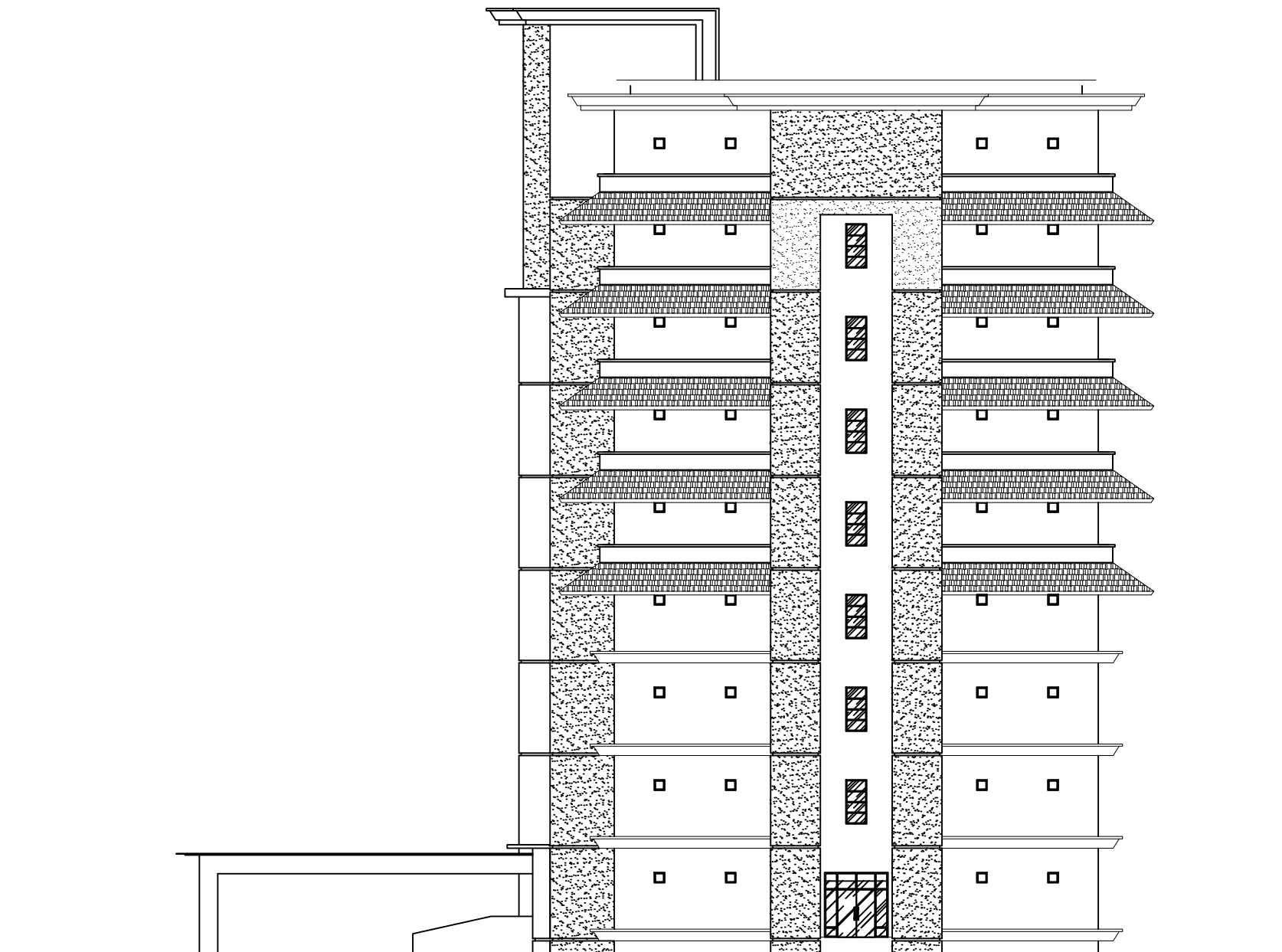
-

NO. LEMBAR

15

JUMLAH LEMBAR

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
TAMPAK SAMPING
SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUTU BETON = 35 Mpa
MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

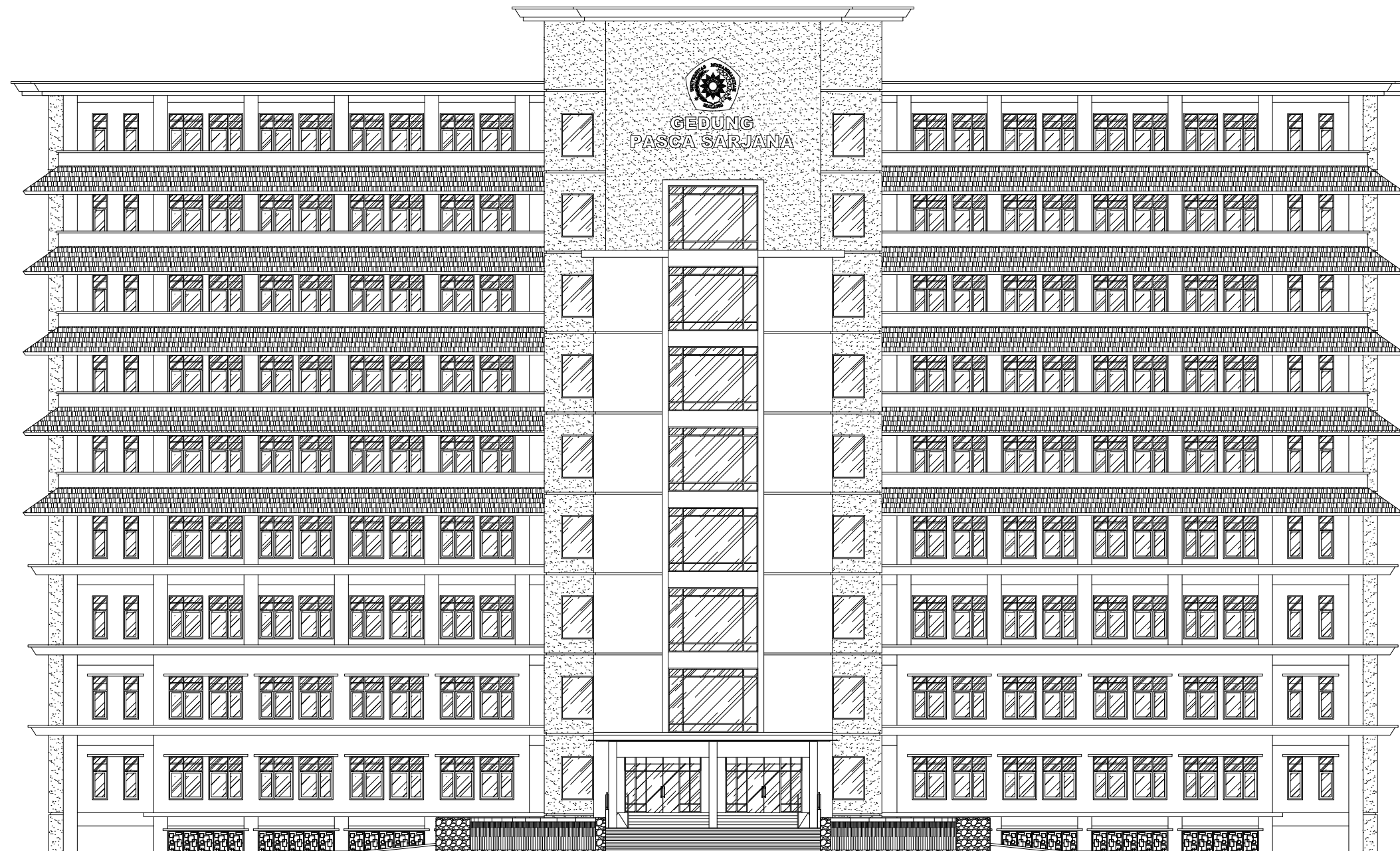
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

14

44



GEDUNG PASCA SARJANA UMM
TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

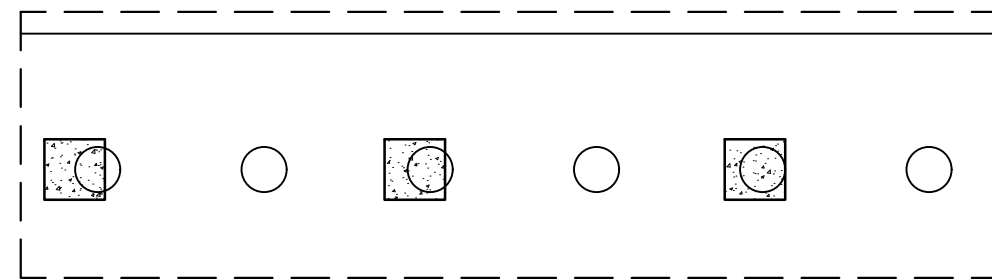
42

SKALA

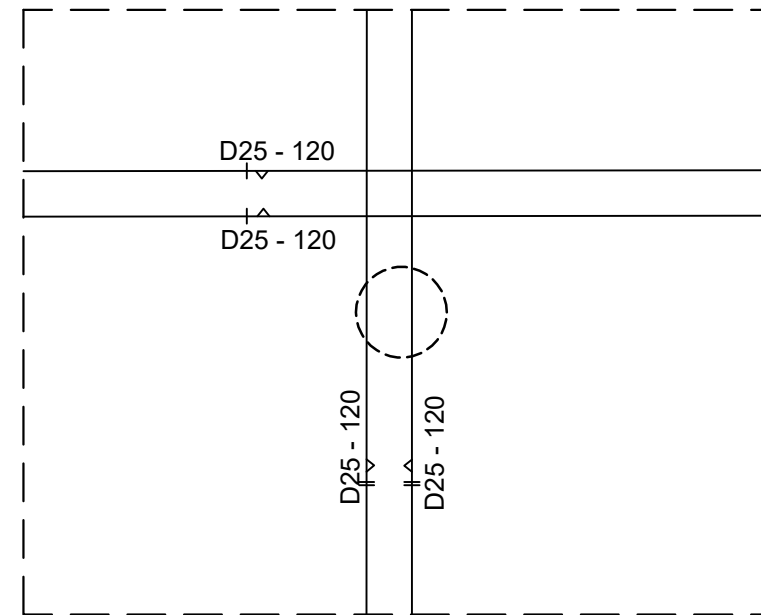
-

JUMLAH LEMBAR

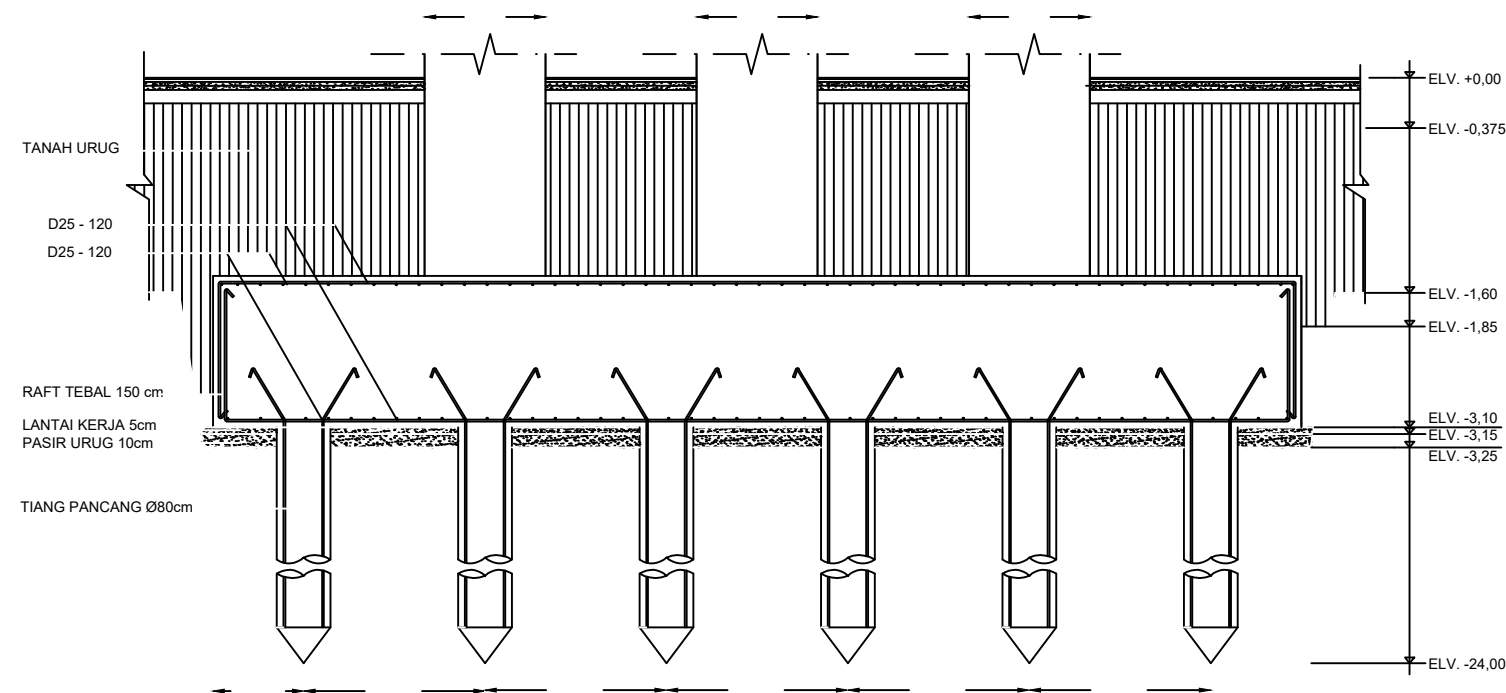
44



PENULANGAN PONDASI RAFT
 1:10



DENAH PENULANGAN RAFT
 1:10



DETAIL PONDASI RAFT
 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
 BALOK B1

KODE GAMBAR

SKALA

STR

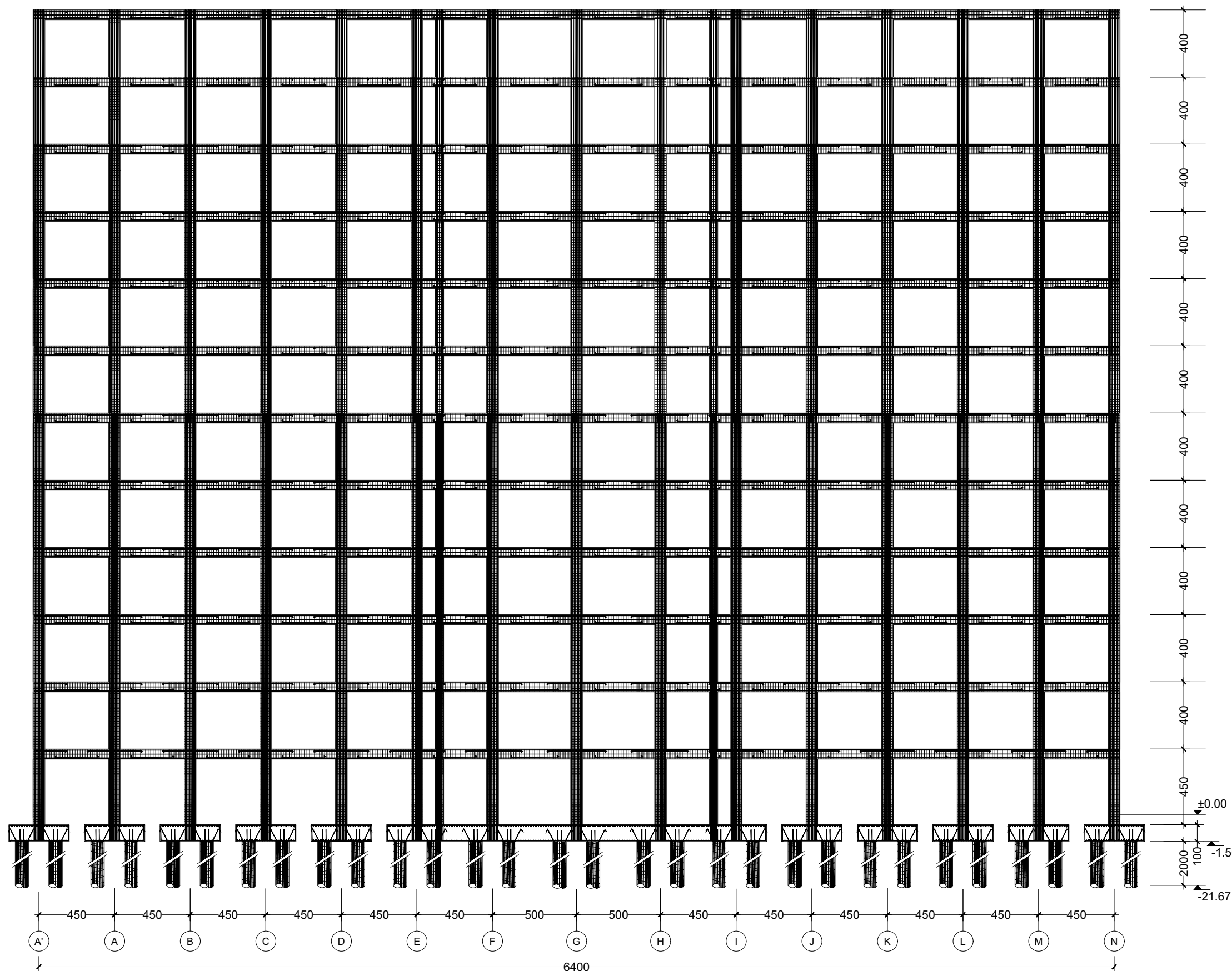
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

44

44



01 PENULANGAN PORTAL
 S.8 36 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

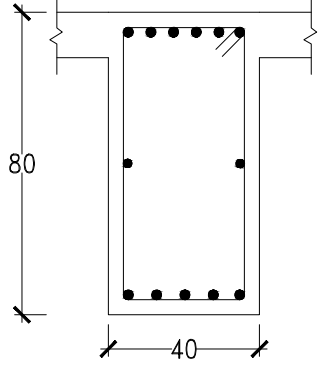
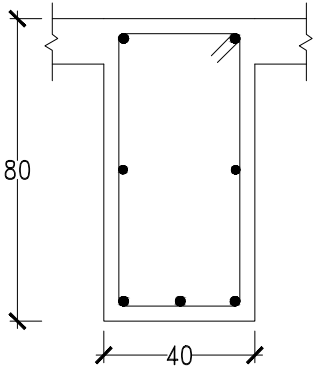
43

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

44

KODE	S1	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	400 x 800	400 x 800
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	8 D 25	2 D 25
TUL. SAMPING	4 D 22	4 D 22
TUL. BAWAH	4 D 25	4 D 25
SENGKANG	2D13 - 90	2D13 - 100

01 PENULANGAN SLOOF S1
 S.6 | 27 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

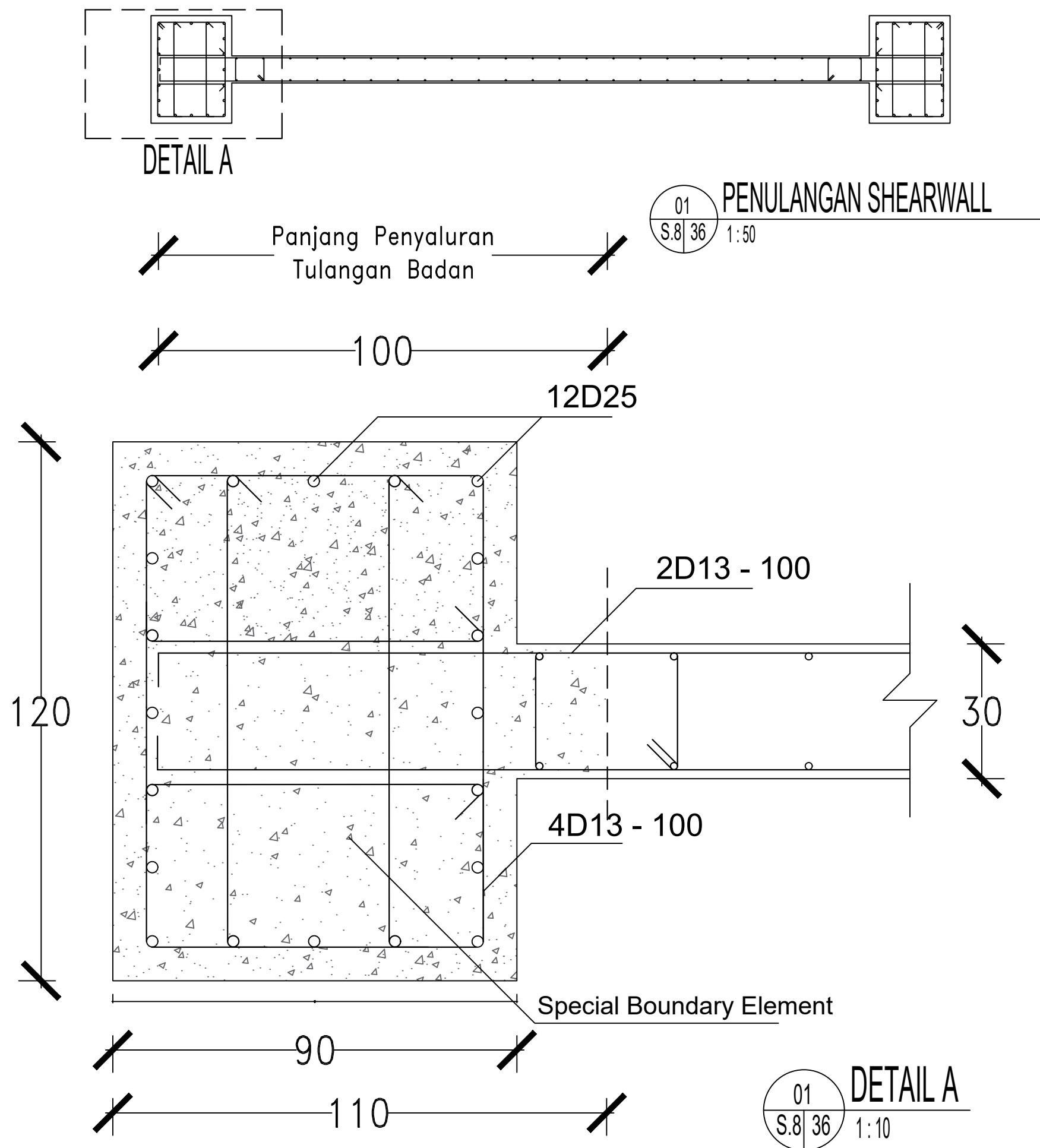
38

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

44





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUTU BETON = 35 Mpa
MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

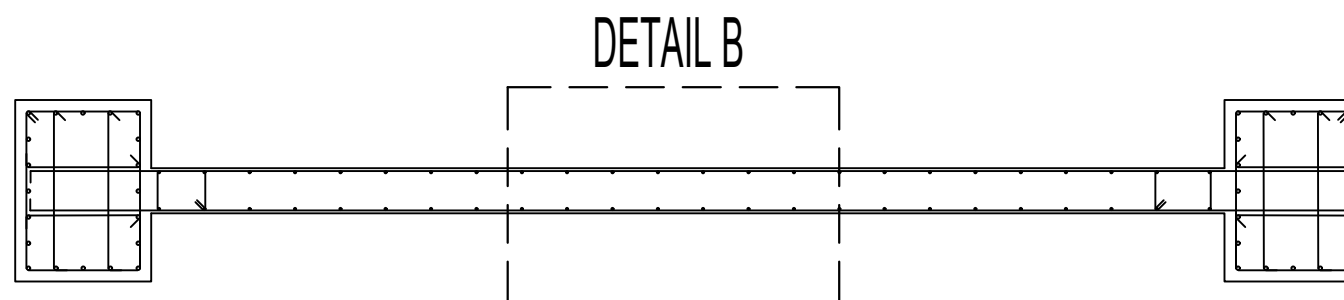
-

NO. LEMBAR

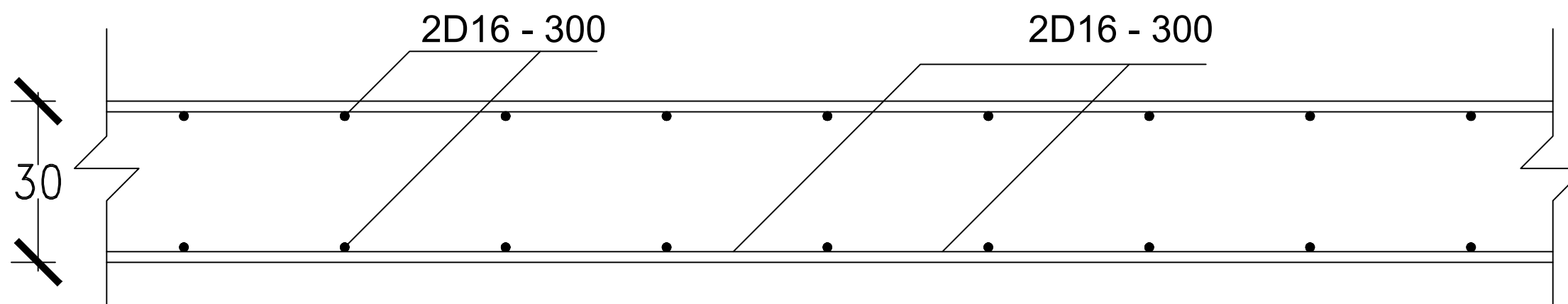
JUMLAH LEMBAR

39

44



01 PENULANGAN SHEARWALL
S.8 | 36 1:50



01 DETAIL B
S.8 | 36 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

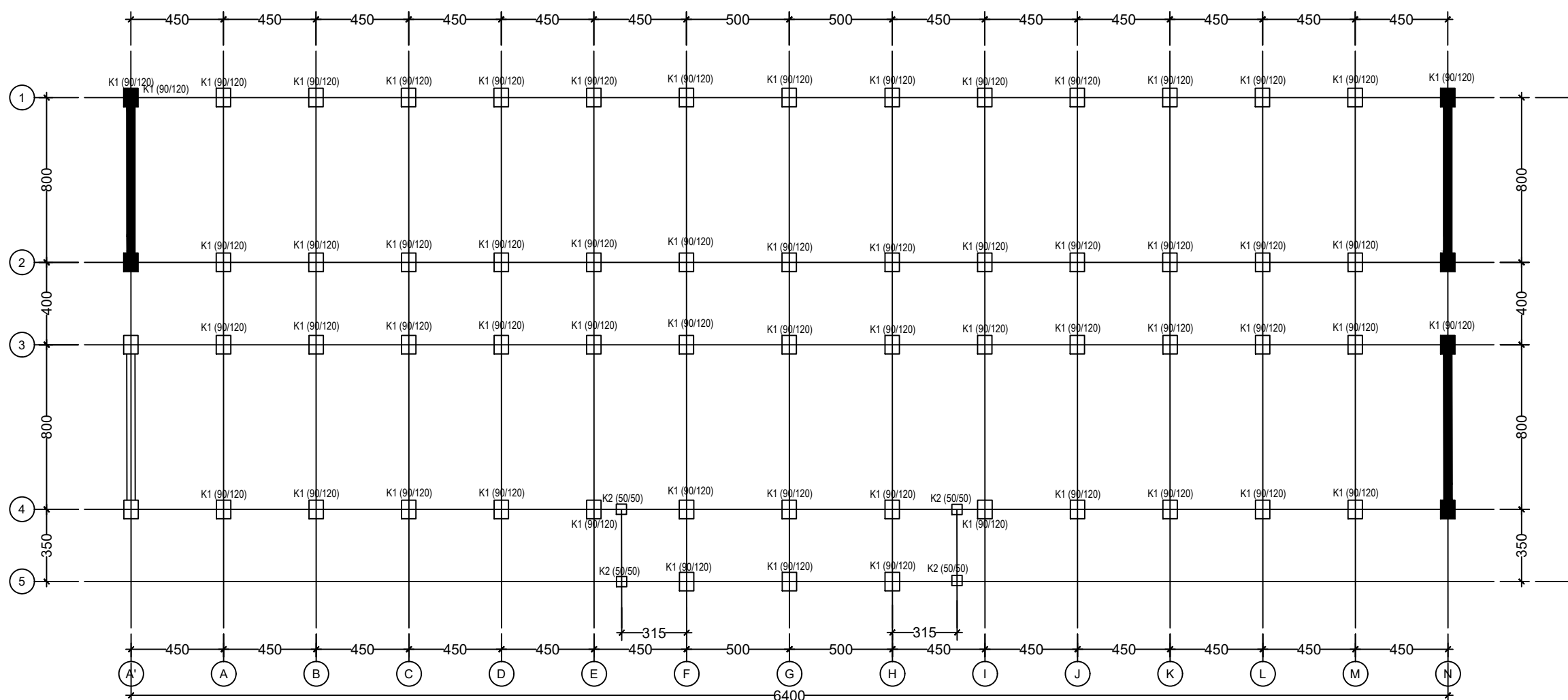
NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR



01
 S.6 | 25
 DENAH RENCANA SHEARWALL
 1:250

KODE GAMBAR	SKALA
STR	-
NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
37	44



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroeh
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

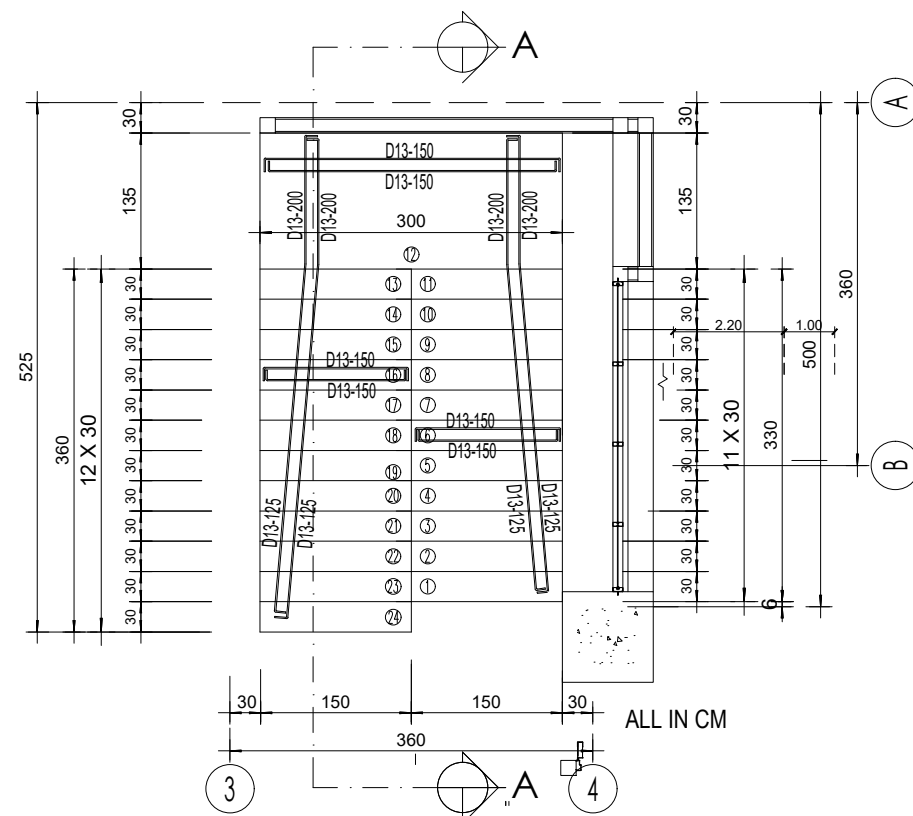
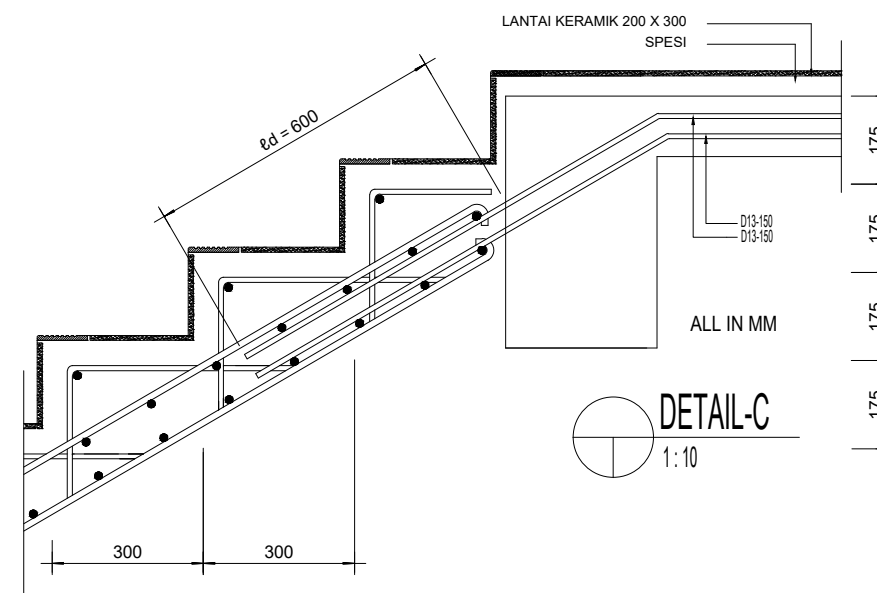
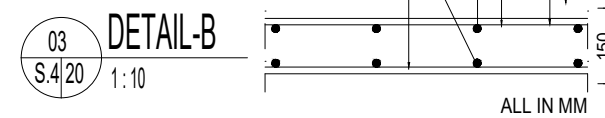
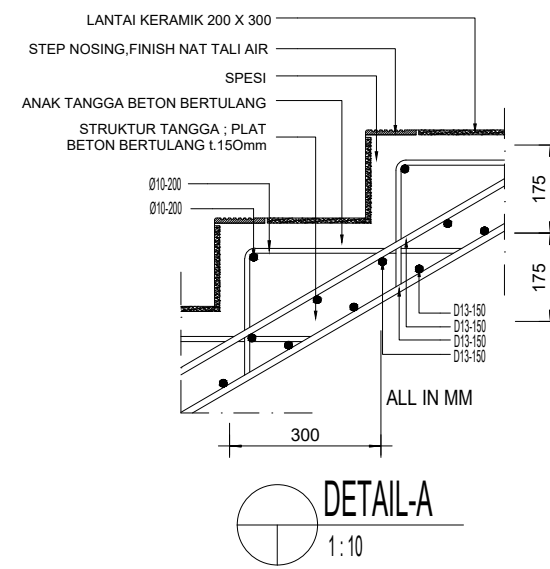
18

SKALA

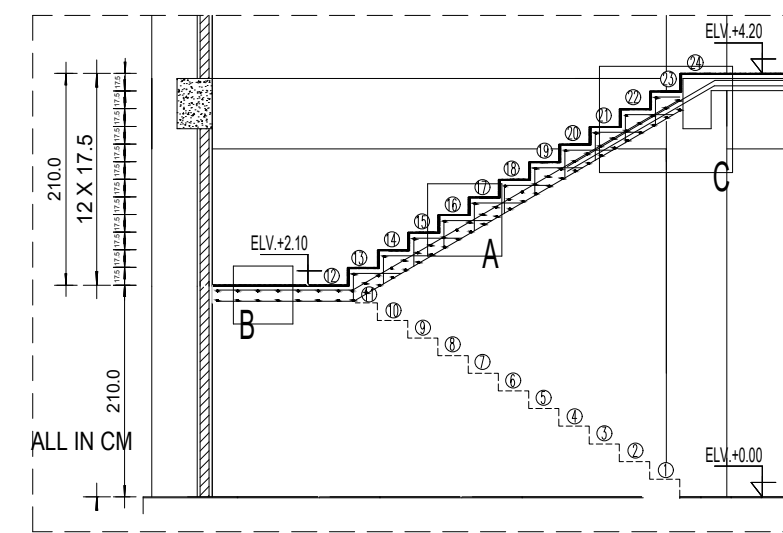
-

JUMLAH LEMBAR

44



RENCANA PENULANGAN TANGGA
 1:50



POTONGAN A - RENCANA PENULANGAN TANGGA
 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
 BALOK B1

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

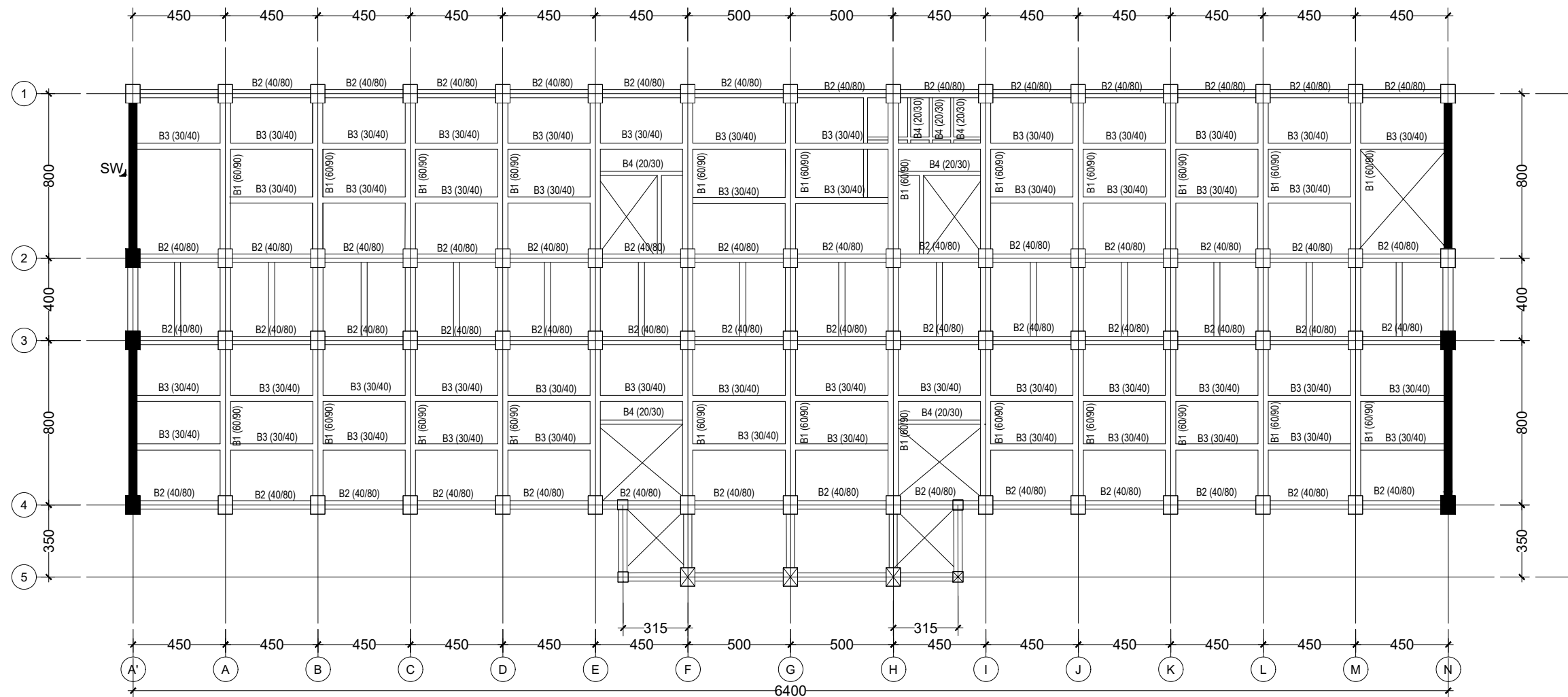
23

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

44



01
 S.6 | 25
 DENAH RENCANA BALOK LT. 1 - LT.11 (ELV.+4,00 s/d ELV.+44,00)
 1:250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

**DETAIL PENULANGAN
 BALOK B1**

KODE GAMBAR

SKALA

STR

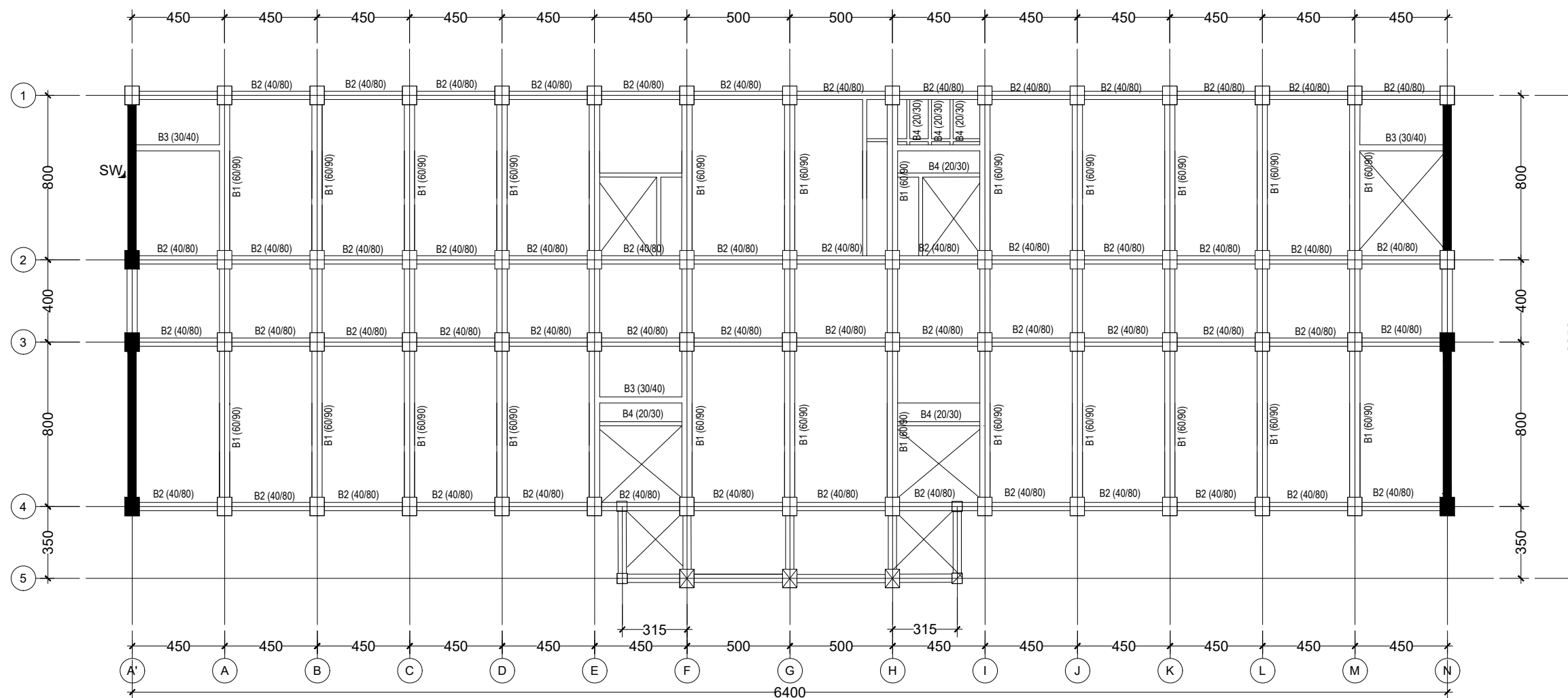
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

24

44



01
 S.6 | 25
 DENAH RENCANA BALOK ATAP (ELV.+48,00)
 1:250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR **SKALA**

STR

-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

27

44

KODE	B1 A	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	600 x 900	600 x 900
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	6 D 22	3 D 22
TUL. SAMPING	2 D 22	2 D 22
TUL. BAWAH	5 D 22	5 D 22
SENGKANG	2D13 - 200	2D13 - 250

01 PENULANGAN BALOK B1 A
 S.6 | 27 1:20

KODE	B2 A	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	400 x 800	400 x 800
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	5 D 19	2 D 19
TUL. SAMPING	2 D 16	2 D 16
TUL. BAWAH	4 D 19	4 D 19
SENGKANG	2D13 - 120	2D13 - 150

01 PENULANGAN BALOK B2 A
 S.6 | 27 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR	SKALA
STR	-
NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
25	44

KODE	B1	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	600 x 900	600 x 900
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	8 D 25	2 D 25
TUL. SAMPING	4 D 22	4 D 22
TUL. BAWAH	4 D 25	4 D 25
SENGKANG	2D13 - 90	2D13 - 100

KODE	B2	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	400 x 800	400 x 800
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	8 D 25	2 D 25
TUL. SAMPING	4 D 22	4 D 22
TUL. BAWAH	4 D 25	4 D 25
SENGKANG	2D13 - 90	2D13 - 100

01 PENULANGAN BALOK B1
 S.6/27 1:20

01 PENULANGAN BALOK B2
 S.6/27 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

26

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

44

KODE	B3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	300 x 400	300 x 400
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	4 D 16	2 D 16
TUL. SAMPING	2 D 10	2 D 10
TUL. BAWAH	2 D 16	4 D 16
SENGKANG	2D10 - 120	2D10 - 150

KODE	B5	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	300 x 400	300 x 400
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	4 D 16	2 D 16
TUL. SAMPING	2 D 10	2 D 10
TUL. BAWAH	2 D 16	4 D 16
SENGKANG	2D10 - 120	2D10 - 150

PENULANGAN BALOK B3
 1:20

PENULANGAN BALOK B5
 1:20

KODE	B4	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	300 x 400	300 x 400
T. PLAT (mm)	120	120
TUL. ATAS	4 D 16	2 D 16
TUL. SAMPING	2 D 10	2 D 10
TUL. BAWAH	2 D 16	4 D 16
SENGKANG	2D10 - 120	2D10 - 150

PENULANGAN BALOK B4
 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

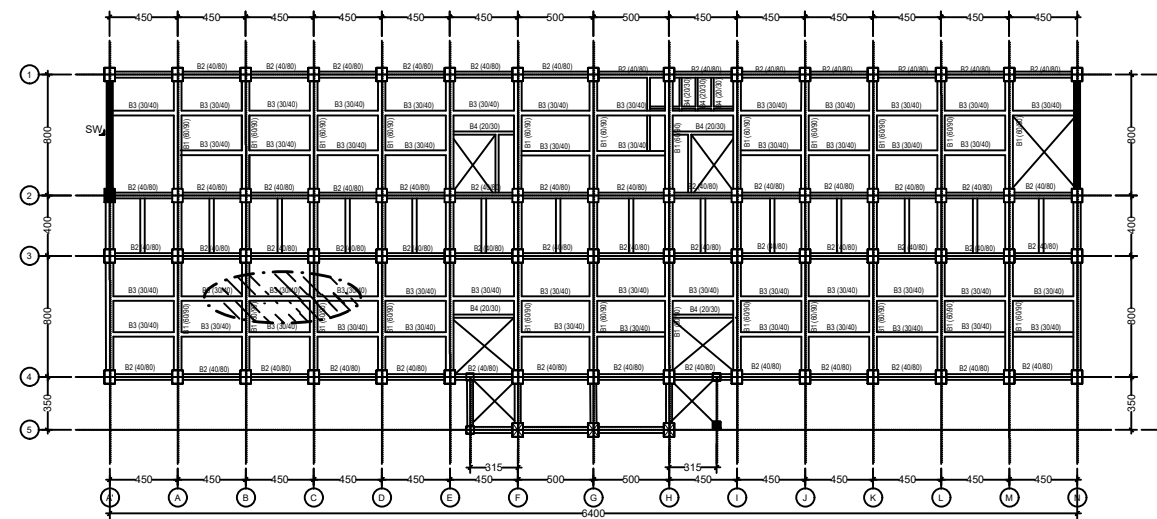
-

NO. LEMBAR

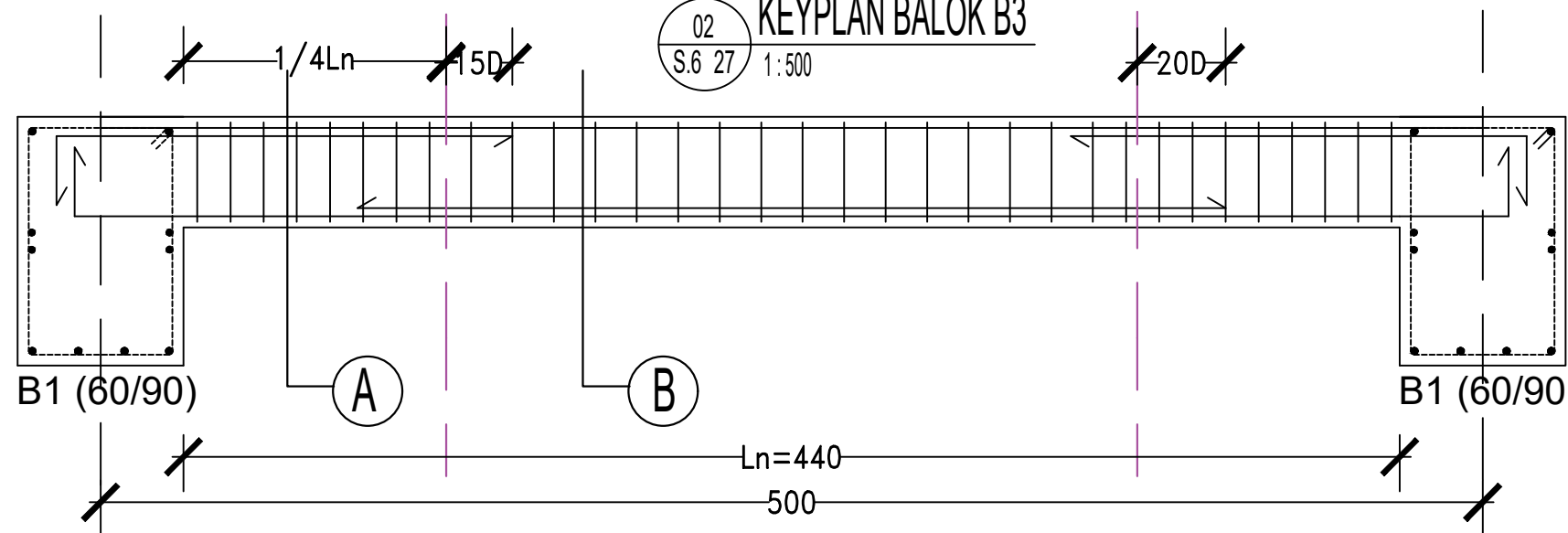
32

JUMLAH LEMBAR

44

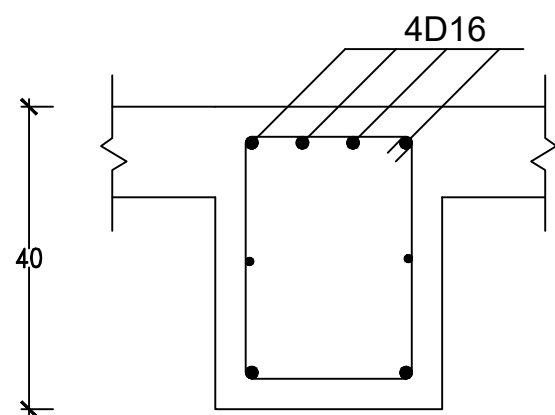


02 KEYPLAN BALOK B3
 S.6/27 1:500

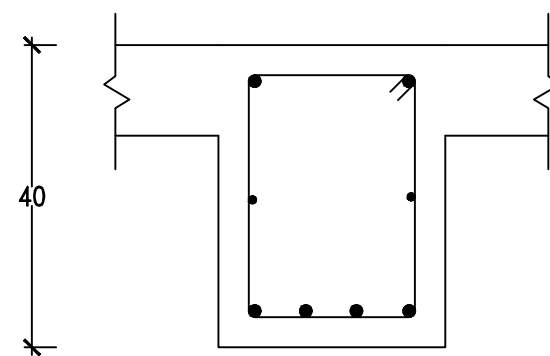


02 PENULANGAN BALOK B3
 S.6/27 1:25

	TUMPUAN	LAPANGAN
TUL. ATAS	5 D 19	2 D 19
TUL. SAMPING	2 D 16	2 D 16
TUL. BAWAH	4 D 19	4 D 19
SENGKANG	2D13 - 120	2D13 - 150



01 POTONGAN A - A
 S.6/27 1:20



01 POTONGAN B - B
 S.6/27 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 1011141000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

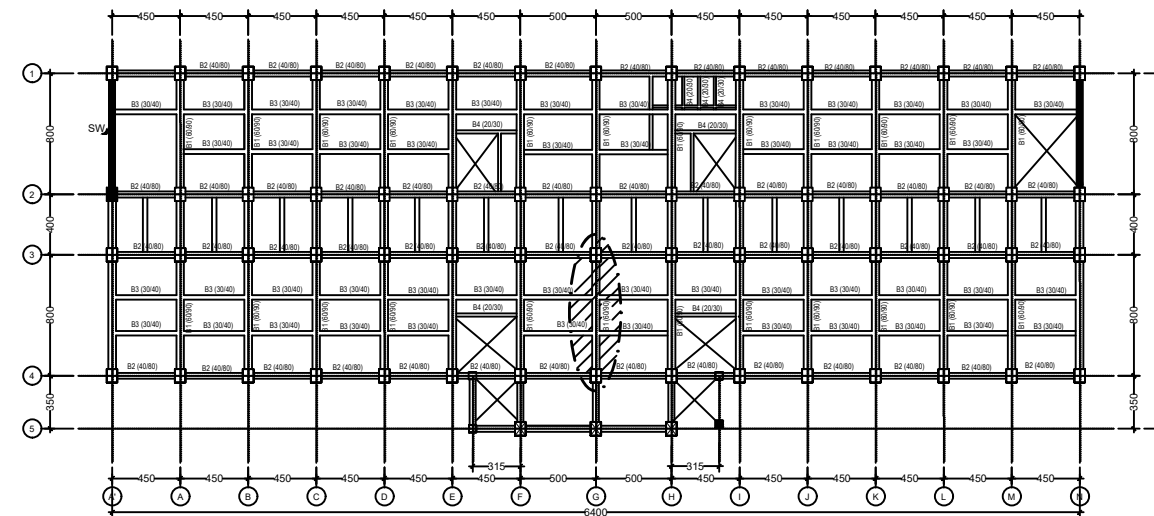
28

SKALA

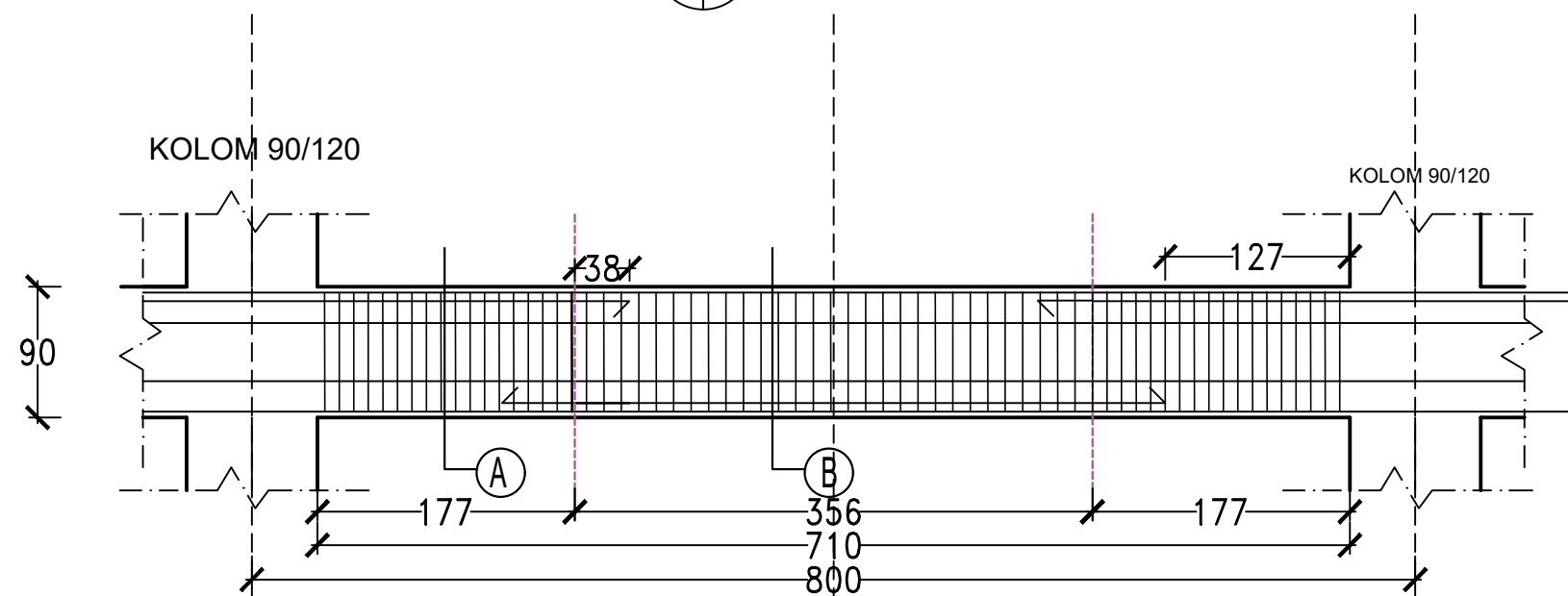
-

JUMLAH LEMBAR

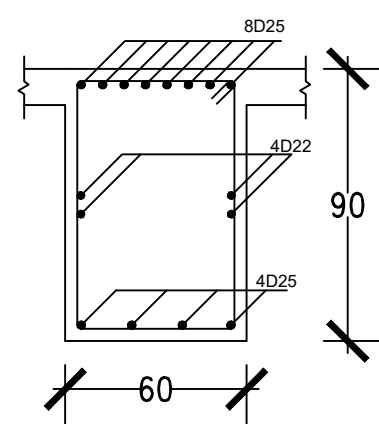
44



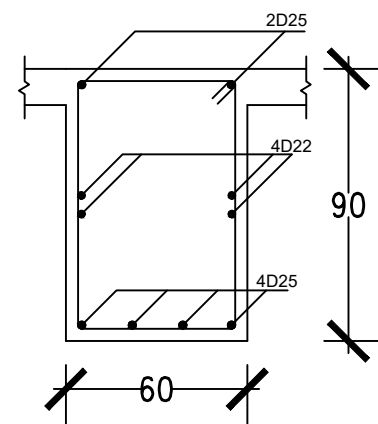
01 KEYPLAN BALOK B1
 S.6/27 1:500



02 PENULANGAN BALOK B1
 S.6/27 1:50



01 POTONGAN A - A
 S.6/27 1:25



01 POTONGAN B - B
 S.6/27 1:25

	TUMPUAN	LAPANGAN
TUL. ATAS	8 D 25	2 D 25
TUL. SAMPING	4 D 22	4 D 22
TUL. BAWAH	4 D 25	4 D 25
SENGKANG	2D13 - 90	2D13 - 100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

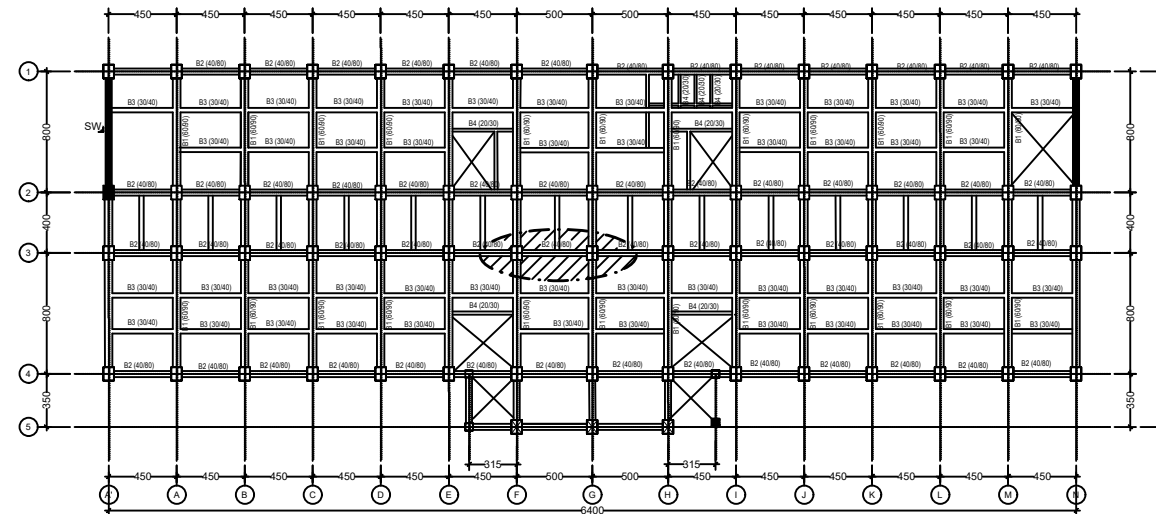
29

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

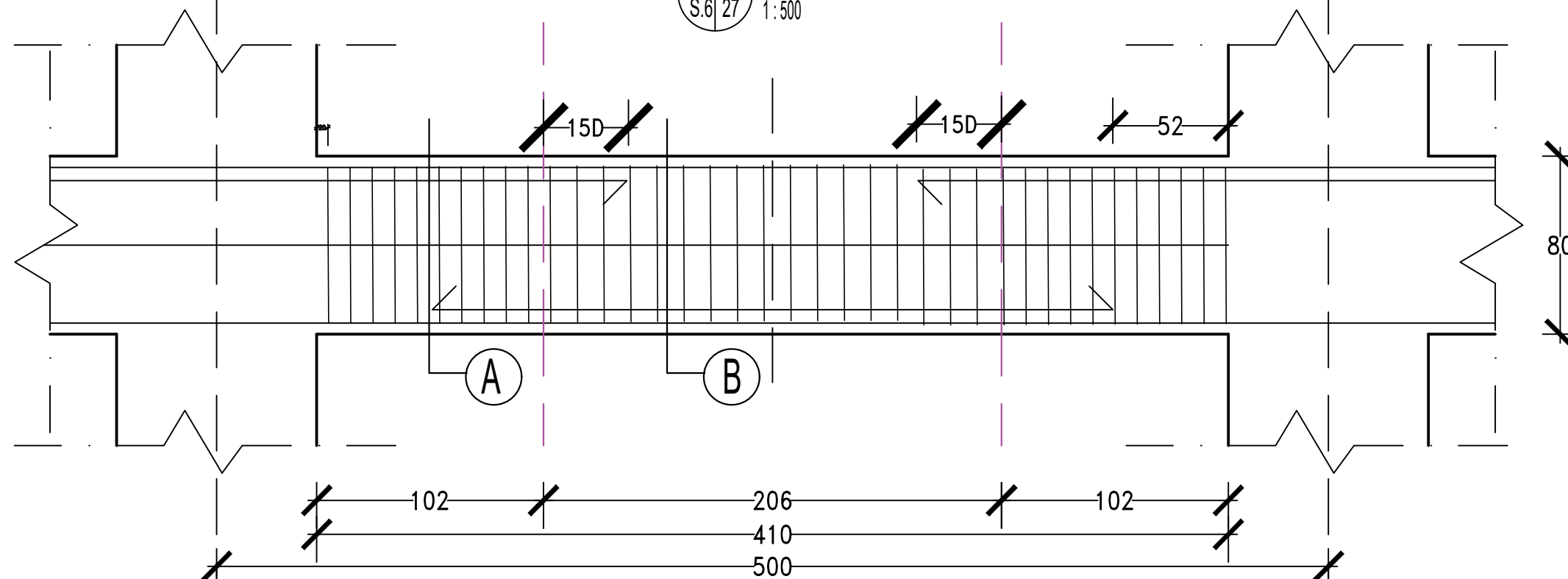
44



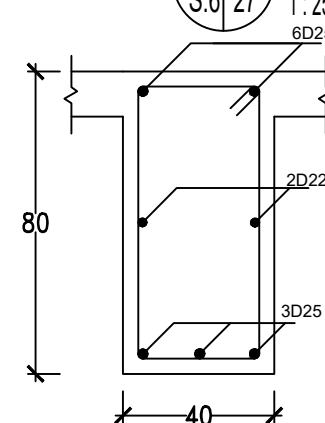
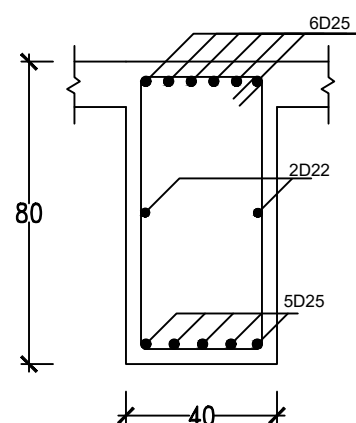
KOLOM 90/120

01 KEYPLAN BALOK B2
 S.6 | 27 1:500

KOLOM 90/120



02 PENULANGAN BALOK B2
 S.6 | 27 1:25



01 POTONGAN A - A
 S.6 | 27 1:20

01 POTONGAN B - B
 S.6 | 27 1:20

	TUMPUAN	LAPANGAN
TUL. ATAS	6 D 25	2 D 25
TUL. SAMPING	2 D 22	2 D 22
TUL. BAWAH	5 D 25	3 D 25
SENGKANG	2D13 - 90	2D13 - 100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

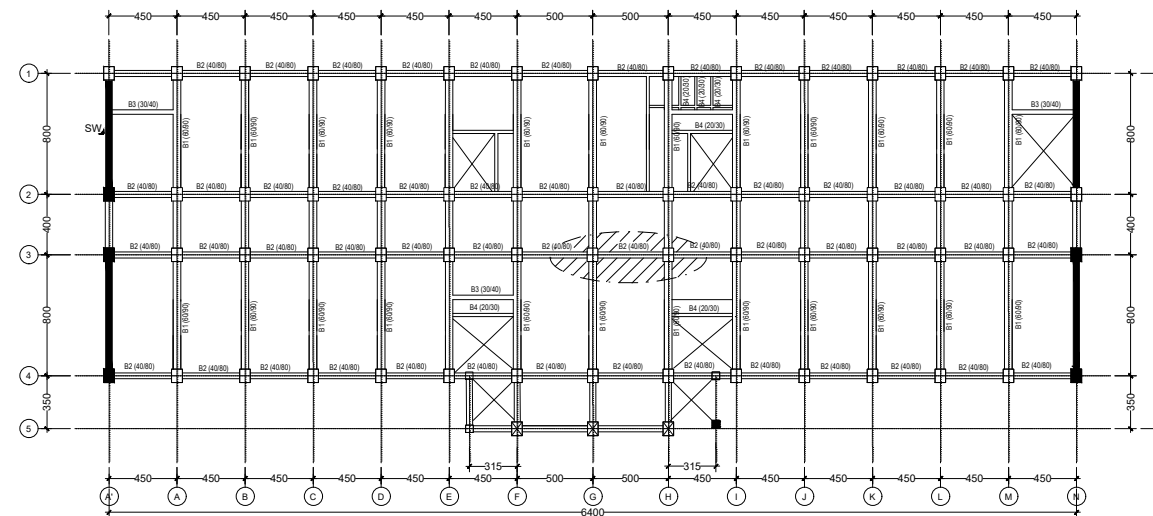
30

SKALA

-

JUMLAH LEMBAR

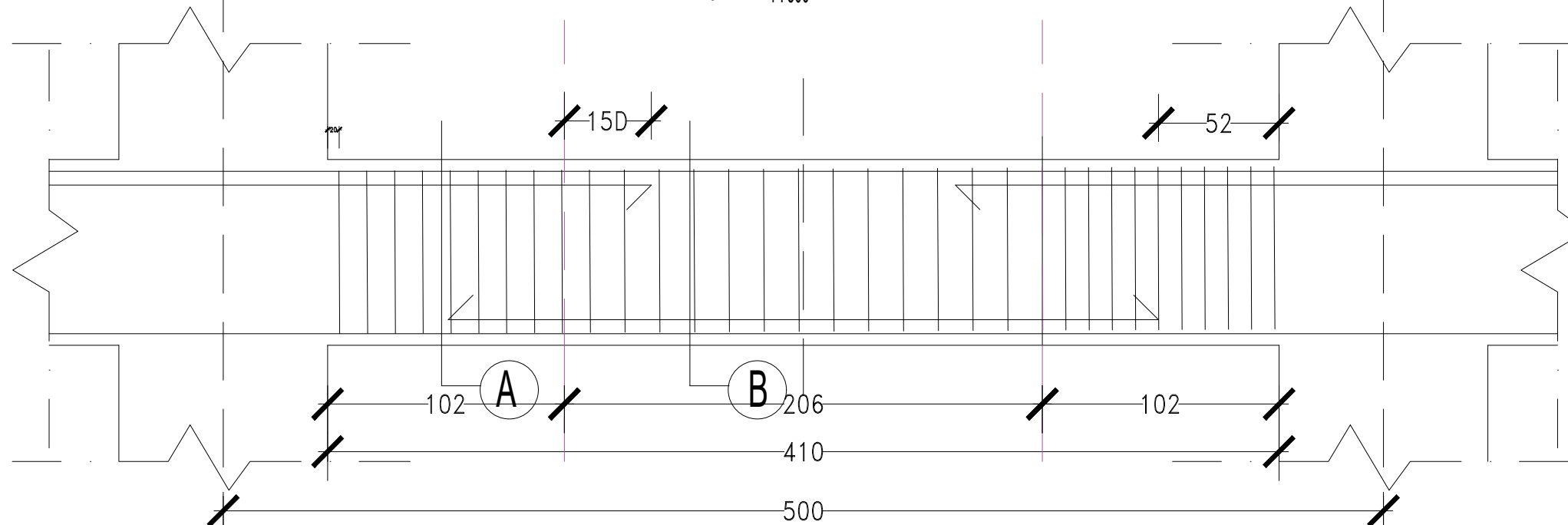
44



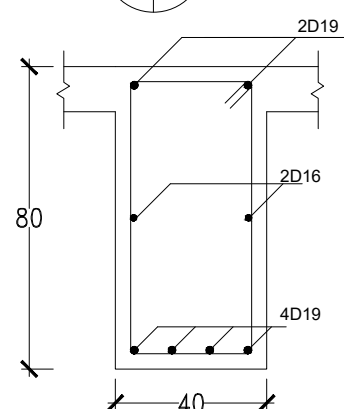
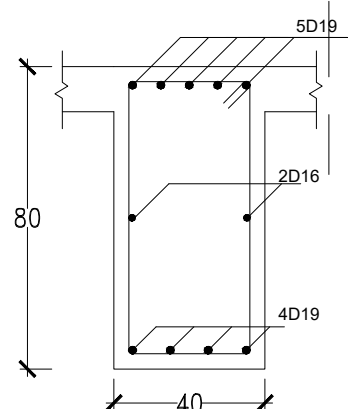
01 KEYPLAN BALOK B2A
 S.6 27 1:500

KOLOM 90/120

KOLOM 90/120



02 PENULANGAN BALOK B2A
 S.6 27 1:25



01 POTONGAN A - A
 S.6 27 1:20

01 POTONGAN B - B
 S.6 27 1:20

	TUMPUAN	LAPANGAN
TUL. ATAS	5 D 19	2 D 19
TUL. SAMPING	2 D 16	2 D 16
TUL. BAWAH	4 D 19	4 D 19
SENGKANG	2D13 - 120	2D13 - 150



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

SKALA

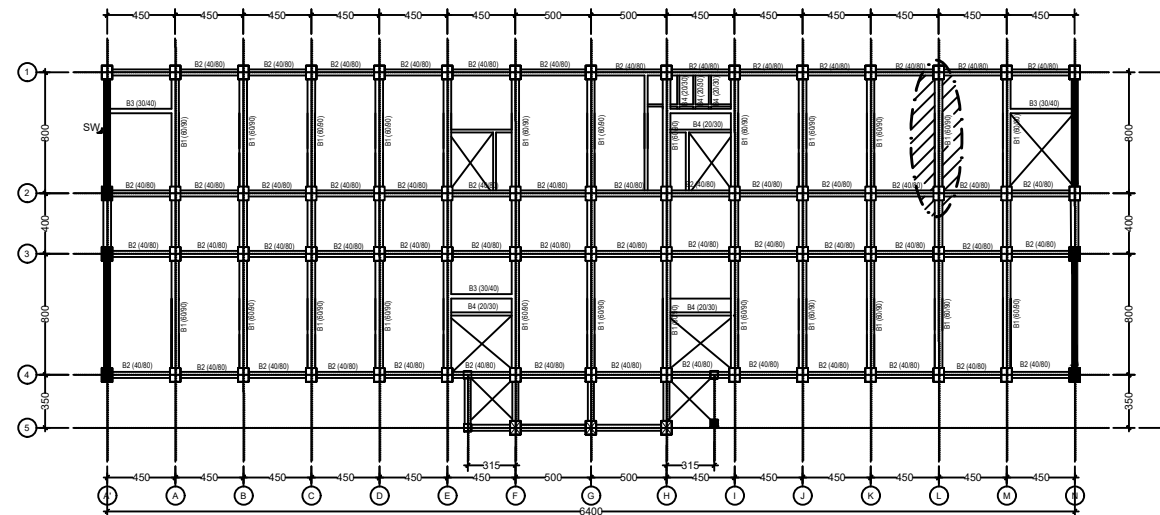
-

NO. LEMBAR

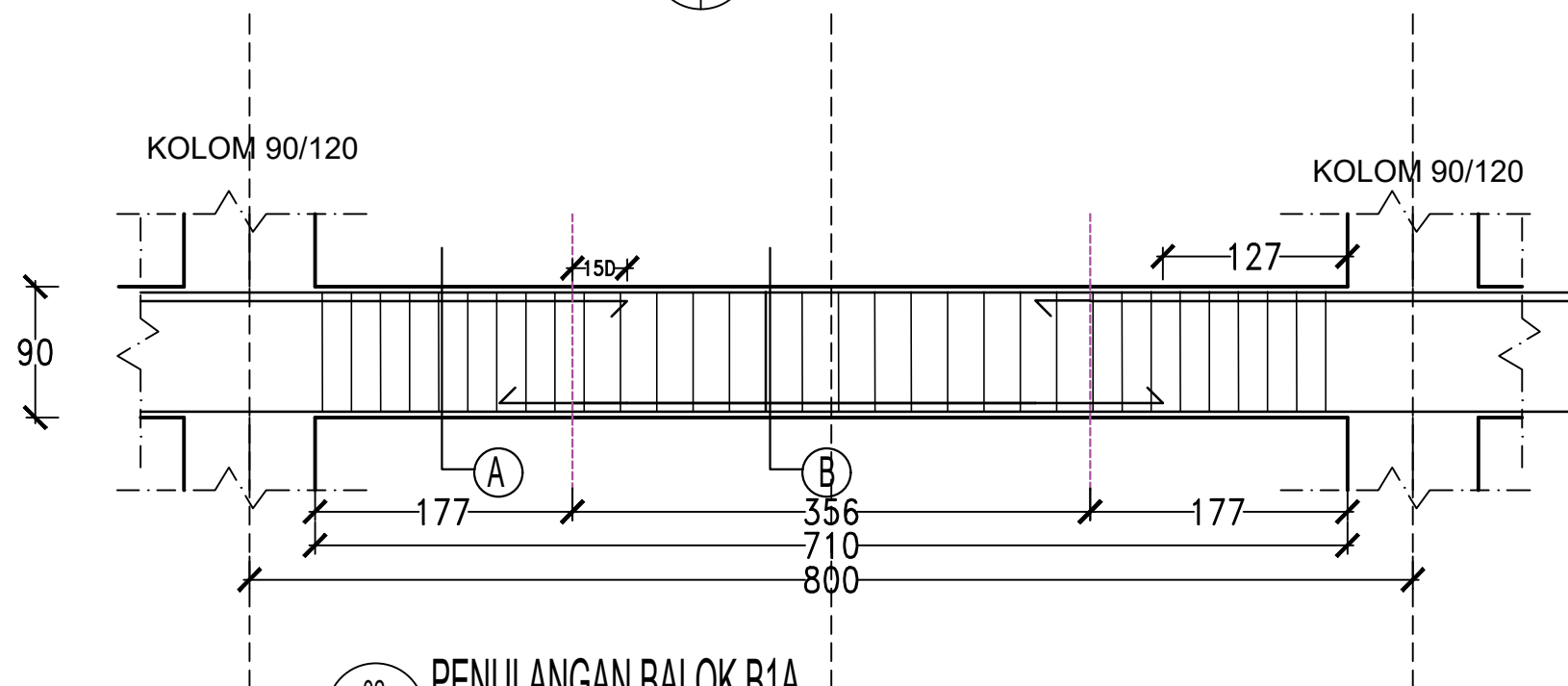
31

JUMLAH LEMBAR

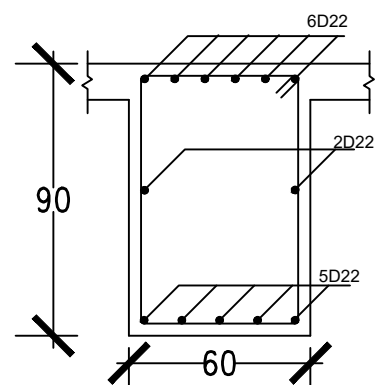
44



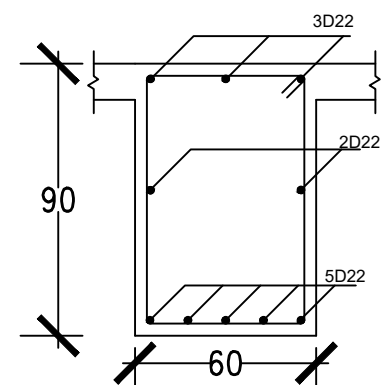
01 KEYPLAN BALOK B1A
 S.6/27 1:500



02 PENULANGAN BALOK B1A
 S.6/27 1:50



01 POTONGAN A - A
 S.6/27 1:25



01 POTONGAN B - B
 S.6/27 1:25

	TUMPUAN	LAPANGAN
TUL. ATAS	6 D 22	3 D 22
TUL. SAMPING	2 D 22	2 D 22
TUL. BAWAH	5 D 22	5 D 25
SENGKANG	2D13 - 200	2D13 - 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR	SKALA
STR	-
NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
34	44

KODE	K1	
POSISI	Daerah L0 dari Tumpuan	Daerah Lapangan (Luar L0)
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	900 x 1200	900 x 1200
TUL. LONG	20 D 25	20 D 25
TUL. SENGKANG	5D13 - 100	5D13 - 100

KODE	K2	
POSISI	Daerah L0 dari Tumpuan	Daerah Lapangan (Luar L0)
GAMBAR POTONGAN		
DIMENSI (mm)	500 x 500	500 x 500
TUL. LONG	12 D 25	12 D 25
TUL. SENGKANG	4D13 - 100	4D13 - 100

01 PENULANGAN BALOK K1
 S.6/27 1:20

01 PENULANGAN BALOK K2
 S.6/27 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
PASCA SARJANA UNIVERSITAS
MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
MUTU BETON = 35 Mpa
MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

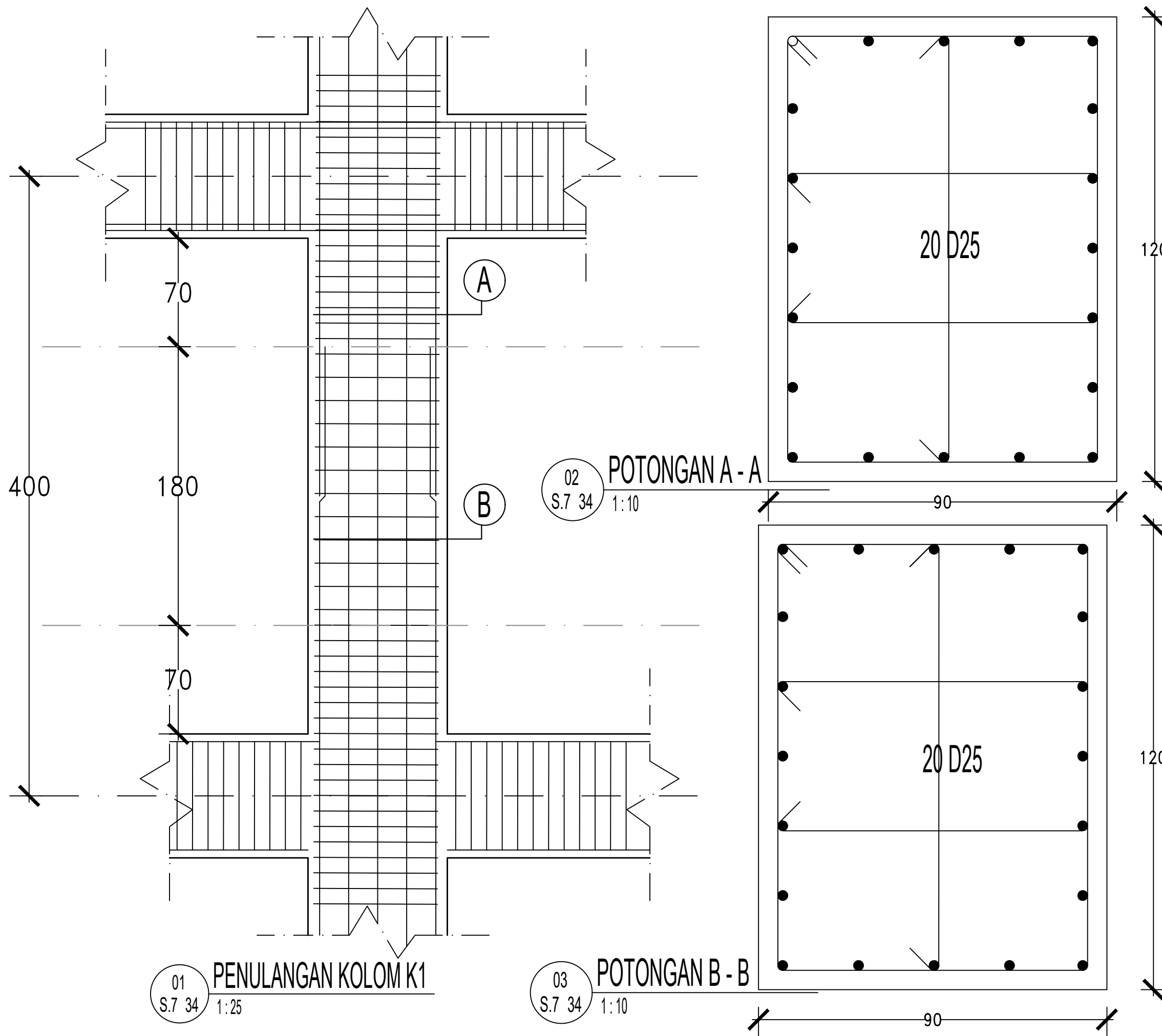
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

35

44





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

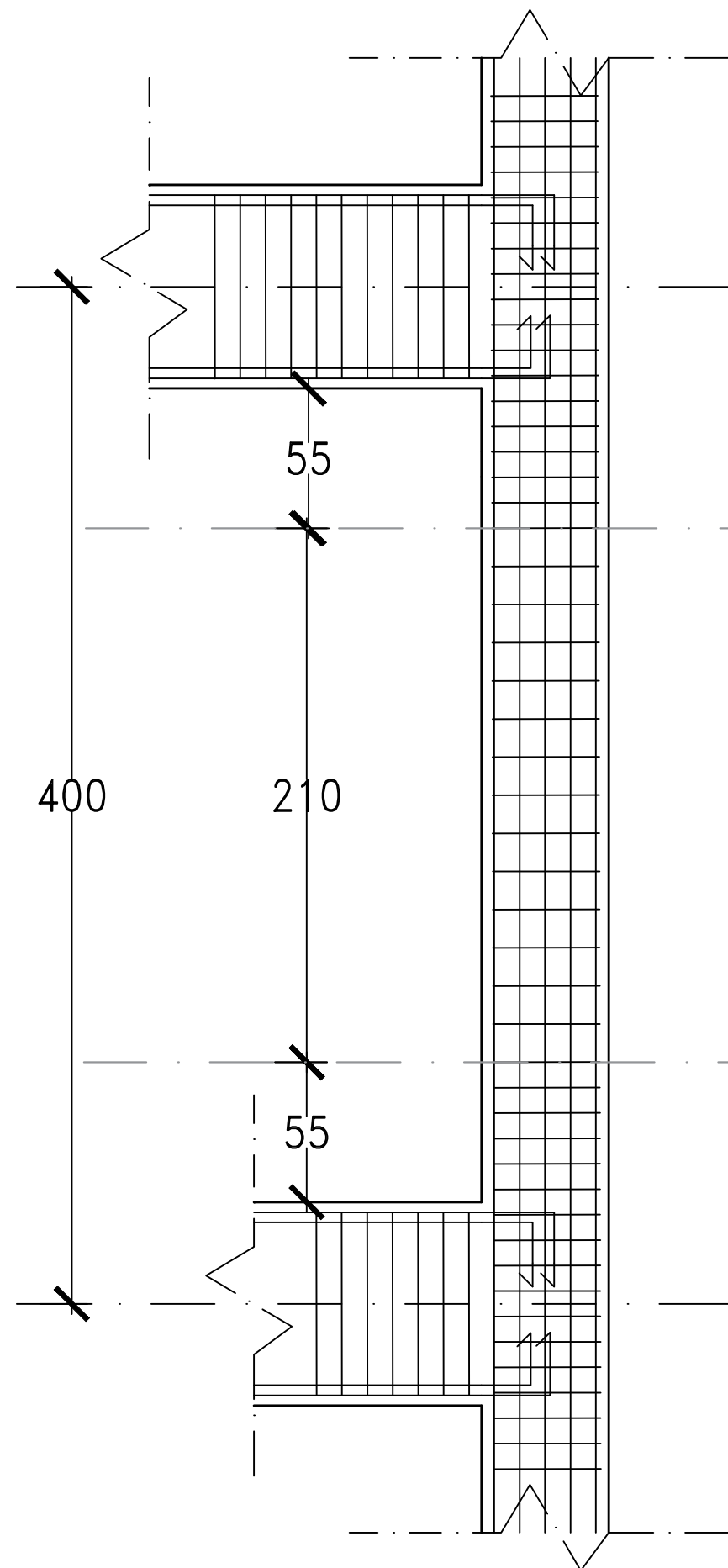
36

SKALA

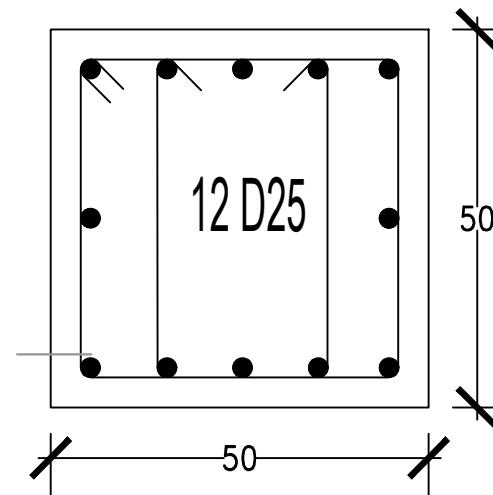
-

JUMLAH LEMBAR

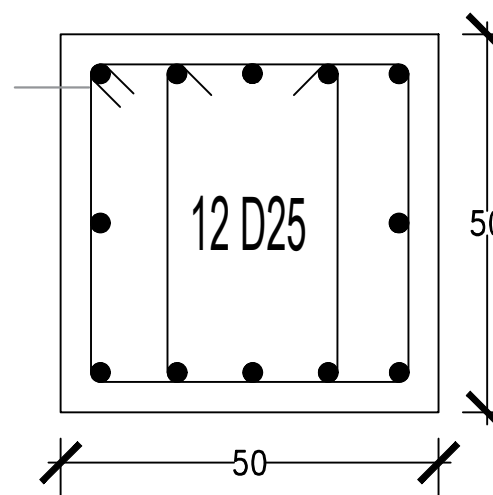
44



01
 S.7 34 1:25
PENULANGAN KOLOM K2



02
 S.7 34 1:10
POTONGAN A - A



03
 S.7 34 1:10
POTONGAN B - B



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

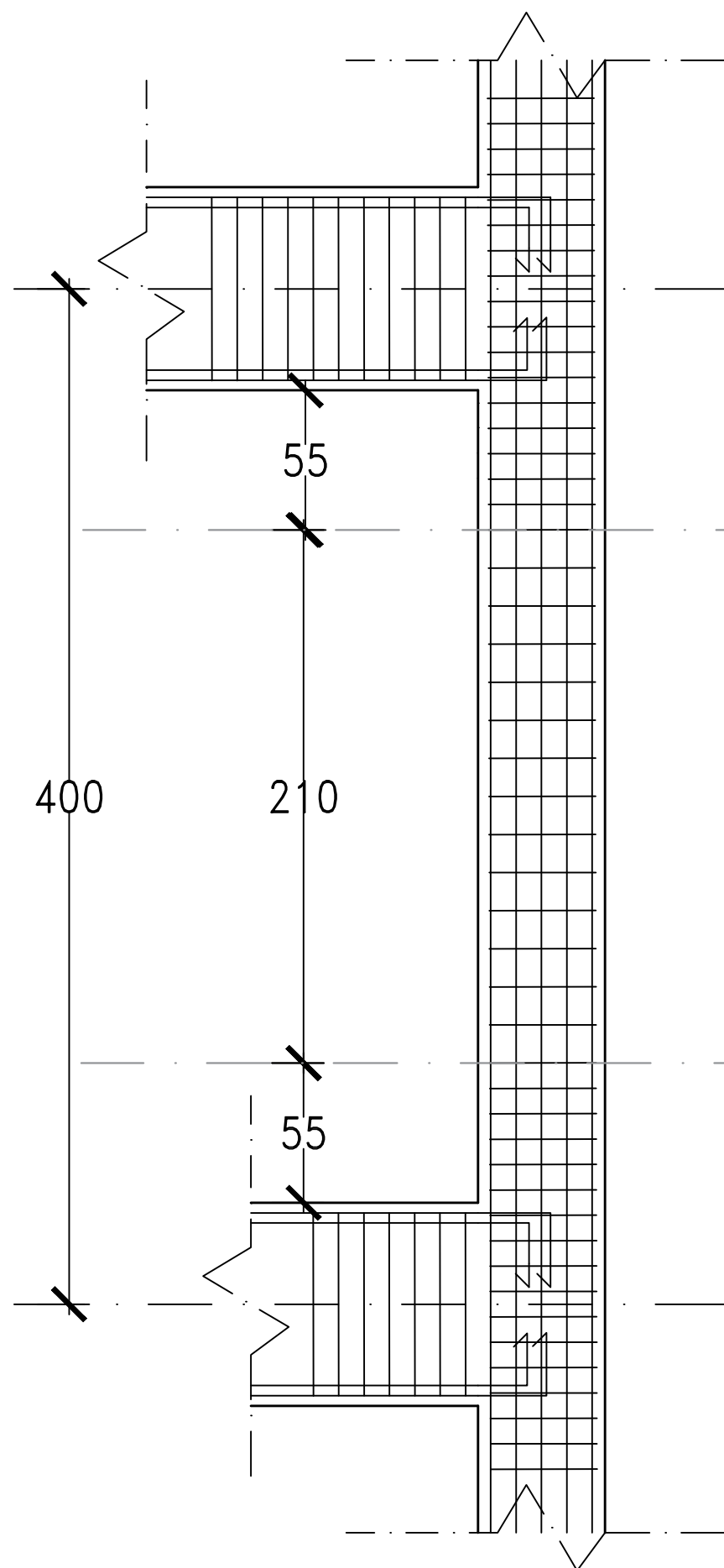
-

NO. LEMBAR

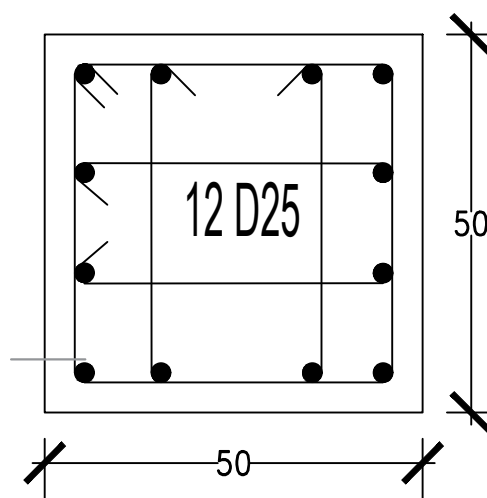
JUMLAH LEMBAR

36

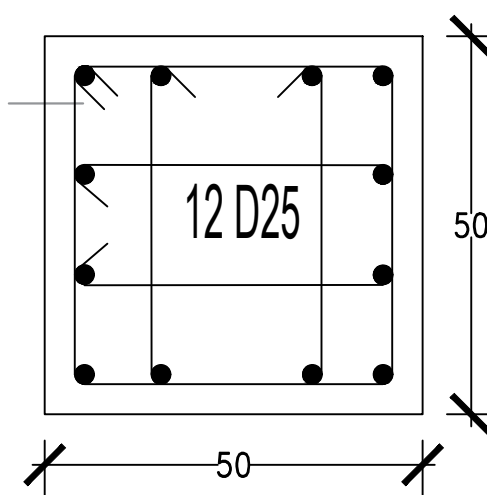
44



01
 S.7 34 1:25
PENULANGAN KOLOM K2



02
 S.7 34 1:10
POTONGAN A - A



03
 S.7 34 1:10
POTONGAN B - B



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

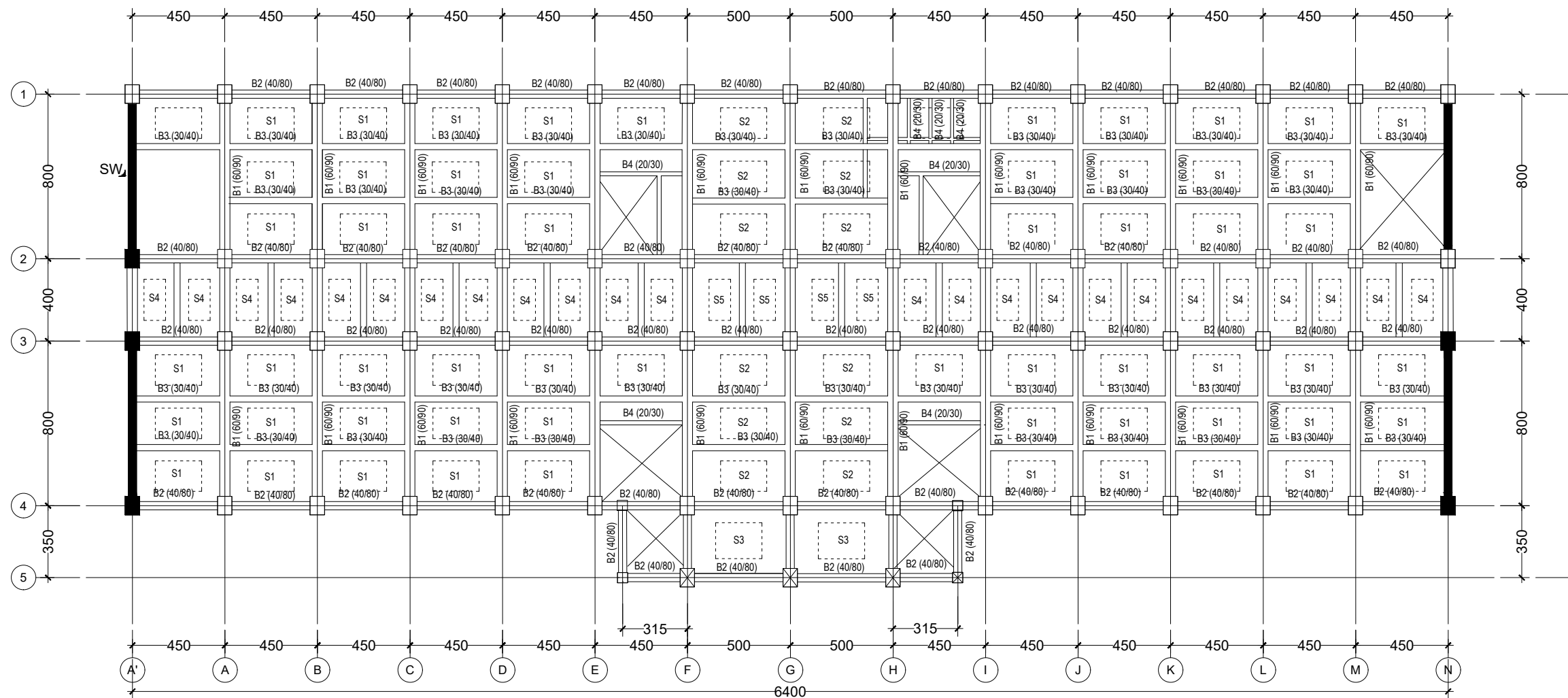
NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR



DENAH RENCANA PLAT
 1:150

KODE GAMBAR	SKALA
STR	-
NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
19	44



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

20

SKALA

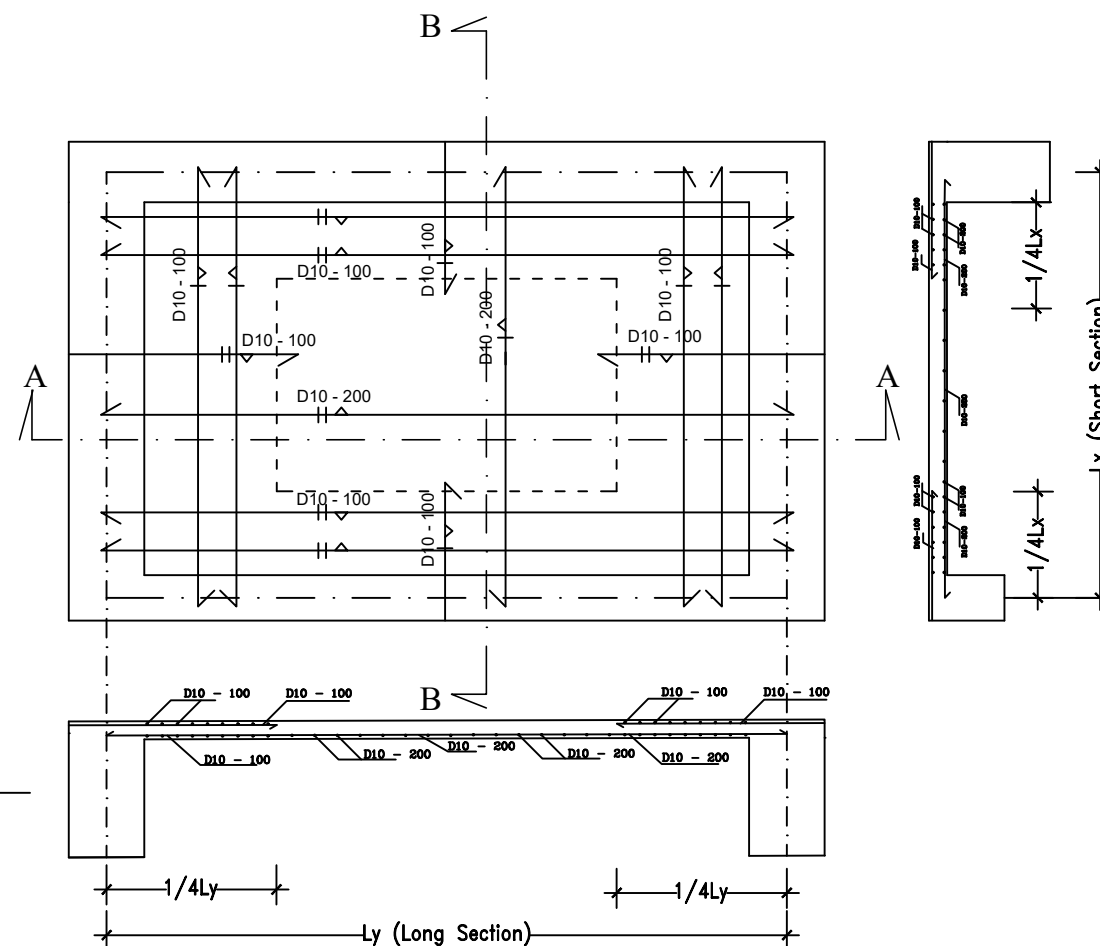
-

JUMLAH LEMBAR

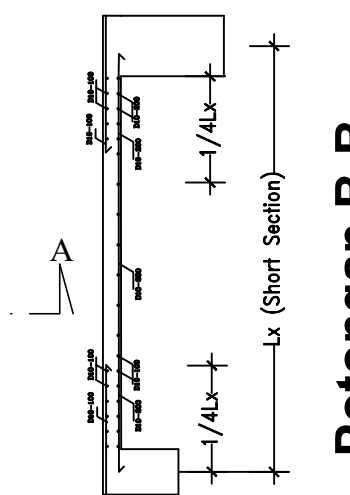
44

JENIS PLAT	Ly x Lx
A	4,5 x 2,67

01
 S.5 | 24
 DETAIL PLAT S1 (T = 120)
 1:50



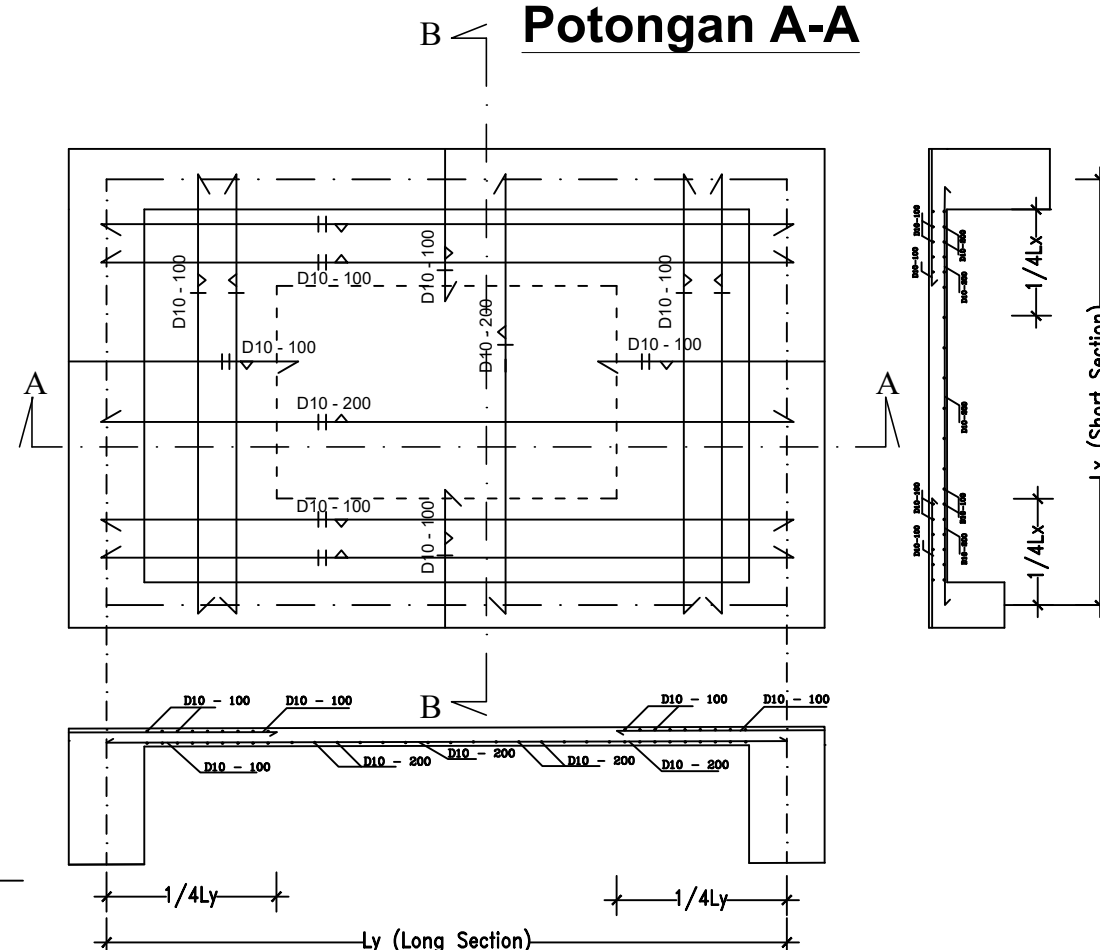
Potongan A-A



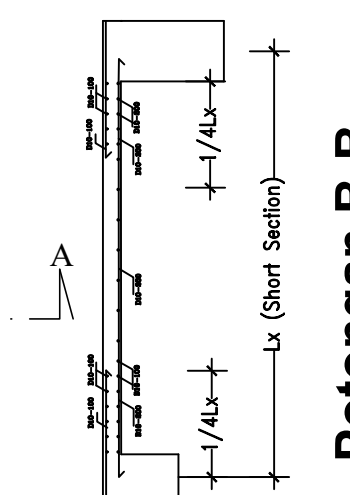
Potongan B-B

JENIS PLAT	Ly x Lx
B	5 x 2,67

01
 S.5 | 24
 DETAIL PLAT S2 (T = 120)
 1:50



Potongan A-A



Potongan B-B



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

21

SKALA

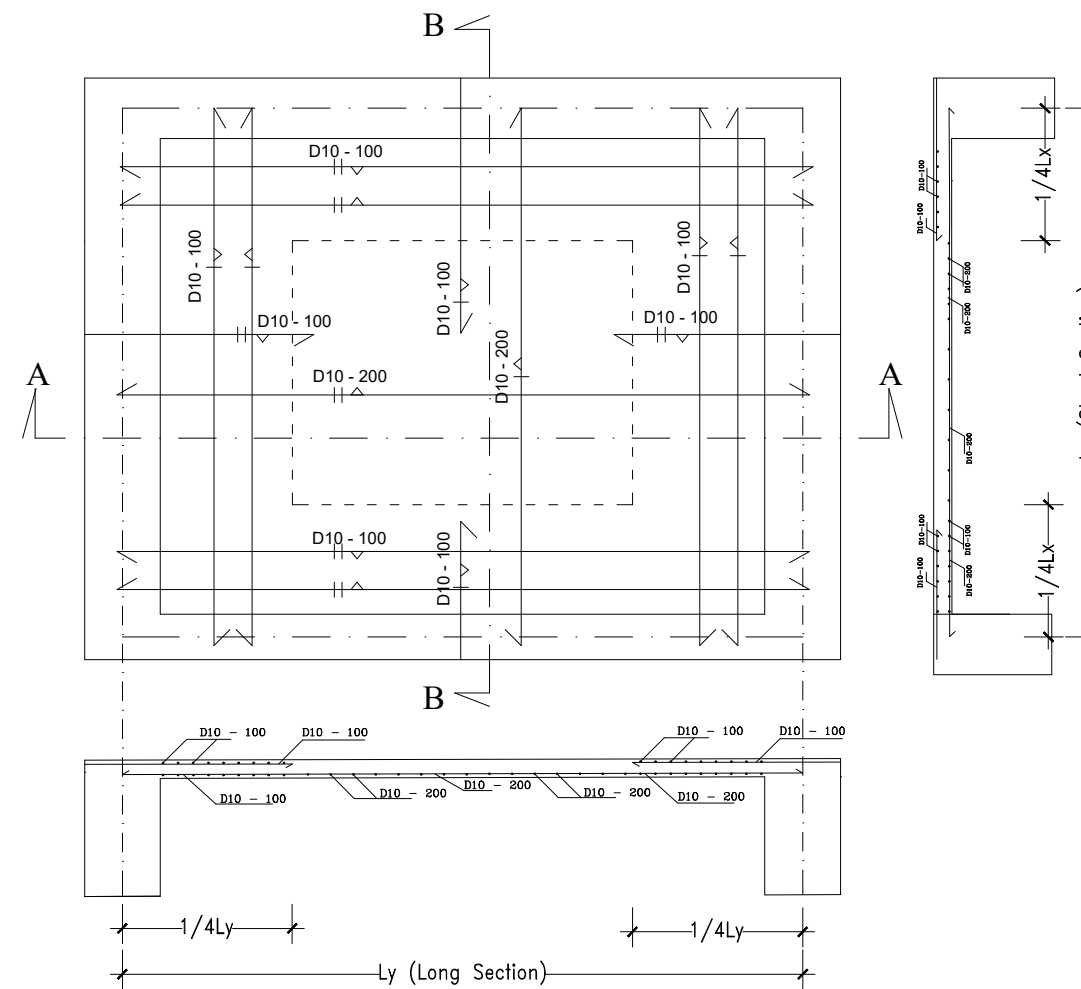
-

JUMLAH LEMBAR

44

JENIS PLAT	Ly x Lx
C	5 x 3,5

01
 S.5 24
 DETAIL PLAT S3 (T = 120)
 1:50

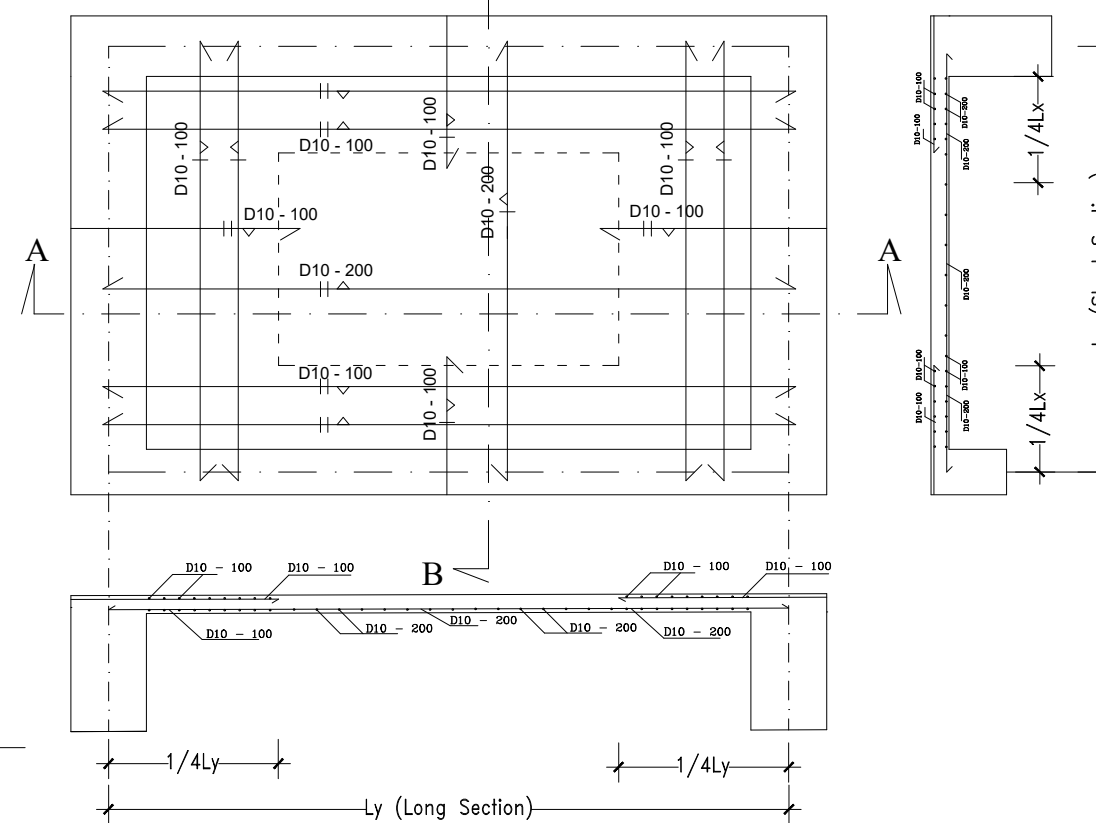


Potongan A-A

Potongan B-B

JENIS PLAT	Ly x Lx
D	4 x 2,25

01
 S.5 24
 DETAIL PLAT S4 (T = 120)
 1:50



Potongan A-A

B <



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

22

SKALA

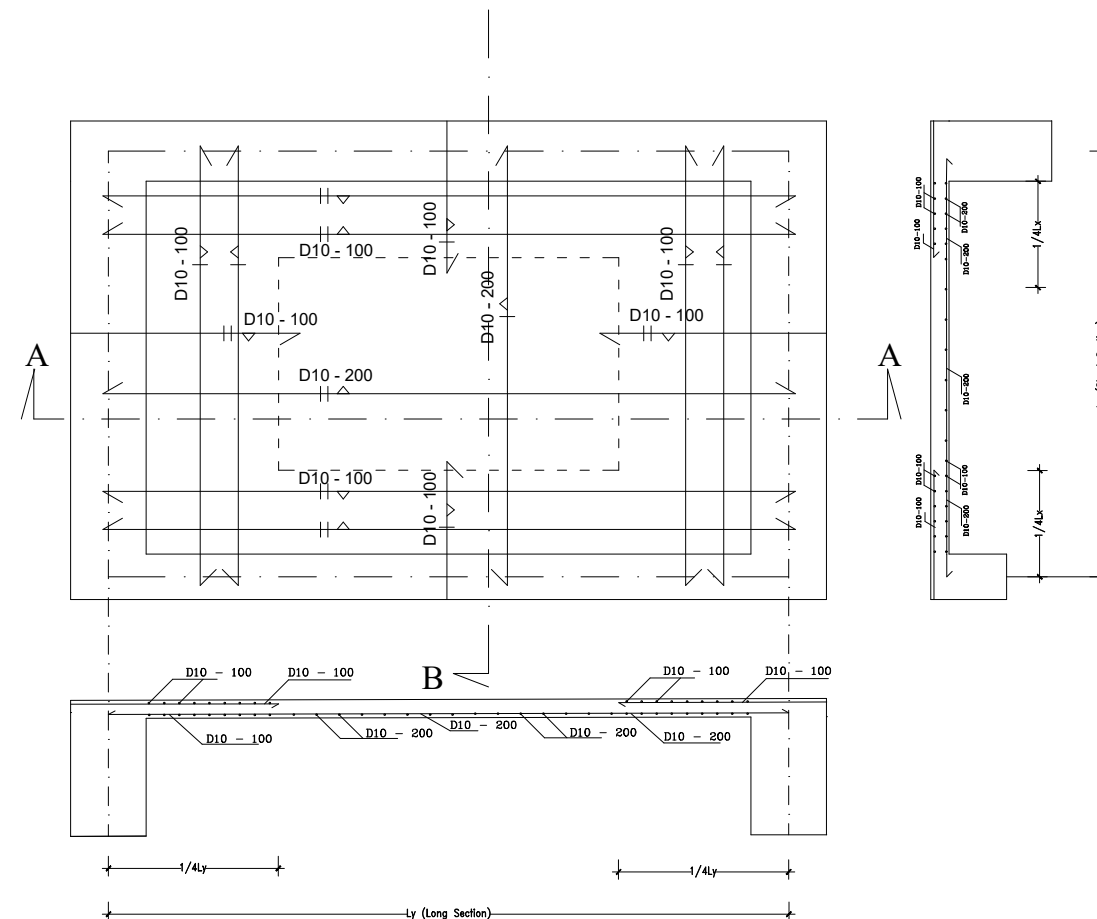
-

JUMLAH LEMBAR

44

JENIS PLAT	Ly x Lx
D	4 x 2,25

DETAIL PLAT S5 (T = 120)
 1 : 50



Potongan A-A

Potongan B-B



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

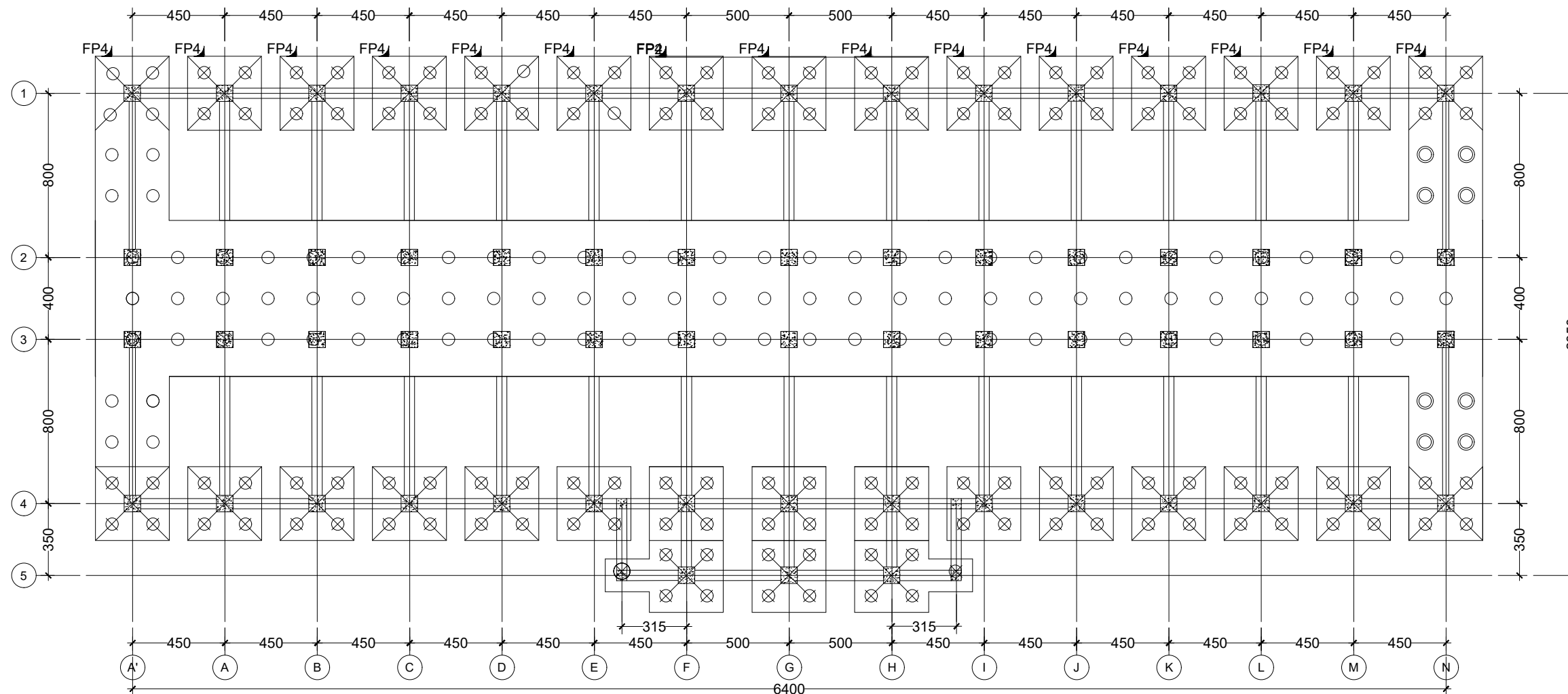
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

40

44



01 DENAH RENCANA PONDASI
 S.6 | 25 1:250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI
 DIV DEPARTEMEN INFRASTRUKTUR SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
 PASCA SARJANA UNIVERSITAS
 MUHAMMADIYAH MALANG MENGGUNAKAN
 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
 (SRPMK) DAN SHEARWALL SERTA METODE
 PELAKSANAAN PONDASI RAFT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
 NIP. 19630726 198903 1 003

NAMA MAHASISWA

Fryan Chentyo Joelia Mubaroch
 NRP. 10111410000018

KETERANGAN

FUNGSI BANGUNAN = BANGUNAN PENDIDIKAN
 KONDISI TANAH = TANAH LUNAK
 MUTU BETON = 35 Mpa
 MUTU BAJA = 400 Mpa

NAMA GAMBAR

KODE GAMBAR

SKALA

STR

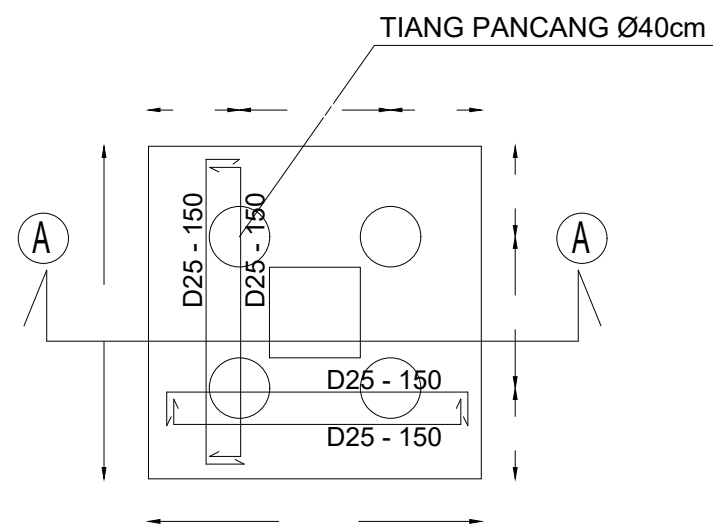
-

NO. LEMBAR

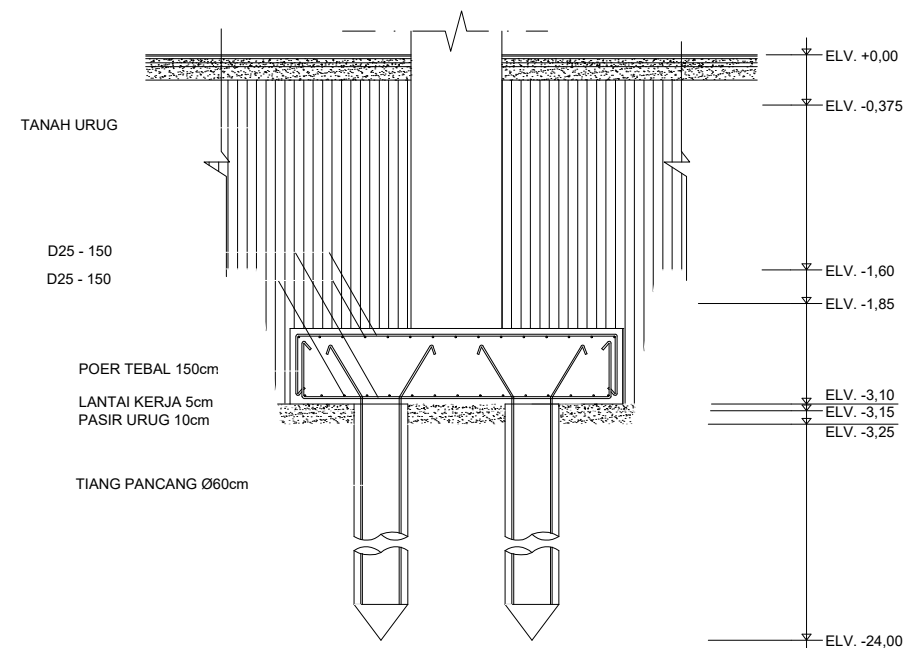
JUMLAH LEMBAR

41

44



PENULANGAN PONDASI P1
 1:10



POTONGAN A-A PONDASI P1
 1:10