



TUGAS AKHIR - RC141501

**ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN
GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM
INTERAKTIF *RIDIG FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL*
PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI**

FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP 3115 105 021

Dosen Pembimbing:
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof.Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC141501

**ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN
GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM
INTERAKTIF *RIGID FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL*
PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI**

FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP 3115 105 021

Dosen Pembimbing:
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof.Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT - RC141501

**ANALYSIS AND DESIGN OF 50-FLOOR HIGH-RISE
BUILDING STRUCTURES WITH INTERACTIVE RIGID
FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL SYSTEM IN
HIGH SEISMIC RISK REGION**

FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP 3115 105 021

Academic Supervisor:
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof.Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF RIGID
FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL PADA WILAYAH
RESIKO GEMPA TINGGI**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP. 3115105 021

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Prof. Tavo, ST., MT., PhD
NIP : 197003271997021001

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP : 195004031976031003

SURABAYA
Juli, 2017

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF *RIGID FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL* PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

Nama Mahasiswa : Febra Darno Eka Windra
NRP : 3115105021
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

Abstrak

LPMP Sumbar adalah Lembaga Penjaminan Mutu Pendidikan yang berlokasi Di Kota Padang. Kebutuhan akan ruang dan kurangnya lahan pada kompleks LPMP, merupakan tantangan yang harus diatasi dalam pembangunan. Bangunan bertingkat banyak adalah salah satu solusi pembangunan terhadap kurangnya lahan dan ruang. Dalam perencanaan struktur bangunan gedung tinggi ini, diperlukan sistem struktur yang mampu memikul gaya aksial maupun lateral, terutama struktur ini direncanakan pada wilayah resiko gempa tinggi. Untuk itu, digunakan sistem interaktif *rigid frame-shear wall-core wall*.

Struktur bangunan ini direncanakan dengan tinggi per lantai 370cm dan tinggi totalnya adalah 1850cm. Material struktur menggunakan beton bertulang ($f'c$ 50Mpa dan f_y 400Mpa). Dari analisa dan perhitungan diperoleh hasil desain berbagai jenis komponen struktur yaitu, tebal pelat lantai 125mm, balok 45cm x 70cm, dimensi kolom pada kondisi maksimum yaitu pada lantai dasar (140cm x 140cm), dimensi dinding geser dengan tebal 50cm yang dipasang komponen batas khusus, dan pondasi dengan diameter 100cm dan pour dengan tebal minimal 120cm.

Kata Kunci: *bored pile, core wall*, resiko gempa tinggi, sistem interaktif, *rigid frame, shear wall*, gedung tinggi.

ANALYSIS AND DESIGN OF 50-FLOOR HIGH-RISE BUILDING STRUCTURES WITH INTERACTIVE RIGID FRAME – SHEAR WALL – CORE WALL SYSTEM IN HIGH SEISMIC RISK REGION

Name : Febra Darno Eka Windra
NRP : 3115105021
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

Abstract

LPMP West Sumatera is an Education Quality Assurance Agency located in Padang city. The need for space and lack of land in the LPMP complex, is a challenge that must be addressed in the city development. Multi-story building is one of the development solutions to the lack of land and space. In the design of this high-rise building structures, a structural system which can carry the axial and lateral forces is required, particularly when it is designed in the highly seismic region. Therefore, the rigid frame-shear wall-core wall interactive system is used.

The structure of this building is designed with a story height of 370 cm and its total height of 1850 cm. The structural material is reinforced concrete (f'_c 50 MPa and f_y 400 MPa). From the analysis and calculation, the result of the design of various types of structural components are 125 mm thickness of floor slab, 45 cm x 70 cm beam, the maximum column dimension is located at ground floor (140 cm x 140 cm), 50 cm-thick shear wall with special boundary element, and pile foundation with diameter of 100 cm and pile caps with the minimum thickness of 120 cm.

Keywords: bored pile, core wall, high seismic risk, interactive system, rigid frame, shear wall, tall building.

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Segala puji dan syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah serta karunia-Nya yang telah diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini tepat pada waktunya dengan baik.

Pada kesempatan ini ijinlah penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D, dan bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA, sebagai dosen pembimbing yang memberikan banyak bantuan, masukan dan arahan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, ST., M.Sc., selaku Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil ITS.
3. Bapak Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT., sebagai dosen wali yang selalu memberikan motivasi dan semangat selama menempuh pendidikan di Program S1 Teknik Sipil ITS.
4. Seluruh dosen pengajar jurusan Teknik Sipil ITS yang secara tidak langsung telah memberikan bimbingan dan ilmu yang sangat bermanfaat kepada penulis.
5. Seluruh teman-teman Teknik Sipil ITS.
6. Kedua orang tua yang selalu memberikan do'a.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa tugas akhir ini jauh dari sempurna. Sehingga, besar harapan adanya koreksi dan masukan dari semua pihak untuk kesempurnaan Tugas Akhir ini. Semoga apa yang telah dikerjakan dalam Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi siapapun yang memahaminya.

Surabaya, Juli 2017

Febra Darno Eka Windra

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK.....	i
ABSTRACT	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR.....	ix
DAFTAR TABEL.....	xii
BAB I	
PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.2.1 Permasalahan Utama	3
1.2.2 Rincian Permasalahan	3
1.3 Tujuan.....	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Detail Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat	5
BAB II	
TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum.....	7
2.2 Perkembangan Bangunan Tinggi.....	7
2.3 Material Struktur.....	10
2.4 Sistem Struktur.....	11
2.5 Komponen Struktur.....	13
2.6 Pembebanan Struktur.....	13
2.7 Pemodelan Struktur.....	15
2.8 Struktur Bawah.....	16

BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum.....	17
3.2 Pengumpulan Data Dan Studi Literatur.....	19
3.3 Preliminary Desain	21
3.4 Analisis Dan Desain Struktur Sekunder	21
3.5 Pembebanan.....	24
3.6 Pemodelan Dan Analisis Struktur Dengan Program Bantu Etabs 2013	25
3.7 Kontrol Analisis.....	26
3.8 Desain Struktur Primer	26
3.9 Analisis Dan Desain <i>Bored Pile</i>	29
3.10 Gambar Desain	29
3.11 Selesai	29

BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Desain Pendahuluan.....	31
4.1.1 Data Desain Pendahuluan.....	31
4.1.2 Desain Pendahuluan Balok.....	32
4.1.3 Desain Pendahuluan Pelat Lantai	33
4.1.4 Desain Pendahuluan Kolom	41
4.1.5 Desain Pendahuluan <i>Shear Wall</i> dan <i>Core Wall</i> ..	57
4.2 Analisis dan Desain Struktur Sekunder	59
4.2.1 Struktur Pelat Lantai.....	59
4.2.2 Struktur Tangga	76
4.3 Analisis Struktur	81
4.3.1 Pemodelan Struktur	81
4.3.1.1 Pendahuluan	81
4.3.1.2 Kolom.....	84
4.3.1.3 Balok	86
4.3.1.4 Pelat Lantai	88
4.3.1.5 <i>Shear Wall</i>	89
4.3.1.6 <i>Core Wall</i>	91
4.3.1.7 Perletakan.....	94

4.3.2	Perhitungan Beban Struktur	96
4.3.2.1	Beban Mati.....	96
4.3.2.2	Beban Hidup	100
4.3.2.3	Beban Angin	101
4.3.2.4	Beban Gempa.....	102
4.3.2.5	Kombinasi Beban.....	120
4.3.3	Analisis Options Pada Etabs 2013.....	122
4.3.4	Kontrol Analisis Struktur	126
4.3.4.1	Dual Sistem.....	126
4.3.4.2	Nilai Akhir Respon Spektrum.....	127
4.3.4.3	Partisipasi Massa.....	139
4.3.4.4	Simpangan Antar Lantai (<i>Story Drift</i>) ..	140
4.3.4.5	Pengaruh P-Delta	146
4.3.5	Rangkuman Hasil Analisis Struktur	152
4.4	Desain Struktur <i>Rigid Frame</i>	153
4.4.1	Desain Komponen Struktur Lentur SRMPK.....	153
4.4.1.1	Desain Tulangan <i>Longitudinal</i>	153
4.4.1.2	Desain Tulangan Geser	170
4.4.1.3	Desain Panjang Penyaluran dan <i>Cut-off Point</i>	176
4.4.1.4	Rangkuman Hasil Perhitungan.....	179
4.4.2	Desain Komponen Struktur Kolom SRMPK	181
4.4.2.1	Definisi Kolom K1A (Interior)	182
4.4.2.2	Konfigurasi Penulangan <i>Longitudinal</i> Kolom K1A (Interior)	182
4.4.2.3	Kuat Kolom K1A (Interior)	183
4.4.2.4	Desain Tulangan <i>Confinement</i> Kolom K1A (Interior)	183
4.4.2.5	Desain Tulangan Geser Kolom K1A (Interior).....	184
4.4.2.6	Desain Hubungan Balok Kolom SRMPK Kolom K1A (Interior).....	190
4.4.2.7	Desain Sambung Lewatan Kolom K1A (Interior).....	194
4.4.2.8	Rangkuman	193

4.4.2.9	Definisi Kolom K3A (Eksterior).....	199
4.4.2.10	Konfigurasi Penulangan <i>Longitudinal</i> Kolom K3A (Eksterior).....	199
4.4.2.11	Kuat Kolom K3A (Eksterior).....	200
4.4.2.12	Desain Tulangan <i>Confinement</i> Kolom K3A (Eksterior).....	202
4.4.2.13	Desain Tulangan Geser Kolom K3A (Eksterior)	184
4.4.2.14	Desain Hubungan Balok Kolom SRMPK Kolom K3A (Eksterior).....	207
4.4.2.15	Desain Sambung Lewatan Kolom K3A (Eksterior)	209
4.4.2.16	Rangkuman	211
4.5	Desain Dinding Geser Khusus.....	215
4.5.1	Desain Komponen <i>Shear Wall</i>	215
4.5.2	Desain Komponen <i>Core Wall</i>	227
4.5.2.1	Desain <i>Couple Wall</i>	227
4.5.2.2	Desain <i>Couple Beam</i>	228
4.6	Desain Struktur Bawah	233
4.6.1	Desain Pondasi dan Pour Kolom	233
4.6.1.1	Desain Pondasi Kolom.....	233
4.6.1.2	Desain Pour Kolom.....	240
4.6.2	Desain Pondasi dan Pour Dinding Geser.....	245
4.6.2.1	Desain Pondasi Dinding Geser.....	245
4.6.2.2	Desain Pour Dinding Geser.....	252

BAB V

PENUTUP

5.1	Kesimpulan.....	259
5.2	Saran	260

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

BIODATA PENULIS

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Gedung Runtuh Setelah Kejadian Gempa Padang (2009)	2
Gambar 2.1	Evolusi Sistem Struktur Pada Gedung Tinggi	10
Gambar 2.2	Hubungan Antara Berat Material dan Tinggi Bangunan	11
Gambar 2.3	Interaksi Pada Sistem Rangka Dan Dinding Geser Saat Menerima Beban Lateral	11
Gambar 2.4	Interaksi <i>Rigid Frame – Shear Wall</i>	12
Gambar 2.5	Figur Dinding Geser Menerima Gaya Gempa	13
Gambar 3.1	Diagram Alir Tahapan Pengerjaan Tugas Akhir	18
Gambar 4.1	Bagian Slab Yang Disertakan Dengan Balok	34
Gambar 4.2	Sketsa Tinjauan Plat Lantai	35
Gambar 4.3	Sketsa Tinjauan Kolom K1 Grid C4	43
Gambar 4.4	Sketsa Tinjauan Penulangan Plat Lantai	59
Gambar 4.5	Denah Penempatan Tangga Pada Lantai 44 (ditandai dengan garis merah)	76
Gambar 4.6	Pemilihan Grid	81
Gambar 4.7	Pengaturan Satuan	82
Gambar 4.8	Pengaturan Tinggi dan Jumlah Lantai	83
Gambar 4.9	Pengaturan Dimensi Grid	83
Gambar 4.10	Definisi Data Material	84
Gambar 4.11	Definisi Penampang Elemen Kolom	85
Gambar 4.12	Penggambaran Elemen Kolom	86
Gambar 4.13	Definisi Penampang Elemen Balok	87
Gambar 4.14	Penggambaran Elemen Balok	87
Gambar 4.15	Definisi Penampang Elemen Plat	88
Gambar 4.16	Penggambaran Elemen Plat	89
Gambar 4.17	Definisi Penampang Elemen <i>Shear Wall</i>	90
Gambar 4.18	Definisi <i>Shear Wall</i> Sebagai <i>Pier</i>	91
Gambar 4.19	Definisi <i>Core Wall</i> Sebagai <i>Pier</i> dan	

	<i>Spandrel</i>	92
Gambar 4.20	Definisi Penampang Elemen <i>Core Wall</i>	93
Gambar 4.21	Pemodelan Bukaan Pada <i>Core Wall</i> dan <i>Spandrel</i>	93
Gambar 4.22	Pemodelan Perletakan Struktur	94
Gambar 4.23	Model 3D Struktur	95
Gambar 4.24	Perhitungan Otomatis Beban Mati Berat Sendiri	96
Gambar 4.25	Beban Mati Tambahan Pada Balok Eksterior	97
Gambar 4.26	Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai	98
Gambar 4.27	Beban Mati Tambahan Balok Lift	99
Gambar 4.28	Beban Hidup	100
Gambar 4.29	Beban Angin	101
Gambar 4.30	Respon Spektrum Desain	105
Gambar 4.31	Parameter <i>Load Case</i> beban Gempa	106
Gambar 4.32	Parameter <i>Mass Source</i>	107
Gambar 4.33	Lantai Sebagai <i>Diaphragms</i>	108
Gambar 4.34	Nilai Eksentrisitas Desain	119
Gambar 4.35	P-Delta <i>Options</i>	123
Gambar 4.36	Analisis Dinamik	124
Gambar 4.37	Pengaturan Derajat Kebebasan	125
Gambar 4.38	Pengaturan Jenis Beban Untuk Dianalisis	125
Gambar 4.39	Ilustrasi Perhitungan Berat Bangunan	128
Gambar 4.40	Ilustrasi Penentuan Nilai Periode (T)	131
Gambar 4.41	Faktor Modifikasi Gaya Gempa	134
Gambar 4.42	Grafik <i>Story Shear</i> Arah X	135
Gambar 4.43	Grafik <i>Story Drift</i> Arah X	146
Gambar 4.44	Diagram Momen Akibat Gravitasi, Gempa dan Kombinasi	154
Gambar 4.45	Lebar Efektif Sesuai Pasal 13.2.4	170
Gambar 4.46	Gaya Geser Desain Goyangan ke Kiri (pasal 21.6.2.2)	173
Gambar 4.47	Penyaluran Dalam Kondisi Tarik	179
Gambar 4.48	Penampang Balok tipe B1	180

Gambar 4.49	Diagram Interaksi Mn Kolom tipe K1A	185
Gambar 4.50	Gaya Geser Desain Untuk Kolom	184
Gambar 4.51	SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1	191
Gambar 4.52	Skema Geser Yang Terjadi Dijoint	193
Gambar 4.53	Konfigurasi Pemasangan Tulangan Transversal	195
Gambar 4.54	Penampang Kolom Tipe K1A	197
Gambar 4.55	Badan Kolom Tipe K1A	198
Gambar 4.56	Diagram Interaksi Mn Kolom tipe K3A	202
Gambar 4.57	Penampang Kolom Tipe K3A	212
Gambar 4.58	Badan Kolom Tipe K3A	213
Gambar 4.59	Dimensi Awal <i>Shear Wall</i>	216
Gambar 4.60	Diagram Interaksi <i>Shear Wall</i> Tipe LA	220
Gambar 4.61	Sketsa Desain <i>Shear Wall</i> Tipe LA	226
Gambar 4.62	Sketsa Desain <i>Couple Wall</i> Tipe CA	228
Gambar 4.63	Gambar S21.9.7 SNI 2847:2013	230
Gambar 4.64	Desain <i>Couple Beam</i>	232
Gambar 4.65	Jarak Pondasi Tiang	236
Gambar 4.66	Diagram Interaksi <i>Bored Pile</i>	238
Gambar 4.67	Desain Pondasi <i>Bored Pile</i>	239
Gambar 4.68	Geser Ponds Akibat Kolom	241
Gambar 4.69	Geser Ponds Akibat Pondasi	242
Gambar 4.70	Gaya Pada Pour	243
Gambar 4.71	Pondasi dan Pour Kolom Tipe K1A	244
Gambar 4.72	Jarak Pondasi Tiang Dinding Geser	247
Gambar 4.73	Jarak Pondasi Ketitik Berat Pour	249
Gambar 4.74	Diagram Interaksi <i>Bored Pile</i>	250
Gambar 4.75	Desain Pondasi <i>Bored Pile</i> Dinding Geser ...	251
Gambar 4.76	Geser Ponds Akibat Dinding	253
Gambar 4.77	Geser Ponds Akibat Pondasi.....	255
Gambar 4.78	Pondasi dan Pour Dinding Geser	257

DAFTAR TABEL

Tabel 4.1	Rangkuman Desain Pendahuluan Balok	33
Tabel 4.2	Berat Bahan Bangunan	41
Tabel 4.3	Beban Hidup	41
Tabel 4.4	Berat Komponen Gedung.....	42
Tabel 4.5	Dimensi Denah Sketsa Gambar 4.3	43
Tabel 4.6	Berat Komponen Struktur Utama	43
Tabel 4.7	Berat Komponen Tambahan	47
Tabel 4.8	Berat Beban Hidup.....	49
Tabel 4.9	Rangkuman Beban Kolom K1 Perlantai.....	50
Tabel 4.10	Beban Kolom K1 Masing-masing Tipe	50
Tabel 4.11	Perhitungan Dimensi Kolom K1 Masing- masing Tipe.....	53
Tabel 4.12	Rangkuman Hasil Desain Pendahuluan Kolom	55
Tabel 4.13	Rangkuman Hasil Perhitungan Tulangan Pelat Lantai	75
Tabel 4.14	Nilai Eksentrisitas	109
Tabel 4.15	Eksentrisitas Tambahan 5%	111
Tabel 4.16	Nilai Faktor (A).....	114
Tabel 4.17	Nilai Eksentrisitas Desain	117
Tabel 4.18	Kombinasi Berdasarkan Pasal 4.2.2.....	120
Tabel 4.19	Kombinasi Berdasarkan Pasal 7.4.3.....	121
Tabel 4.20	Rangkuman Persentase <i>Base Shear Reactions</i> <i>SRPM</i> dan <i>Wall</i>	126
Tabel 4.21	Rangkuman Perhitungan Berat Bangunan	129
Tabel 4.22	Nilai <i>Story Shear</i> Arah X.....	136
Tabel 4.23	Kontrol Partisipasi Massa	137
Tabel 4.24	<i>Storry Drift</i> Arah X.....	141
Tabel 4.25	<i>Story Drift</i> Arah Y.....	143
Tabel 4.26	Kontrol Pengaruh P-Delta Arah X.....	147
Tabel 4.27	Kontrol Pengaruh P-Delta Arah Y	149
Tabel 4.28	Nilai Gaya Dalam Kombinasi <i>Envelope</i>	154
Tabel 4.29	Rangkuman Perhitungan Balok Tipe B1.....	180
Tabel 4.30	Gaya Yang Bekerja Pada Perhitungan Pondasi	233



BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Komplek LPMP merupakan sebuah area Lembaga Penjaminan Mutu Pendidikan di Sumatera Barat, tepatnya berlokasi di Kota Padang. Area lahan kompleks ini telah penuh berisikan bangunan gedung kantor dan kebanyakan area dipenuhi oleh bangunan gedung asrama.

Seiring dengan tuntutan lingkungan, dibutuhkan minimal 40% lahan kosong dari area kompleks keseluruhan. Untuk perkembangan serta kemajuan dari LPMP Sumbar ini, tidak lepas dari peningkatan kebutuhan dan keinginan atas ruang bangunan gedung. Dari keadaan ini maka, dilakukan penataan ulang kawasan pada kompleks LPMP Sumbar yaitu berupa *design master plan* baru, yang mengakibatkan desain bangunan gedung asrama disatukan hingga menjadi 30 (tiga puluh) lantai, adanya tambahan keinginan user menambah 20 (dua puluh) lantai yang akan difungsikan sebagai apartemen. Menurut Majore (2015) bangunan bertingkat banyak adalah salah satu solusi pembangunan terhadap kurangnya lahan. Hal yang menjadi sorotan mata adalah akan dibangun gedung dengan tinggi 50 (lima puluh) lantai di Kota Padang.

Menurut Hartuti (2009) Padang merupakan ibu kota Sumatera Barat berada dilokasi yang cukup rawan gempa, dimana lempeng Indo-Australia bertumbukan dengan lempeng Eurasia. Kondisi ini yang menyebabkan daerah ini sering dilanda gempa. Menurut SNI 1726:2012 Kota Padang termasuk wilayah resiko gempa tinggi.

Sore itu, tanggal 30 September 2009 sekitar pukul 17:15 WIB, terjadi gempa bumi yang dirasakan di Kota Padang, beberapa saat setelah gempa selesai, banyak terlihat bangunan gedung yang runtuh, salah satunya seperti terlihat dalam gambar 1.1 dibawah ini, dan mengakibatkan korban jiwa didalam gedung

dan sekitarnya. Kekhawatiran runtuhnya gedung akibat gempa, juga dirasakan kebanyakan orang termasuk *user* LPMP Sumbar.



Gambar 1.1. Gedung runtuh setelah kejadian gempa Padang (2009)
(*Photo by Windra*)

Untuk menjawab kekhawatiran *user* tersebut, maka sangat penting tersedianya analisis dan desain struktur bangunan gedung tinggi 50 (lima puluh) lantai daerah rawan gempa (Kota Padang), yang memenuhi persyaratan keamanan konstruksi, sehingga tidak terjadi kekhawatiran bagi pengguna. Mengingat Kota Padang berada dalam Republik Indonesia, maka untuk memenuhi persyaratan keamanan konstruksi, diutamakan analisis dan desain yang mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI).

Menurut Schueller (1989) bangunan tinggi lebih rentan terhadap aksi gaya lateral. Akhir-akhir ini beban angin dan gempa telah menjadi faktor penentu dalam perancangan bangunan tinggi. Penemuan penemuan bahan struktur berkekuatan tinggi menyebabkan pengurangan ukuran unsur bangunan.

Menurut Majore (2015) pada bangunan bertingkat banyak, terdapat beberapa jenis sistem struktur yang bertujuan untuk meningkatkan kekakuan lateral dalam menahan beban

gempa, salah satunya adalah kombinasi antara rangka kaku (*rigid frame*) dan dinding geser (*shear wall*). Dinding geser memberikan kontribusi besar terhadap struktur bangunan bertingkat banyak, dalam menahan gaya lateral seperti beban gempa.

Menurut Saryudi dan Herbudiman (2015) Struktur yang dikombinasikan dengan *core wall* mempunyai kekuatan yang cukup besar sehingga dapat menahan beban lateral akibat beban gempa yang cukup besar dan Rasyid (2011) menyarankan desain bangunan tinggi dengan *core wall* yang baik adalah bangunan dengan *core wall* yang berada pada pusat massa bangunan. Hal ini dikarenakan penempatan *core wall* pada pusat massa bangunan dapat mengurangi eksentrisitas pusat massa dan pusat kekakuan bangunan sehingga kinerja sistem struktur dalam menahan beban lateral akan lebih efektif.

1.2 Perumusan Masalah

Dari latar belakang diatas, dapat dijumpai beberapa permasalahan.

1.2.1. Permasalahan Utama

Bagaimana melakukan analisis dan desain struktur bangunan gedung tinggi 50 (lima puluh) lantai di wilayah resiko gempa tinggi dengan sistem interaktif *rigid frame-shear wall-core wall*, yang memenuhi persyaratan keamanan konstruksi di Indonesia yaitu Standar Nasional Indonesia (SNI).

1.2.2. Rincian Permasalahan

Adapun rincian dari permasalahan utama diatas adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menggunakan SNI khususnya SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 untuk menganalisa dan mendesain struktur bangunan gedung tersebut?
2. Bagaimana merencanakan desain pendahuluan agar dapat digunakan dalam pemodelan struktur?
3. Bagaimana pembebanannya?
4. Bagaimana pemodelannya?

5. Bagaimana menganalisis dan mendesain komponen struktur (kolom, balok, plat lantai, tangga, *shear wall*, *core wall*, dan pondasi) dari pemodelan struktur tersebut?
6. Bagaimana bentuk gambar teknik dari hasil akhir analisis dan desain ini?

1.3 Tujuan

Dari permasalahan diatas, dilakukan tugas akhir dengan tujuan untuk menjawab permasalahan diatas.

1.3.1 Tujuan Utama

Tersedianya analisis dan desain struktur bangunan gedung tinggi 50 (lima puluh) lantai daerah resiko gempa tinggi dengan sistem interaksi *rigid frame-shear wall-core wall*, yang memenuhi persyaratan keamanan konstruksi di Indonesia yaitu Standar Nasional Indonesia (SNI).

1.3.2 Detail Tujuan

Adapun detail dari tujuan utama diatas adalah sebagai berikut:

1. Merencanakan dengan standar SNI khususnya SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 untuk menganalisa dan mendesain struktur bangunan gedung tinggi daerah resiko gempa tinggi.
2. Merencanakan desain pendahuluan.
3. Merencanakan pembebanan.
4. Merencanakan pemodelan.
5. Menganalisis dan mendesain komponen struktur (kolom, balok, plat lantai, tangga, *shear wall*, *core wall*, dan pondasi) dari pemodelan struktur tersebut, sehingga didapatkan dimensi yang memenuhi persyaratan keamanan konstruksi di Indonesia yaitu Standar Nasional Indonesia (SNI).
6. Membuat gambar teknik dari hasil akhir analisis dan desain tersebut.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah :

1. Dalam standar peraturan, karena gedung ini terletak di Kota Padang, Sumatera Barat, Indonesia, maka desain dan analisis struktur gedung ini diutamakan mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI).
2. Hanya menganalisis dan mendesain 1 (satu) dari beberapa kemungkinan alternatif sistem yang tersedia.
3. Tidak meninjau metode pelaksanaan dan biaya dari pelaksanaan konstruksi.
4. Tahap desain, hanya menghitung salah satu yang mewakili dari setiap komponen, yaitu komponen yang memiliki nilai maksimum dari hasil analisis, bukan dalam bentuk *Detail Engineering Design* (DED).

1.5 Manfaat

Adapun manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Dapat memberikan wawasan kepada orang banyak, khususnya kepada penulis tentang Analisis dan Desain Struktur Bangunan Gedung Tinggi 50 (lima puluh) lantai dengan sistem interaktif *rigid frame-shear wall-core wall* pada wilayah resiko gempa tinggi.
2. Dapat menjadi jawaban atas kekhawatiran pengguna (LPMP Sumbar), bahwa bangunan gedung tinggi dapat diterapkan di Kota Padang.

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Gempa Bumi Sumatera Barat 2009 terjadi dengan kekuatan 7,6 Skala Richter di lepas pantai Sumatera Barat tanggal 30 September 2009, sekitar 50 km barat laut Kota Padang. Gempa menyebabkan kerusakan bangunan parah di beberapa wilayah di Sumatera Barat. Hasil penelitian Sarwidi (2010) menunjukkan bahwa kebanyakan bangunan yang hancur dan rusak, dibangun tanpa menerapkan peraturan yang berlaku.

Berdasarkan pada fakta di atas, penerapan peraturan (*code*) merupakan hal yang sangat penting dalam melakukan perancangan khususnya struktur bangunan gedung tinggi. Dengan penerapan *code* ini diharapkan kerugian yang terjadi akibat bencana dapat ditekan semaksimal mungkin. Pada kebanyakan *code* dijelaskan tentang beban desain, tegangan izin, kualitas material, tipe konstruksi dan beberapa ketentuan lainnya (Al-Manaseer dan Hassoun, 2008). Ketentuan-ketentuan tersebut diharapkan dapat menjadi acuan dalam merencanakan struktur yang aman dalam menghadapi bencana, khususnya bencana gempa bumi.

2.2 Perkembangan Bangunan Tinggi

Menurut Schueller (1989) bangunan tinggi telah ada pada zaman purba. Struktur dinding penahan beban setinggi 10 (sepuluh) lantai sudah digunakan di kota-kota Kerajaan Romawi. Kota-kota di Barat berkembang sangat cepat pada abad kesembilan belas dan kepadatan penduduk menyebabkan timbul kembalinya bangunan-bangunan tinggi yang menghilang dengan runtuhnya Kerajaan Romawi. Prinsip struktur dinding penahan dari bahan batu digunakan kembali. Akan tetapi, keterbatasan sistem struktur jenis ini adalah bahwa dengan bertambahnya tinggi bangunan, ketebalan dinding (yang berarti berat bangunan)

harus bertambah pula, berbanding langsung dengan sifat gaya gravitasi.

Menurut Schueller (1989) keterbatasan konstruksi ini jelas terlihat pada *Monadnock Building* (1891) berlantai 16 (enam belas) di Chicago, Amerika Serikat, yang memerlukan dinding setebal 6 (enam) kaki di bagian dasarnya.

Menurut Schueller (1989) penggunaan sistem rangka yang ringan tampaknya merupakan jawaban paling tepat karena rangka besi dan kemudian rangka baja, memungkinkan bangunan menjadi lebih tinggi serta bukaan yang lebih besar dan banyak. Perkembangan rangka baja memerlukan waktu lebih dari 100 (seratus) tahun. Selama itu, selain baja harus diakui sebagai bahan bangunan, metode produksi pun terus dikembangkan. Hal ini menuntut penelitian tentang perilaku bahan baru tersebut agar menghasilkan bentuk batang dan bentuk rakitan yang paling baik. Selain itu diperlukan pula pengembangan detail yang cermat dan keterampilan pertukangan.

Menurut Schueller (1989) mercusuar di Black Harbor, Lond Island, yang dibangun pada tahun 1843 (seribu delapan ratus empat puluh tiga) adalah struktur rangka baja tempa pertama di Amerika Serikat. Sepuluh tahun kemudian, beberapa bangunan menggunakan rangka interior bersama-sama dengan dinding pendukung fasade batu. Rangka interior terdiri dari kolom baja cor yang mendukung balok baja tempa.

Menurut Schueller (1989) sebelum bangunan tinggi dapat tanggap terhadap potensi rangka baja yang baru ini, terlebih dahulu harus dikembangkan sarana angkut vertical. Elevator pertama muncul pada tahun 1851 (seribu delapan ratus lima puluh satu) di sebuah hotel di Fifth Avenue, New York.

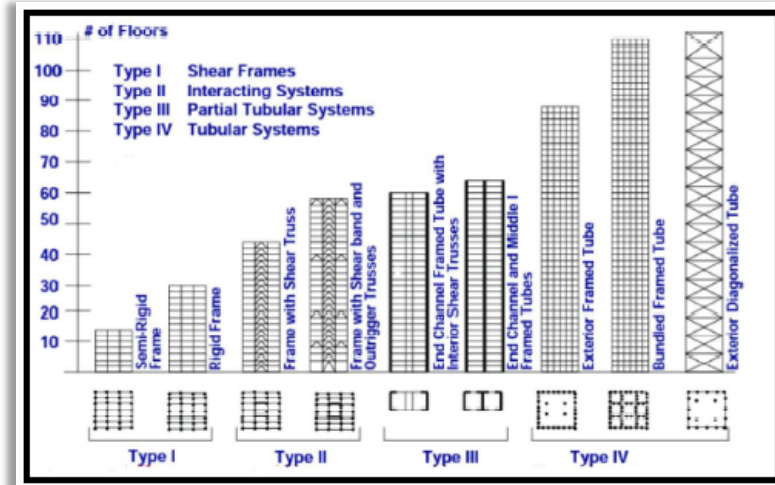
Menurut Schueller (1989) perbaikan metode rancangan baja memungkinkan bangunan gedung tumbuh terus ke atas, pada tahun 1905 (seribu Sembilan ratus lima), Metropolitan Tower Building berlantai 50 (lima puluh) dibangun di New York, diikuti oleh Empire State Building berlantai 102 (seratus dua), juga di New York pada tahun 1931 (seribu Sembilan ratus tiga puluh

satu). Perbaikan teknik membangun selanjutnya diarahkan untuk mengembangkan tata letak rangka, perbaikan kualitas bahan dan teknik konstruksi yang lebih baik.

Menurut Schueller (1989) sebelum Metropolitan Tower Building dibangun, pada tahun 1890-an (seribu delapan ratus sembilan puluh-an) beton mulai menempatkan diri sebagai bahan struktur yang lumrah. Para perancang seperti Auguste Perret, Françoise Hennebique dan Tony Garnier di Perancis serta Robert Maillart di Swis adalah sebagian diantara para penemu beton bertulang. Perret adalah yang pertama kali menggunakan rangka beton bertulang dalam konstruksi bangunan tinggi dan mengungkapkannya secara arsitektural dalam Rue Apartment Building di Paris tahun 1903. Pada saat yang sama, Ingalls Building berlantai 16 (enam belas) di Cincinnati adalah pencakar langit rangka beton yang pertama di dunia.

Menurut Schueller (1989) pada paruh abad pertama, bangunan beton hanya muncul secara sporadis. Ketika itu tidak ada usaha untuk mencari sifat bahan ini yang sebenarnya, sistem beton pada umumnya meniru pendekatan baja. Akan tetapi, setelah Perang Dunia II (dua) sikap ini berubah. Teknik konstruksi yang canggih, bersama-sama dengan pengembangan bahan-bahan berkualitas tinggi, mulai menghasilkan konsep konsep perancangan baru seperti plat rata (flat slab) dan dinding grid fasade pendukung (load bearing façade grid wall). Kedua sistem ini mulai menyaingi plat satu arah yang tradisional dan dinding tirai (*curtain wall*) tipikal untuk struktur rangka kaku. Pencakar langit seperti Marina City Tower di Chicago tahun 1963, benar-benar mengungkapkan watak seni pahat monolik dari bahan beton.

Menurut Tumilar (2015) evolusi berbagai sistem struktur gedung tinggi dapat dilihat pada gambar 2.1.

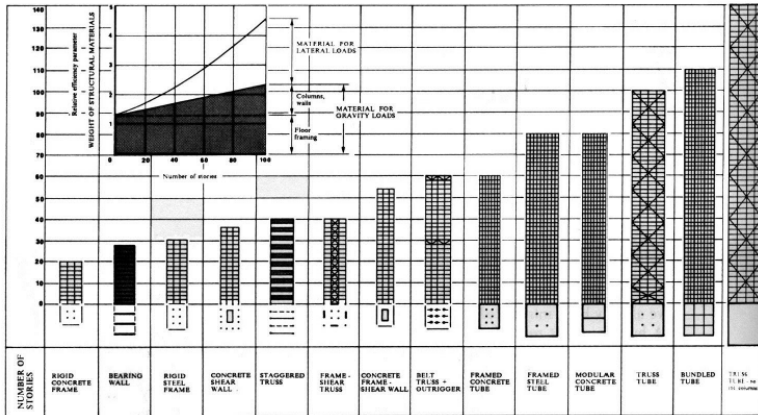


Gambar 2.1. Evolusi Sistem Struktur Pada Gedung Tinggi
(Sumber: Tumilar 2015)

2.3 Material Struktur

Menurut Poerbo (2000) portal adalah struktur rangka yang terdiri dari kolom dan balok yang sambungannya kaku (*rigid*), oleh karena itu disebut juga *Rigid Frame*. Dalam bangunan tinggi untuk bahan struktur tersebut dapat digunakan beton bertulang. Portal bertingkat banyak dapat juga diperkuat dengan sistem inti struktural, sehingga struktur gedung berubah menjadi struktur majemuk atau struktur komposit, dimana seluruh beban gempa atau angin dipikul oleh inti gedung, dan portalnya hanya memikul beban gravitasi atau beban vertikal.

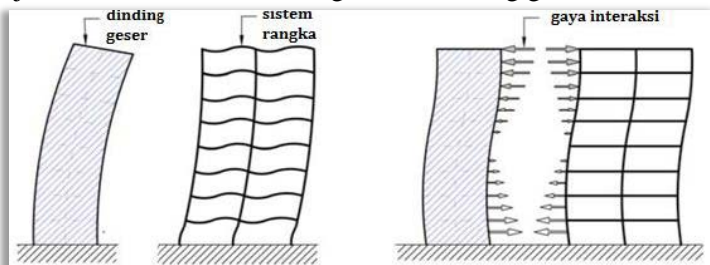
Pemilihan bahan struktur akan mempengaruhi berat material serta sangat erat hubungannya dengan tinggi struktur gedung, Poerbo (2015) menggambarkan hubungan berat material dan tinggi bangunan seperti gambar 2.2.



Gambar 2.2. Hubungan Antara Berat Material dan Tinggi Bangunan (Sumber: Poerbo 2015)

2.4 Sistem Struktur

Dinding struktural pada bangunan berbentuk rangka (frame building) harus dirancang sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang memadai yang diperlukan untuk mengurangi simpangan antar lantai yang disebabkan oleh gempa. Dinding seperti itu disebut dinding geser. Fungsi lainnya adalah untuk mengurangi kemungkinan kehancuran komponen nonstruktural yang ada pada gedung pada umumnya (Nawy 2005). Gambar 2.3 menunjukkan interaksi sistem rangka dan dinding geser.

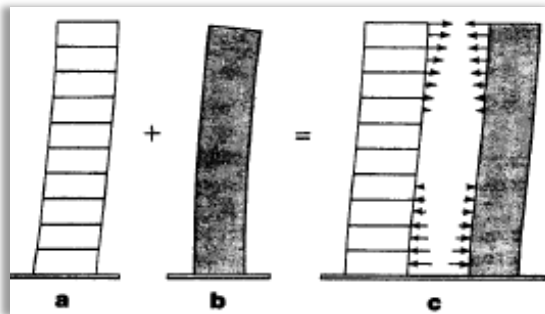


Gambar 2.3. Interaksi Pada Sistem Rangka Dan Dinding Geser Saat Menerima Beban Lateral (Sumber: Nawy 2005)

Gedung yang diperkaku dengan dinding geser dianggap lebih efektif dari pada gedung dengan rangka kaku, dengan mempertimbangkan pembatasan kehancuran, keamanan secara keseluruhan dan keandalan struktur. Hal ini berdasarkan fakta bahwa dinding geser dianggap lebih kaku dari pada elemen rangka biasa sehingga dapat menahan beban lateral yang lebih besar akibat gempa, dan di saat yang bersamaan dapat membatasi simpangan antar lantai (Nawy 2005).

Lantai yang berlaku sebagai diafragma horizontal meneruskan beban lateral secara merata ke dinding geser. Dianggap bahwa lantai cukup tebal dan tidak mempunyai bukaan besar, dengan kata lain lantai-lantai sangat kaku dan tidak berubah bentuk. Penyebaran gaya lateral ke dinding geser adalah fungsi dari susunan geometrisnya. Apabila resultan dari gaya lateral melalui titik berat dari kekakuan relatif bangunan, maka yang dihasilkan hanyalah reaksi translasi (Schueller 1991).

Schueller (1989) membuat superimposisi *mode* defleksi terpisah yang memperlihatkan interaksi rangka dan dinding geser seperti pada gambar 2.4. Karena sifat defleksi yang berbeda antara dinding geser dengan rangka, maka dinding geser tersebut ditarik oleh rangka dibagian atas bangunan, dan didorong ke depan dibagian bawahnya, dengan demikian geser oleh angin dipikul oleh rangka bagian atas bangunan dan dipikul dinding geser dibagian bawah bangunan.

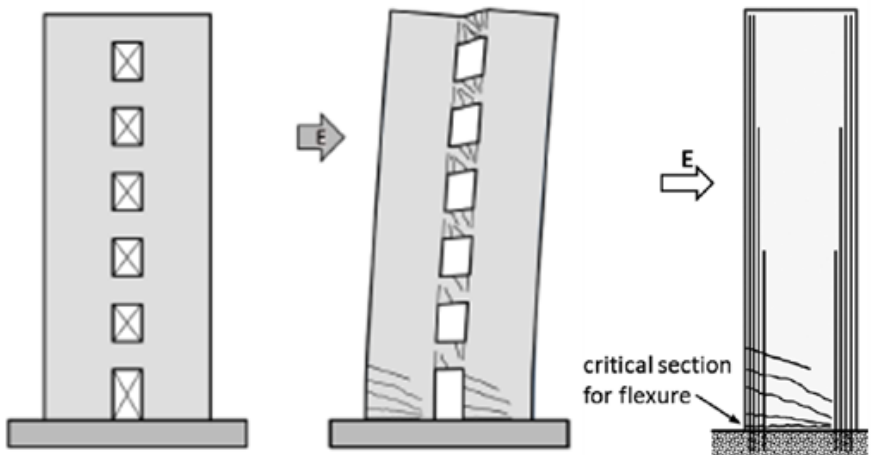


Gambar 2.4. Interaksi *Rigid Frame – Shear Wall*
(Sumber: Schueller 1989)

2.5 Komponen Struktur

Menurut Tumilar (2015) komponen dari struktur bangunan gedung tinggi terdiri dari sistem lantai, sistem penahan beban vertikal, sistem penahan beban lateral, *connections*, *energy dissipation* dan *damping*.

Menurut Moehle (2012) salah satu komponen penahan beban lateral adalah dinding geser, yang mana harus didesain sedemikian rupa agar tidak terjadi kegagalan akibat beban gempa seperti yang ditunjukkan dalam gambar 2.5.



Gambar 2.5. Figur Dinding Geser Menerima Gaya Gempa
(Sumber: Moehle, dkk. 2012)

Untuk mengantisipasi kegagalan tersebut, maka desain dinding geser diberi suatu komponen batas khusus sebagaimana diperlihatkan dalam gambar 2.5 (Moehle 2012).

2.6 Pembebanan Struktur

Menurut Schueller (1989) beban yang bekerja pada suatu struktur ditimbulkan secara langsung oleh gaya-gaya alamiah atau manusia; dengan kata lain, terdapat dua sumber dasar beban bangunan: geofisik dan buatan manusia.

Menurut Schueller (1989) gaya-gaya geofisik, yang dihasilkan oleh perubahan-perubahan yang senantiasa berlangsung di alam dapat dibagi lagi menjadi gaya-gaya gravitasi, meteorologi dan seismologi. Karena gravitasi, maka berat bangunan itu sendiri akan menghasilkan gaya struktur yang dinamakan beban mati dan beban ini akan tetap sepanjang usia bangunan. Perubahan dalam penggunaan bangunan akan tunduk pada efek gravitasi sehingga menghasilkan perbedaan pembebanan sepanjang waktu tertentu. Beban meteorologi berubah menurut waktu dan tempat serta tampil berwujud angin, suhu, kelembaban, hujan, salju dan es. Gaya-gaya seismologi dihasilkan oleh gerak tanah yang tak teratur, misalkan gempa.

Menurut Schueller (1989) Pembebanan yang sumbernya buatan manusia dapat berupa ragam kejutan yang ditimbulkan oleh kendaraan bermotor, elevator (*lift*), mesin, dan sebagainya, atau dapat pula oleh pergerakan manusia dan barang, ataupun akibat ledakan dan benturan. Selanjutnya, gaya-gaya dapat terkurung di dalam struktur (*locked in stresses*) selama proses pembuatan pelaksanaannya.

Menurut SNI 1727:2013, definisi 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.

Menurut SNI 1727:2013, dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Adapun informasi berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung dapat dilihat pada PPIUG (1987).

Tampaknya untuk menentukan berat bahan-bahan bangunan, yaitu beban mati struktur, adalah masalah yang mudah. Akan tetapi, penaksiran beban mati dapat meleset sekitar 15 sampai 20

persen atau lebih karena adanya berbagai masalah dalam membuat suatu analisis yang tepat mengenai beban. Pada tahap rancangan awal tidaklah mungkin bagi seorang analisis struktur untuk memperkirakan berat beban bangunan yang telah dipilih dengan tepat. Bahan-bahan nonstructural khusus untuk dipilih diantaranya termasuk panel-panel fasade prefab, fikstur ringan, sistem langit-langit, pipa, *duct*, kabel listrik dan komponen komponen dari persyaratan interior khusus. Berat unit bahan yang diberikan oleh produsen atau kode pabrik tidak selalu sesuai dengan berat barang yang diproduksi. Ukuran nominal unsur bangunan dapat berbeda dari ukuran sebenarnya; perancah untuk beton cor ditempat bias mempunyai ketidaktepatan sebesar $\frac{1}{2}$ inci. Menurut Schueller (1989) beberapa contoh diatas memperlihatkan bahwa apabila informasi yang tepat tidak diperoleh, maka beban mati tidak dapat diperkirakan secara tepat pula.

Menurut Schueller (1989) beban hidup berbeda dengan beban mati karena sifatnya, beban ini berubah-ubah dan sulit diprakirakan. Perubahan beban hidup tidak hanya terjadi sepanjang waktu, tetapi juga sebagai fungsi tempat. Perubahan ini bias berjangka pendek atau panjang sehingga menjadi hampir mustahil untuk memperkirakan beban hidup secara statis.

Menurut Schueller (1989) dengan adanya hal-hal tak terduga dari bangunan tinggi, maka hampir mustahil untuk memperkirakan keadaan beban hidup yang mungkin terjadi yang akan mempengaruhi struktur. Akan tetapi, melalui pengalaman, penyelidikan dan analisis, nilai beban yang dianjurkan untuk berbagai penggunaan telah dikembangkan. Hasilnya dapat dilihat dalam persyaratan bangunan.

2.7 Pemodelan Struktur

Pada struktur bangunan tinggi, sistem struktur dinding geser dapat dimodelkan dalam bentuk (I), dalam bentuk model (L), dalam bentuk model (U), bentuk model dinding inti (*core wall*), dan model lainnya. Bahkan dalam suatu struktur gedung tinggi,

dinding geser dapat dikombinasikan antara dinding geser (*shear wall*) model (L) dan model dinding inti (*core wall*).

2.8 Struktur Bawah

Salah satu alternatif pemakaian pondasi dalam adalah tiang bor. Istilah tiang bor dikarenakan ketika pemasangan tiang tersebut, dibuat lubang pada tanah di kedalaman tertentu dengan cara dibor, kemudian dimasukan rangkaian tulangan dan selanjutnya dimasukan adukan beton. Terkadang penulangan dipasang tidak sampai dasar tiang. Hal ini dilakukan untuk pertimbangan efisiensi (Untung 2010). Pondasi *bored pile* akan cukup baik digunakan apabila lingkungan dengan perumahan yang padat.

Susunan tiang bor sangat berpengaruh terhadap luas denah *pile cap*, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah *pile cap* akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar.



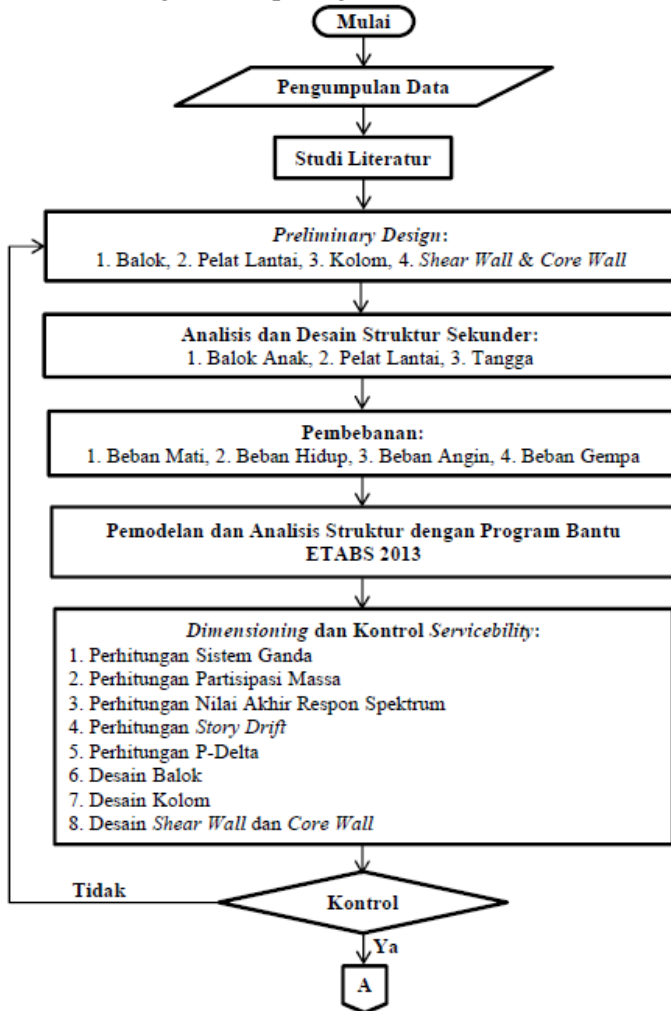
BAB III

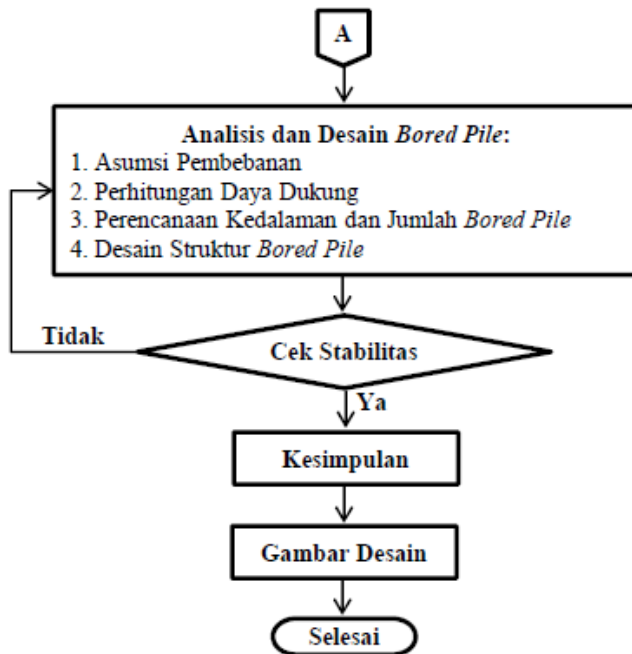
METODOLOGI

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi menginformasikan tentang tahapan-tahapan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tahapan yang digunakan terlihat dalam diagram alir pada gambar 3.1.





Gambar 3.1 Diagram Alir Tahapan Pengerjaan Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data Dan Studi Literatur

3.2.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data yang dilakukan meliputi gambar gedung dan data tanah, serta pengamatan lingkungan, adapun data existing adalah sebagai berikut.

Data Existing.

1. Data Umum Gedung.

- Nama Gedung : Asrama LPMP Sumbar
- Lokasi Gedung : Jl. Prof. Dr. Hamka, Padang, Sumatera barat
- Fungsi Gedung : Hunian
- Jumlah Lantai : 7 lantai
- Tinggi per-lantai : 3,7m
- Tinggi Total Gedung : 25,9 meter
- Jumlah Gedung : 4 buah
- Luas lantai : luas per-lantai $\pm 900 \text{ m}^2$
- Sistem Struktur : *Rigid Frame*
- Mutu beton : $f_c' 30 \text{ MPa}$
- Mutu Tulangan : $f_y 400 \text{ MPa}$

2. Data Gambar : Terlampir

3. Lingkungan : Padat Perumahan

Seiring dengan tuntutan lingkungan, dibutuhkan minimal 40% lahan kosong dari area kompleks keseluruhan. Untuk perkembangan serta kemajuan dari LPMP Sumbar ini, tidak lepas dari peningkatan kebutuhan dan keinginan atas ruang bangunan gedung. Dari keadaan ini maka, dilakukan penataan ulang kawasan pada kompleks LPMP Sumbar yaitu berupa *design master plan* baru, yang mengakibatkan desain bangunan gedung asrama disatukan hingga menjadi 30 lantai, adanya tambahan keinginan *user* menambah 20 lantai yang akan difungsikan sebagai apartemen. Adapun data rencana yang akan dilakukan analisis dan desain adalah sebagai berikut:

Data Rencana.

1. Data Umum Gedung.

- Nama Gedung : Apartemen dan Asrama LPMP Sumbar
- Lokasi Gedung : Jl. Prof. Dr. Hamka, Padang.
- Fungsi Gedung : Hunian
- Jumlah Lantai : total 50 lantai
 - 30 lantai (hunian asrama)
 - 20 lantai (hunian apartemen)
- Tinggi per-lantai : 3,7 m
- Tinggi Total Gedung : 185 meter
- Luas lantai : total $\pm 81870\text{m}^2$
 - lantai hunian asrama luas perlantai 1737 m^2
 - lantai hunian apartemen luas perlantai 1488 m^2 .
- Mutu bahan utama yang mendukung untuk diadakan dilokasi.
Mutu Beton & baja : $f_c' 50\text{ MPa}$ & $f_y 400\text{ MPa}$
- Sistem Struktur : sistem interaktif *rigid frame-shear wall-core wall*

2. Data Gambar : Terlampir

3. Data Tanah : Terlampir

4. Lingkungan : Padat Perumahan

3.2.2 Studi Literatur

Adapun peraturan-peraturan yang digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini antara lain diantaranya:

1. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
4. SNI 1727:1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung.

3.3 Preliminary Design

Preliminary design merupakan perencanaan awal dimensi elemen-elemen struktur, yang berguna untuk pemodelan analisis struktur.

3.3.1 Penentuan Dimensi Balok

Preliminary design balok bertujuan untuk memperkirakan lebar dan tinggi balok. Tinggi minimum balok tanpa memperhitungkan lendutan ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. dan menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.3 mengenai lebar balok dan SNI 2847:2013 tentang batasan kuat tekan beton.

3.3.2 Penentuan Dimensi Pelat

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 tentang dimensi plat, kemudian menentukan lebar efektif flens, berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 13.2.4. Adapun perumusan untuk mencari lebar flens pada balok mengacu SNI 2847:2013 pasal 8.12.2

3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom

Penentuan dimensi kolom mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2

3.3.4 Penentuan Tebal *Shear Wall* dan *Core Wall*

Penentuan tebal harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.

3.4 Analisis Dan Desain Struktur Sekunder

Analisis dan desain ini dilakukan guna mendapatkan dimensi serta penulangan yang memenuhi SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012.

3.4.1 Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2. Adapun tahapan perhitungan pelat adalah sebagai berikut:

1. Menghitung beban pelat lantai sesuai SNI 1727:2013 dan SNI 1727:1989.
2. Menghitung kombinasi pembebanan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.2.
3. Menentukan tebal selimut beton pelat sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7.2.
4. Menentukan nilai β_1 sesuai SNI 2847:2013 Ps. 10.2.7.3.
5. Menentukan jenis *one way or two way* sesuai SNI 2847:2013 pasal 13.6.1.2.
6. Perhitungan gaya-gaya dalam sesuai PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202, sebagaimana pelat diasumsikan terjepit penuh.
7. Perhitungan penulangan pelat.
8. Cek kondisi awal penampang sesuai SNI 2847:2013 ps. 9.3.
9. Cek syarat tulangan minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1.
10. Kontrol jarak spasi tulangan sesuai SNI 2847:2013 ps.13.3.2.
11. Kontrol jarak tulangan terhadap retak sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.6.4.
12. Kontrol lendutan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1.
13. Kontrol ketebalan pelat terhadap geser. Nilai geser yang terjadi pada penampang pelat dihitung sesuai SNI 2847:2013 pasal 8.3.3, untuk pelat geser yang terjadi pada penampang ditahan oleh kuat geser beton V_c yang dihitung sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1.
14. Cek kapasitas penampang.
15. Perhitungan tulangan susut.

3.4.2 Balok Anak

Balok anak direncanakan untuk memikul beban hidup dan beban mati dengan kombinasi kuat perlu sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.2 yaitu (a) 1.4 D (b) 1.2 D + 1.6 LL dengan kombinasi kuat perlu terberat adalah 1.2 D + 1.6 LL. Perhitungan gaya dalam (geser dan momen) yang terjadi didasarkan pada ketentuan SNI 2847 2013 pasal 8.3.3. Adapun tahapan perhitungan balok anak adalah sebagai berikut:

1. Menghitung beban balok anak sesuai SNI 1727:2013 dan SNI 1727:1989.
2. Menghitung kombinasi pembebanan dengan kuat perlu terberat.
3. Menghitung gaya dalam sesuai SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.
4. Perhitungan penulangan lentur balok anak sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1.
5. Cek kondisi awal penampang sesuai SNI 2847:2013 ps. 9.3.
6. Cek syarat tulangan minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.5.1.
7. Kontrol jarak spasi tulangan sesuai SNI 2847:2013 ps.13.3.2.
8. Kontrol lendutan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1.
9. Cek kapasitas penampang.
10. Penulangan geser.

3.4.3 Tangga

Pada proses analisa stuktur tangga dianalisis dengan Program ETABS v9.0.7, dalam analisis beban diasumsikan dengan dikombinasikan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.2 dengan kuat perlu terberat. Setelah mendapatkan gaya-gaya dalam, adapun tahapan perhitungan selanjutnya adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan kebutuhan tulangan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1.
2. Cek kondisi awal penampang sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.
3. Cek syarat tulangan minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1.
4. Kontrol jarak spasi tulangan sesuai SNI 2847:2013 pasal 13.3.2.
5. Kontrol jarak tulangan terhadap retak sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.6.4.
6. Kontrol lendutan sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1.
7. Cek kapasitas penampang.
8. Menghitung tulangan bagi.

3.5 Pembebanan

Perhitungan pembebanan untuk beban mati mengacu pada SNI 1727:1989, untuk beban hidup dan beban angin mengacu pada SNI 1727:2013 serta untuk perencanaan gaya gempa mengacu pada peraturan SNI 1726:2012. Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada SNI 1726:2012.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati mengacu pada SNI 1727:1989.

3.5.2 Beban Hidup

Beban Hidup dihitung sesuai tabel 4-1 SNI 1727:2013.

3.5.3 Beban Gempa

Analisa pembebanan gempa pada gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012.

1. Menetapkan kategori risiko bangunan berdasarkan (SNI 1726:2012 tabel 1)
2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 tabel 2)
3. Menentukan parameter percepatan gempa terpetakan (S_s , dan S_I) menurut SNI 1726:2012
4. Menentukan klasifikasi situs (SNI 1726:2012 tabel 3)
5. Menentukan koefisien situs (F_a dan F_v), (SNI 1726:2012 tabel 4)
6. Menghitung parameter percepatan desain (SNI 1726:2012 pasal 6.2 dan pasal 6.3).
7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 tabel 6).
8. Menghitung respons spektrum rencana
9. Evaluasi batasan tinggi struktur (tabel 9 SNI 1726:2012)
10. Melakukan analisis statik ekuivalen.

3.5.4 Beban Angin

Dalam perancangan untuk beban angin, bagian struktur yang terintegrasi harus dirancang untuk menahan beban lateral total. Beban angin mengacu pada SNI 1727:2013, adapun langkah-langkahnya adalah sebagai berikut:

1. Tentukan kategori resiko bangunan gedung atau struktur lain, lihat tabel 1.4-1 pada SNI 1727:2013.
2. Tentukan kecepatan angin dasar, V , untuk kategori resiko yang sesuai.
3. Tentukan parameter beban angin.
4. Tentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h lihat tabel 17.3-1 SNI 1727:2013.
5. Tentukan tekanan velositas q , atau q_h persamaan 27.3-1 SNI 1727:2013.
6. Tentukan koefisien tekanan eksternal. C_p atau C_N .
7. Hitung tekanan angin, p , pada setiap permukaan gedung, sesuai persamaan 27.4-1 SNI 1727:2013 untuk bangunan gedung kaku.

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan di bawah ini berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 4.2.2.

3.6 Pemodelan Dan Analisis Struktur Dengan Program Bantu Etabs 2013

Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan program ETABS 2013. Struktur dimodelkan sebagai frame full 3D dengan rangka kaku, *core wall* dan *shear wall*. Masing-masing lantai diasumsikan sebagai lantai kaku dengan memberi diafragma perlantai. Dimensi pelat, balok, kolom, *shear wall* dan *core wall* disesuaikan dengan hasil *preliminary design*.

Analisis yang dilakukan dengan kombinasi beban seperti sub bab 3.5. Struktur dianalisis dengan sistem tahapan pembebanan yang disesuaikan dengan tahapan pelaksanaan dilapangan dengan menggunakan fasilitas yang ada pada ETABS 2013 dengan menjalankan aplikasi *Nonlinear (run sequential construction analysis)*.

Output program dari ETABS 2013 berupa diantaranya gaya-gaya dalam, *displacement* struktur, dll.

3.7 Kontrol Analisis

Analisis struktur perlu dikontrol, sehingga hasil analisis struktur memenuhi SNI 1726:2012.

1. Kontrol partisipasi massa. Analisis harus dilakukan untuk menentukan mode alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).
2. Kontrol nilai akhir respons spektrum. Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1.
3. Kontrol simpangan antar tingkat. Simpangan antar tingkat rencana mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.6.
4. Kontrol p -delta. Pengaruh P-Delta mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.7.

3.8 Desain Struktur Primer

Desain struktur primer harus memenuhi syarat desain dan ketentuan-ketentuan yang telah disyaratkan dalam SNI 2847:2013. Adapun tahapan desain struktur primer adalah sebagai berikut:

1. Balok

Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.1.3-21.1.7 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa. Perhitungan kebutuhan tulangan mengasumsikan balok bertulangan rangkap dan tunggal.

2. Kolom

Yang harus diperhatikan dalam desain kolom adalah sebagai berikut:

- a. Cek syarat kolom sebagai struktur penahan gaya gempa.
 - Untuk komponen struktur penahan gaya gempa yang dikenai beban aksial dan lentur sesuai pasal 21.6.1 SNI 2847:2013.
 - Dimensi penampang kolom terpendek sesuai pasal 21.6.1.1 SNI 2847:2013.

- Rasio dimensi penampang terpendek terhadap penampang tegak lurus nya menurut pasal 21.6.1.2 SNI 2847:2013.
- b. Penulangan lentur kolom.
- Luas tulangan longitudinal sesuai pasal 21.6.3.1 SNI 2847:2013 adalah tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g .
- c. Kontrol spasi tulangan.
- Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, dan kekuatan kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2.
- Tulangan transversal sebagai *confinement*.
Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*). Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1): Spasi maksimum *hoop*, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3), untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) dan untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5) :
 - Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser.
Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser mengacu pasal 21.6.5.1 SNI 3847:2013.
 - Menghitung kebutuhan tulangan geser.
Nilai V_c sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) dan untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5) :
- d. Hubungan balok dan kolom (HBK)
- Untuk mendukung tercapainya konsep kolom kuat balok lemah, maka perlu diperhatikan hubungan balok dan kolom.
- Cek syarat panjang joint.

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

- Kebutuhan tulangan transversal untuk *confinement* pada joint.
Untuk joint interior, jumlah dan spasi tulangan mangacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2.
- Menghitung gaya geser pada joint.
- Cek kuat geser joint.
Kuat geser joint yang terkekang oleh balok pada empat muka sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1.
- Sambungan lewatan tulangan longitudinal kolom.
Sambungan lewatan sesuai pasal 21.6.3.3 SNI 2847:2013, adapun persyaratan lainnya dapat dilihat pada pasal 12 SNI 2847:2013.
- Kontrol konfigurasi tulangan trasversal.
Konfigurasi pemasangan tulangan trasversal dimuat pada pasal 21.6.4.3 gambar (3.10) SNI 2847:2013.
- Panjang penyaluran pada ujung joint.
Sesuai pasal 21.7.5.1 SNI 2847 2013 tentang diameter tulangan dan sesuai pasal 21.7.5.3 SNI 2847:2013, tentang pemberhentian batang tulangan.

3. *Shear wall* dan *core wall*

Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding yaitu V_u maksimum dan momen maksimum M_u . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial N_u (Kombinasi beban aksial lentur).

- a. Kontrol ketebalan beton terhadap gaya geser.
Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4 tentang kuat geser nominal tiap dinding individual.
- b. Penulangan geser horizontal *shearwall* dan *core wall*.
Menurut SNI 2847:2013 tentang kuat geser, sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.8 tentang gaya geser terfaktor V_u ,

- penyediaan tulangan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.1 dan bila V_u melebihi $0,5\phi V_c$, tulangan geser harus dipasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.1. Untuk rasio tulangan horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2.
- c. Penulangan geser vertikal *shearwall*. Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2 tentang rasio tulangan geser vertikal terhadap bruto penampang horizontal dinding.
 - d. Kontrol kapasitas beban aksial *shearwall* dan *core wall*. Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.2 mengenai kapasitas beban aksial dinding geser.
 - e. Panjang penyaluran balok ke *shearwall* dan *core wall*. Ketentuan ini diatur menurut SNI 2847:2013 pasal 12.2.4
 - f. Kontrol dan desain panjang daerah komponen batas (*boundary zone*). Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6 tentang daerah tekan dan menurut SNI 2847:2013 pasal 23.6.4.4 tentang luas tulangan sengkang.

3.9 Analisis Dan Desain *Bored Pile*

1. Asumsi pembebanan.
Gaya-gaya dalam didapatkan dari analisis program bantu ETABS 2013 dengan kombinasi beban $D+L+E+W$ masing-masing arah.
2. Perhitungan daya dukung.
 - a. Menghitung daya dukung diujung tiang (Q_p).
 - b. Menghitung daya dukung pada selimut tiang (Q_s).
3. Desain struktur *bored pile*
 - a. Kedalaman bored pile dilakukan dengan cara *trial error*.
 - b. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.9.3 mengenai rasio volume tulangan spiral.

3.10 Gambar Desain

Gambar meliputi gambar yang menjelaskan dari hasil perhitungan desain struktur, bukan dalam bentuk *Detail Engineering Design* (DED) tapi hanya berupa sampel dari setiap komponen yang didesain. Dikerjakan menggunakan program bantu AutoCad 2014 dan dituangkan dalam kertas ukuran A4.

3.11 Selesai

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"



BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk pemodelan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Desain pendahuluan yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat lantai, kolom, *shear wall* dan *core wall*.

4.1.1 Data Desain Pendahuluan

Desain struktur menggunakan material beton bertulang, berikut adalah data-data rencana struktur gedung:

1. Data Umum Gedung.

- Tipe Gedung : Apartemen dan Asrama
- Lokasi Gedung : Dekat Pantai
- Fungsi Gedung : Hunian
- Jumlah Lantai : 50 (lima puluh)
- Tinggi Total Gedung : 185 meter
- Luas lantai : - asrama per-lantai 1737 m²,
- apartemen per-lantai 1488 m².
- Mutu bahan utama yang mendukung untuk diadakan dilokasi.
 - Mutu Beton : $f_c' 50 \text{ MPa}$
 - Mutu Baja Tulangan : $f_y 400 \text{ MPa}$
- Jumlah Gedung : 1 buah

2. Data Detail Gedung.

- Tipe Balok : B1 (balok induk panjang 9m),
: B2 (balok induk panjang < 9m),
: BL (balok lift panjang 5m),
: BA (balok anak)
- Tipe Plat Lantai : S1
- Tipe Kolom* : K1A, K1B, K1C, K1D, K1E
: K2A, K2B, K2C, K2D, K2E

- : K3A, K3B, K3C
 - : K4A, K4B, K4C, K4D, K4E
 - Tipe *Shear Wall** : LA, LB, LC, LD, LE
 - Tipe *Core Wall** : CA, CB, CC, CD, CE
- *catatan: A (lantai 1-10), B (lantai 11-20), C (lantai 21-30), D (lantai 31-40), E (lantai 41-50)
3. Data Gambar : Terlampir
 4. Data Tanah : Terlampir
 5. Lingkungan : Padat Perumahan

4.1.2 Desain Pendahuluan Balok

Preliminary design balok bertujuan untuk memperkirakan lebar dan tinggi balok. Tinggi minimum balok (h_{min}) tanpa memperhitungkan lendutan ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2 tabel 9.5(a) dan lebar balok (b) diestimasikan berkisar antara $1/2 - 2/3$ tinggi balok (h),

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

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$. Jadi untuk mutu baja 400 Mpa, perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$h_{B1} = \left(\frac{l}{16}\right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700}\right)\right)$$

dimana l adalah panjang balok dan f_y adalah mutu baja tulangan yaitu 400 MPa. Berikut adalah contoh perhitungan desain pendahuluan balok tipe B1 (balok induk panjang 9 meter):

$$h_{B1} = \left(\frac{l}{16}\right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700}\right)\right)$$

$$h_{B1} = \left(\frac{9000\text{mm}}{16}\right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{400\text{ MPa}}{700}\right)\right) = 546,43 \text{ mm} \sim 700 \text{ mm}$$

$$b_{B1} = \left(\frac{1}{3}\right) \cdot h_{B1} = \left(\frac{1}{3}\right) \cdot 700 \text{ mm} = 233,33 \text{ mm}$$

$$b_{B1} = \left(\frac{2}{3}\right) \cdot h_{B1} = \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 700 \text{ mm} = 466,67 \text{ mm}$$

dipakai $b_{B1} = 450 \text{ mm}$.

Dari perhitungan diatas dapat dirangkum bahwa tinggi penampang balok tipe B1 adalah 700 mm dan lebar 450 mm. Adapun hasil perhitungan untuk balok tipe B2, BL dan BA dapat dilihat dalam tabel 4.1.

Tabel 4.1. Rangkuman Desain Pendahuluan Balok

No.	Jenis	h (mm)	b (mm)
1	Balok Tipe B1	700	450
2	Balok Tipe B2	500	300
3	Balok Tipe BL	800	500
4	Balok Tipe BA	450	250

Selanjutnya, nilai rangkuman diatas didefinisikan pada penampang balok dalam tahapan pemodelan analisis struktur.

4.1.3 Desain Pendahuluan Pelat Lantai

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 – 9.5.3.3, yaitu:

- $\alpha m \leq 0,2 \quad \rightarrow$ Pasal 9.5.3.3 : $h = 125 \text{ mm}$
- $0,2 \leq \alpha m \leq 2,$

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 125 \text{ mm}$$
- $\alpha m > 2,$

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

Dimana :

ℓn adalah panjang bentang bersih yang diukur muka ke muka tumpuan searah memanjang plat.

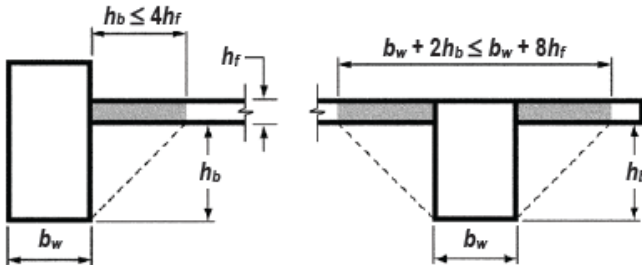
β adalah rasio dimensi panjang terhadap pendek bentang bersih untuk pelat dua arah.

α_{fm} adalah nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

f_y adalah mutu tulangan baja (MPa).

Menentukan lebar efektif flens, berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 13.2.4 halaman 128, lebar efektif untuk balok T diambil nilai sebesar:

- $b_w + 2 h_b \leq b_w + 8 h_f$, dan untuk balok L diambil nilai sebesar:
- $b_w + h_b \leq b_w + 4 h_f$, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.1 dibawah.



Gambar 4.1. Bagian slab yang disertakan dengan balok
(Sumber : SNI 2847:2013)

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok tengah, nilai $(b_w + 2 h_b \leq b_w + 8 h_f) = b_e$, diambil yang terkecil dari nilai:

- $b_e = 0,25 \times \text{Panjang Bentang Balok}$, (SNI 2847:2013 pasal 8.12.2)
- $b_e = b_w + 8 h_f$
- $b_e = b_w + 2 h_b$ (pasal 13.2.4)

dan untuk balok tepi, nilai $(b_w + h_b < b_w + 4 h_f) = b_e$, diambil yang terkecil dari nilai:

- $b_e = (1/12) \times \text{Panjang Bentang Balok}$
- $b_e = b_w + 6 h_f$

Berdasarkan buku *Desain Beton Bertulang*, oleh *Chu-Kia Wang dan Charles G. Salmon*, menyatakan bahwa: momen inersia dari penampang balok dengan flens terhadap sumbu

putarnya senilai $I_b = k \times \frac{b_w \times h^3}{12}$ dengan nilai k sebagai berikut :

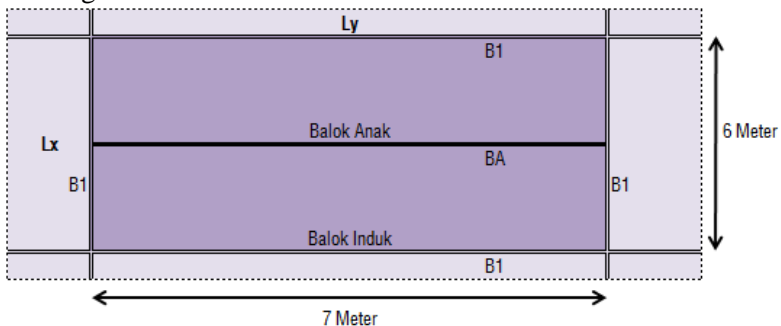
$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw}\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{hb + hf}\right) + 4 \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)}$$

dan $I_p = b_p \times \frac{t^3}{12}$

dimana:

- be = lebar efektif, harga minimum (cm)
- bw = lebar badan balok (cm)
- t = tebal rencana pelat (cm)
- h = tinggi balok (cm)

Untuk menentukan tebal plat, diambil 1 jenis plat sebagai contoh perhitungan penentuan ketebalan dan penulangan, diambil tipe plat pada denah dengan grid 3-4 ; C-D dilantai 1 (satu) dengan elevasi struktur +3.70m, seperti diperlihatkan dalam sketsa gambar 4.2.



Gambar 4.2. Sketsa Tinjauan Plat Lantai

Adapun uraian tahapan perhitungan tebal plat adalah sebagai berikut:

- bentang bersih searah sumbu panjang,

$$L_n = 700 - \left(\frac{45}{2} + \frac{45}{2} \right) = 655 \text{ cm}$$

- bentang bersih searah sumbu pendek,

$$S_n = 300 - \left(\frac{25}{2} + \frac{45}{2} \right) = 265 \text{ cm}$$

- Rasio antar bentang bersih dalam arah panjang terhadap bentang bersih sumbu pendek,

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{655}{265} = 2,47 > 2 \text{ (Pelat satu arah)}$$

- Menghitung nilai α_m ,

- Tinjauan balok induk (B1) 45/70 cm dengan $l = 700$ cm.

Menghitung nilai lebar efektif, seperti pada gambar 4.1

Nilai $(b_w + 2 h_b \leq b_w + 8 h_f) = b_e$, diambil yang terkecil dari nilai:

- $b_e = 0,25 \times \text{Panjang Bentang Balok, (SNI 2847:2013 pasal 8.12.2)}$
 $= 0,25 \times 700 \text{ cm}$
 $= 175 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + 8 h_f$, dimana (b_w) dan (h_f) pasal 13.2.4
 $= 45 + (8 \times 12,5)$
 $= 145 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + 2 h_b$, dimana $h_b = h \text{ balok} - h_f$, (psl. 13.2.4)
 $= 45 \times 2 \cdot (70 - 12,5)$
 $= 160 \text{ cm}$

Maka diambil nilai terkecil $b_e = 145$ cm

Setelah didapat nilai lebar efektif, selanjutnya menghitung nilai k ,

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw}\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{hb + hf}\right) + 4\left(\frac{t}{hb + hf}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{145}{45}\right) \left(\frac{12,5}{70}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12,5}{70}\right) + 4\left(\frac{12,5}{70}\right)^2 + \left(\frac{145}{45} - 1\right) \left(\frac{12,5}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{145}{45} - 1\right) \left(\frac{12,5}{70}\right)}$$

$$k = 1,98$$

Setelah didapat nilai k , selanjutnya menghitung nilai momen inersia penampang balok T (I_b),

$$I_b = k \times b_w \times \frac{h^3}{12}$$

$$= 1,98 \times 45 \times \frac{70^3}{12} = 2.546.775,0 \text{ cm}^4$$

Setelah didapat nilai I_b , selanjutnya menghitung nilai momen inersia lajur pelat (I_p),

$$I_p = b_s \times \frac{t^3}{12} = (0,5 \times 600) \times \frac{12,5^3}{12} = 48.828,13 \text{ cm}^4$$

Dari nilai I_b dan I_p diatas, dapat dihitung nilai α_l (α B1, $l=700\text{cm}$),

$$\alpha_l = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.546.775,0}{48.828,13} = 52,16.$$

- b. Tinjauan balok induk (B1) 45/70 cm dengan $l = 600$ cm. Menghitung nilai lebar efektif, seperti pada gambar 4.1 Nilai ($b_w + 2 hb \leq bw + 8 hf$) = be , diambil yang terkecil dari nilai:

- $be = 0,25 \times$ Panjang bentang balok, (SNI 2847:2013 pasal 8.12.2)
 - $= 0,25 \times 600\text{cm}$
 - $= 150\text{cm}$
- $be = bw + 8 hf$, dimana (bw) dan (hf) pasal 13.2.4

$$= 45 + (8 \times 12,5)$$

$$= 145\text{cm}$$

- $be = bw + 2hb$, dimana $hb = h \text{ balok} - hf$, (psl. 13.2.4)
 $= 45 \times 2 \cdot (70 - 12,5)$
 $= 160\text{cm}$

Maka diambil nilai terkecil $be = 145 \text{ cm}$

Setelah didapat nilai lebar efektif, selanjutnya menghitung nilai k ,

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw}\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{hb + hf}\right) + 4 \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{145}{45}\right) \left(\frac{12,5}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12,5}{70}\right) + 4 \left(\frac{12,5}{70}\right)^2 + \left(\frac{145}{45} - 1\right) \left(\frac{12,5}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{145}{45} - 1\right) \left(\frac{12,5}{70}\right)}$$

$$k = 1,98$$

Setelah didapat nilai k , selanjutnya menghitung nilai momen inersia penampang balok T (I_b),

$$I_b = k \times b_w \times \frac{h^3}{12}$$

$$= 1,98 \times 45 \times \frac{70^3}{12} = 2.546.775,0 \text{ cm}^4$$

Setelah didapat nilai I_b , selanjutnya menghitung nilai momen inersia lajur pelat (I_p),

$$I_p = b_s \times \frac{t^3}{12} = (0,5 \times 700) \times \frac{12,5^3}{12} = 56.966,15 \text{ cm}^4$$

Dari nilai I_b dan I_p diatas, dapat dihitung nilai $\alpha_{2\&3}$ ($\alpha_{B1, l=600\text{cm}}$),

$$\alpha_{2\&3} = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.546.775,0}{56.966,15} = 44.71.$$

- c. Tinjauan balok induk (BA) 25/45 cm dengan $l = 700$ cm. Menghitung nilai lebar efektif, seperti pada gambar 4.1 Nilai ($b_w + 2 h_b \leq b_w + 8 h_f$) = b_e , diambil yang terkecil dari nilai:

- $b_e = 0,25 \times \text{Panjang Bentang Balok, (SNI 2847:2013 pasal 8.12.2)}$
 $= 0,25 \times 700\text{cm}$
 $= 175\text{cm}$
- $b_e = b_w + 8 h_f$, dimana (b_w) dan (h_f) pasal 13.2.4
 $= 25 + (8 \times 12,5)$
 $= 125\text{cm}$
- $b_e = b_w + 2h_b$, dimana $h_b = h$ balok – h_f , (psl. 13.2.4)
 $= 25 + 2 \cdot (45 - 12,5)$
 $= 90\text{cm}$

Maka diambil nilai terkecil $b_e = 90$ cm

Setelah didapat nilai lebar efektif, selanjutnya menghitung nilai k ,

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{hb + hf}\right) + 4 \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{hb + hf}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{90}{25}\right) \left(\frac{12,5}{45}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12,5}{45}\right) + 4 \left(\frac{12,5}{45}\right)^2 + \left(\frac{90}{25} - 1\right) \left(\frac{12,5}{45}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{90}{25} - 1\right) \left(\frac{12,5}{45}\right)}$$

$$k = 2,15$$

Setelah didapat nilai k , selanjutnya menghitung nilai momen inersia penampang balok T (I_b),

$$I_b = k \times b_w \times \frac{h^3}{12}$$

$$= 2,15 \times 25 \times \frac{45^3}{12} = 408.164,06 \text{ cm}^4$$

Setelah didapat nilai I_b , selanjutnya menghitung nilai momen inersia lajur pelat (I_p),

$$I_p = b_s \times \frac{t^3}{12} = (0,5 \times 600) \times \frac{12,5^3}{12} = 48.828,13 \text{ cm}^4$$

Dari nilai I_b dan I_p diatas, dapat dihitung nilai α_4 (α BA, $l=700\text{cm}$),

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{408.164,06}{48.828,13} = 8,36.$$

Setelah nilai $\alpha_{1,2,3\&4}$ diketahui, maka selanjutnya dapat dihitung nilai α_m sebagai berikut,

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4}$$

$$\alpha_m = \frac{51,16 + 44,71 + 44,71 + 44,71}{4} = 37,48 > 2$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 halaman 72, untuk $\alpha_m > 2$, maka ketebalan plat minimum harus memenuhi persyaratan dibawah ini:

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad \text{dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

dimana:

ℓn = Panjang bentang bersih searah sumbu panjang yang diukur muka ke muka tumpuan

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek dari plat.

Sehingga:

$$h = \frac{(6550\text{mm}) \times \left(0,8 + \frac{400\text{mpa}}{1400}\right)}{36 + 9(2,47)}$$

$$h = 122 \text{ mm}$$

Rencana awal tebal plat adalah 125 mm, dalam persyaratan $125\text{mm} > 122\text{mm} > 90 \text{ mm}$, dapat dilihat telah memenuhi persyaratan.

Selanjutnya, nilai hasil perhitungan diatas didefinisikan pada tebal plat lantai dalam tahapan pemodelan analisis struktur.

4.1.4 Desain Pendahuluan Kolom

Preliminary design kolom dilakukan dengan menghitung kebutuhan dimensi kolom terhadap beban aksial yang dipikulnya. Pada gedung ini beban aksial yang bekerja adalah beban dengan bahan bangunan seperti dalam tabel 4.2, beban hidup seperti dalam tabel 4.3, beban komponen gedung seperti dalam tabel 4.4.

Tabel 4.2. Berat Bahan Bangunan

No.	Material	Berat	Keterangan
1	Baja	7850.00 kg/m ³	
2	Batu Alam	2600.00 kg/m ³	
3	Batu Belah, batu bulat, batu gunung	1500.00 kg/m ³	berat tumpuk
4	Batu karang	700.00 kg/m ³	berat tumpuk
5	Batu pecah	1450.00 kg/m ³	
6	Besi tuang	7250.00 kg/m ³	
7	Beton	2200.00 kg/m ³	
8	Beton bertulang	2400.00 kg/m ³	
9	Kayu	1000.00 kg/m ³	kelas I
10	Kenkil, koral	1650.00 kg/m ³	kering udara sampai lembab, tanpa diayak
11	Pasangan bata merah	1700.00 kg/m ³	
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200.00 kg/m ³	
13	Pasangan batu cetak	2200.00 kg/m ³	
14	Pasangan batu karang	1450.00 kg/m ³	
15	Pasir	1600.00 kg/m ³	kering udara sampai lembab
16	Pasir	1800.00 kg/m ³	jenuh air
17	Pasir kerikil, koral	1850.00 kg/m ³	kering udara sampai lembab
18	Tanah, lempung dan lanau	1700.00 kg/m ³	kering udara sampai lembab
19	Tanah, lempung dan lanau	2000.00 kg/m ³	basah
20	Timah Hitam / timbel	11500.00 kg/m ³	

(Sumber: SNI 1727:2013 Tabel 3.1 dan PPIUG 1987)

Tabel 4.3. Beban Hidup

No.	Jenis	Nilai	Keterangan
1	Rumah Tinggal (Semua Hunian)	196.00 kg/m ²	Ruang Pribadi dan Koridor yang melayani mereka
2	Dack Atap Dengan Fungsi Lain	196.00 kg/m ²	Sama Seperti Fungsi hunian
3	Tangga	488.00 kg/m ²	Tangga Tetap

(Sumber: SNI 1727:2013 tabel 4.1)

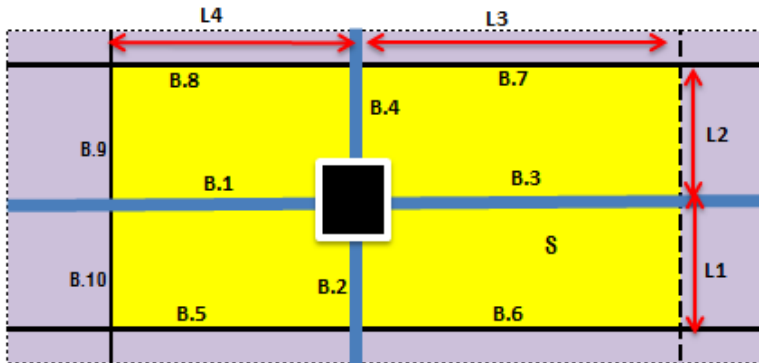
Tabel 4.4. Berat Komponen Gedung

No.	Material	Berat	Keterangan
1	Adukan, per cm tebal :		
	- dari semen	21.00 kg/m ²	
	- dari kapur, semen merah/tras	17.00 kg/m ²	
2	Aspal, per cm tebal	14.00 kg/m ²	
3	Dinding pasangan bata merah :		
	- Satu batu	450.00 kg/m ²	
	- Setengah Batu	250.00 kg/m ²	
4	Dinding pasangan batako :		
	-Berlubang :		
	Tebal dinding 20 cm (HB20)	200.00 kg/m ²	
	Tebal dinding 10 cm (HB10)	120.00 kg/m ²	
	- Tanpa Lubang :		
	Tebal dinding 15 cm	300.00 kg/m ²	
	Tebal dinding 10 cm	200.00 kg/m ²	
5	Langit-langit & dinding, terdiri :		
	- Semen asbes (eternit) tebal maks. 4mm	11.00 kg/m ²	termasuk rusuk-rusuk, tanpa penggantung
	- Kaca tebal 3-5 mm	10.00 kg/m ²	atau pengaku
6	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu	40.00 kg/m ²	tanpa langit-langit, bentang maks. 5 m, beban hidup maks. 200 kg/m ²
7	Penggantung langit-langit (kayu)	7.00 kg/m ²	bentang maks. 5m, jarak s.k.s min. 0,80m
8	Penutup atap genteng	50.00 kg/m ²	dengan reng dan usuk / kaso per m ² bidang atap
9	Penutup atap sirip	40.00 kg/m ²	dengan reng dan usuk / kaso per m ² bidang atap
10	Penutup atap seng gelombang (BLS-25)	10.00 kg/m ²	tanpa usuk
11	Penutup lantai ubin per-cm tebal	24.00 kg/m ²	ubin semen portland, teraso dan beton tanpa adukan
12	Semen asbes gelombang (5mm)	1.00 kg/m ²	

(Sumber: SNI 1727:2013 tabel 3.1 dan PPIUG 1987)

Desain pendahuluan kolom dapat dilihat pada uraian perhitungan kolom tipe K1, pada denah dengan grid C4, adapun tahapan uraian perhitungannya yaitu sebagai berikut:

- Menghitung berat komponen yang akan dipikul oleh kolom. terlebih dahulu membuat sketsa (gambar 4.3) dan menentukan dimensi sketsa (tabel 4.5) area yang akan dipikul oleh kolom, berikutnya menghitung berat dimensi komponen utama beban mati kolom (tabel 4.6), berat komponen tambahan beban mati (tabel 4.7) dan beban hidup (tabel 4.8) yang akan dipikul oleh kolom K1 tersebut.



Gambar 4.3. Sketsa Tinjauan Kolom K1 Grid C4

Tabel 4.5. Dimensi Denah Sketsa Gambar 4.3

No.	Keterangan	Nilai	Satuan
1	L1	3.50	m
2	L2	3.00	m
3	L3	3.50	m
4	L4	4.50	m
5	Tinggi Per lantai	3.70	m

Tabel 4.6. Berat Komponen Struktur Utama

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
B.1	Balok Induk	2484.00 Kg	Berat = $(L \times (h - hf) \times \rho) \times b \times j$
	L	0.40 m	Lebar Balok
	h	0.70 m	Tinggi Balok
	p	4.50 m	Panjang Balok
	b _j	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	h _f	0.13 m	Tebal Plat Lantai

Tabel 4.6. Berat Komponen Struktur Utama (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
B.2	Balok Induk	1932.00 Kg	Berat = $(Lx(h-hf)xp)xbj$
	L	0.40 m	Lebar Balok
	h	0.70 m	Tinggi Balok
	p	3.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.3	Balok Induk	1932.00 Kg	Berat = $(Lx(h-hf)xp)xbj$
	L	0.40 m	Lebar Balok
	h	0.70 m	Tinggi Balok
	p	3.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.4	Balok Induk	1656.00 Kg	Berat = $(Lx(h-hf)xp)xbj$
	L	0.40 m	Lebar Balok
	h	0.70 m	Tinggi Balok
	p	3.00 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.5	Balok Anak	438.75 Kg	Berat = $(Lx(h-hf)xp)xbj$
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	4.50 m	Panjang Balok

Tabel 4.6 Berat Struktur Komponen Utama (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.6	Balok Anak	341.25 Kg	Berat = $(L \times (h-hf) \times p) \times b_j$
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	3.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.7	Balok Anak	341.25 Kg	Berat = $(L \times (h-hf) \times p) \times b_j$
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	3.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.8	Balok Anak	438.75 Kg	Berat = $(L \times (h-hf) \times p) \times b_j$
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	4.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.9	Balok Anak	292.50 Kg	Berat = $(L \times (h-hf) \times p) \times b_j$

Tabel 4.6 Berat Struktur Komponen Utama (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	3.00 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 m	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
B.10	Balok Anak	341.25 Kg	Berat = $(L \times (h - hf) \times p) \times b_j$
	L	0.13 m	Lebar Balok = 0.5 lebar
	h	0.45 m	Tinggi Balok
	p	3.50 m	Panjang Balok
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	hf	0.13 m	Tebal Plat Lantai
S	Plat Lantai	15600.00 Kg	Berat = $(A \times h_f) \times b_j$
	hf	0.13 m	Tebal Plat
	A	52.00 m ²	Luasan Plat = $L_x \times L_y$
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = $L_3 + L_4$
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = $L_1 + L_2$
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
W1	Berat 1	25797.75 Kg	Total Beban Mati Komponen Utama Per-lantai

Tabel 4.7. Berat Komponen Tambahan

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
1	Adukan Dari Semen per-cm tebal	2253.30 Kg	Berat = A x bs
	A	107.30 m ²	Luasan Dinding Plesteran = (L x Lz) x 2 lapis
	L	14.50 m	Panjang =L1 + L2 + L3 + L4 (diasumsikan)
	Lz	3.70 m	Tinggi Dinding
	bs	21.00 kg/m ²	Berat Satuan
2	Penutup lantai ubin per-cm tebal	1872.00 Kg	Berat = (A x bs) x 1.5 Tebal
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	24.00 kg/m ²	Berat Satuan
3	Penggantung langit-langit (kayu)	364.00 Kg	Berat = (A x bs)
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	7.00 kg/m ²	Berat Satuan
4	Langit-langit Tebal Per-4mm	1287.00 Kg	Berat = (A x bs) x (9 mm / 4mm Tebal)
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2

Tabel 4.7 Berat Komponen Tambahan (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	bs	11.00 kg/m ²	Berat Satuan
5	Sanitair	1040.00 Kg	Berat = (A x bs)
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	20.00 kg/m ²	Berat Satuan
6	Mekanikal Elektrikal	2080.00 Kg	Berat = (A x bs)
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	40.00 kg/m ²	Berat Satuan
7	Aspal (waterproofing Lantai dack)	1820.00 Kg	Berat = (A x bs)+ Screeding (*Khusus Lantai Dack)
	A	52.00 m ²	Luasan = Lx x Ly
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	14.00 kg/m ²	Berat Satuan
	Screeding	1092.00 Kg	Screeding = A x Adukan Semen Per-cm Tebal
8	Dinding Pasangan 1/2 Bata	13412.50 Kg	Berat = A x bs
	A	53.65 m ²	Luasan Dinding = (L x Lz)
	L	14.50 m	Panjang =L1 + L2 + L3 + L4 (diasumsikan)
	Lz	3.70 m	Tinggi Dinding
	bs	250.00 kg/m ²	Berat Satuan
W2	Berat 2	22308.80 Kg	Total Beban Mati Komponen Tambahan Per-lantai

Tabel 4.8. Berat Beban Hidup

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
1	Lantai Hunian	10192.00 Kg	Berat = A x bs
	A	52.00 m ²	Luasan Dinding = (Lx x Ly)
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	196.00 kg/m ²	Berat Satuan
2	Lantai Atap (Dengan Fungsi Lain)	10192.00 Kg	Berat = A x bs (<i>*hanya pada lantai Atap</i>)
	A	52.00 m ²	Luasan Dinding = (Lx x Ly)
	Lx	8.00 m	Panjang Arah x = L3+L4
	Ly	6.50 m	Panjang Arah y = L1 + L2
	bs	196.00 kg/m ²	Berat Satuan
R1	Reduksi Beban Hidup Lantai hunian	0.60	SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2
R2	Reduksi Beban Hidup Lantai Atap	0.60	
W3	Berat 3	6115.2 Kg	Total Beban Hidup Per-lantai

Menurut SNI 1727:2012, beban hidup dapat direduksi dengan rumus sebagai berikut:

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

dimana:

L_o = Beban hidup rencana tanpa reduksi (m²)

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup (tabel 4.1 SNI:1727)

A_T = Luasan (m²)

Berdasarkan uraian perhitungan beban diatas, dapat dirangkum seperti dalam tabel 4.9 berikut.

Tabel 4.9. Rangkuman Beban Kolom K1 Perlantai

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
W1	Berat 1	25797.75 Kg	Total Beban Mati Komponen Utama Perlantai
W2	Berat 2	22308.80 Kg	Total Beban Mati Komponen Tambahan Per-lantai
W3	Berat 3	6115.20 Kg	Total Beban Hidup Perlantai
W4	Berat 4 Tambahan Beban Mati Lantai Dack Atap	1820.00 Kg	Aspal (waterproofing Lantai dack)
W5	Berat 5 Beban Hidup Lantai Dack Atap	6115.20 Kg	Lantai Atap (Dengan Fungsi Lain)

Berdasarkan rangkuman beban kolom K1 perlantai (tabel 4.9), selanjutnya dapat dihitung beban yang akan dipikul oleh masing masing kolom K1A, K1B, K1C, K1D dan K1E sebagaimana dapat dilihat dalam tabel 4.10 berikut:

Tabel 4.10. Beban Kolom K1 Masing-Masing Tipe

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
K1.A	Kolom Tipe 1 (Lantai 1-10)	4113937.14 Kg	$WK1 = 1.2 DL + 1.6 LL$
	Memikul Jumlah Lantai (N)	50.00 Lt.	Termasuk Lantai Dack Atap
	Beban Mati (LD)	2359040.95 Kg	$LD = ((W1 \times (N-1)) + (W2 \times (N-1))) + W4$
	Beban Hidup (LL)	305760.00 Kg	$LL = ((W3 \times (N-1)) + W5$
	Berat Sendiri Kolom	661560.00 kg	Berat Kolom
	Luasan	2.56 m ²	Luasan dimensi kolom tanpa beban berat sendiri

Tabel 4.10. Beban Kolom K1 Masing-Masing Tipe (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	Tinggi Per lantai	3.70 m	
	Jumlah Lantai	10.00	Jumlah lantai dengan dimensi kolom ini
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	Berat kolom interval di atasnya	434232.00 kg	Berat Kolom diatas interval lantai ini
K1.B	Kolom Tipe 1 (Lantai 11-20)	3166021.74 Kg	WK2 = 1.2 DL + 1.6 LL
	Memikul Jumlah Lantai (N)	40.00 Lantai	Termasuk Lantai Dack Atap
	Beban Mati (LD)	1877975.45 Kg	$LD = ((W1 \times (N-1)) + (W2 \times (N-1))) + W4$
	Beban Hidup (LL)	244608.00 Kg	$LL = ((W3 \times (N-1)) + W5$
	Berat Sendiri Kolom	434232.00 kg	Berat Kolom
	Luasan	1.96 m ²	Luasan dimensi kolom tanpa beban berat sendiri
	Tinggi Per lantai	3.70 m	
	Jumlah Lantai	10.00	Jumlah lantai dengan dimensi kolom ini
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	Berat kolom interval di atasnya	260184.00 kg	Berat Kolom diatas interval lantai ini
K1.C	Kolom Tipe 1 (Lantai 21-30)	2282042.34 Kg	WK3 = 1.2 DL + 1.6 LL
	Memikul Jumlah Lantai (N)	30.00 Lantai	Termasuk Lantai Dack Atap
	Beban Mati (LD)	1396909.95 Kg	$LD = ((W1 \times (N-1)) + (W2 \times (N-1))) + W4$
	Beban Hidup (LL)	183456.00 Kg	$LL = ((W3 \times (N-1)) + W5$
	Berat Sendiri Kolom	260184.00 kg	Berat Kolom
	Luasan	1.44 m ²	Luasan dimensi kolom tanpa beban berat sendiri

Tabel 4.10. Beban Kolom K1 Masing-Masing Tipe (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	Tinggi Perlantai	3.70 m	
	Jumlah Lantai	10.00	Jumlah lantai dengan dimensi kolom ini
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	Berat kolom interval diatasnya	132312.00 kg	Berat Kolom diatas interval lantai ini
K1.D	Kolom Tipe 1 (Lantai 31-40)	1453474.14 Kg	WK4 = 1.2 DL + 1.6 LL
	Memikul Jumlah Lantai (N)	20.00 Lantai	Termasuk Lantai Dack Atap
	Beban Mati (LD)	915844.45 Kg	$LD = ((W1 \times (N-1)) + (W2 \times (N-1))) + W4$
	Beban Hidup (LL)	122304.00 Kg	$LL = ((W3 \times (N-1)) + W5$
	Berat Sendiri Kolom	132312.00 kg	Berat Kolom
	Luasan	1.00 m ²	Luasan dimensi kolom tanpa beban berat sendiri
	Tinggi Perlantai	3.70 m	
	Jumlah Lantai	10.00	Jumlah lantai dengan dimensi kolom ini
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	Berat kolom interval diatasnya	43512.00 kg	Berat Kolom diatas interval lantai ini
K1.E	Kolom Tipe 1 (Lantai 41-50)	671792.34 Kg	WK4 = 1.2 DL + 1.6 LL
	Memikul Jumlah Lantai (N)	10.00 Lantai	Termasuk Lantai Dack Atap
	Beban Mati (LD)	434778.95 Kg	$LD = ((W1 \times (N-1)) + (W2 \times (N-1))) + W4$
	Beban Hidup (LL)	61152.00 Kg	$LL = ((W3 \times (N-1)) + W5$
	Berat Sendiri Kolom	43512.00 kg	Berat Kolom
	Luasan	0.49 m ²	Luasan dimensi kolom tanpa beban berat sendiri

Tabel 4.10. Beban Kolom K1 Masing-Masing Tipe (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
	Tinggi Per lantai	3.70 m	
	Jumlah Lantai	10.00	Jumlah lantai dengan dimensi kolom ini
	bj	2400.00 kg/m ³	Berat Jenis Beton Bertulang
	Berat kolom interval di atasnya	0.00 kg	Berat Kolom diatas interval lantai ini

- Setelah masing-masing tipe kolom K1 diketahui beban yang dipikulnya, maka selanjutnya dapat dihitung dimensi kolom tersebut, dimensi yang akan digunakan adalah kolom berpenampang persegi, sebagaimana tercantum dalam tabel 4.11 berikut.

Tabel 4.11. Perhitungan Dimensi Kolom K1 Masing-Masing Tipe

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
K1.A	Kolom Tipe 1 (Lantai 1-10)		
	Beban (P)	4113937.14 kg	
	A	24683.62 cm ²	$A = 3 \times (P/f_c)$, $f_c = 50$ Mpa, $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2$
	Penampang Persegi (b)	157.11 cm	$b = \sqrt{A}$
	Penampang dipakai persegi (b)	160.00 cm	Penampang = b x b
K1.B	Kolom Tipe 1 (Lantai 11-20)		
	Beban (P)	3166021.74 kg	
	A	18996.13 cm ²	$A = 3 \times (P/f_c)$, $f_c = 50$ Mpa, $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2$
	Penampang Persegi (b)	137.83 cm	$b = \sqrt{A}$
	Penampang dipakai persegi	140.00 cm	Penampang = b x b

Tabel 4.11. Perhitungan Dimensi Kolom K1 Masing-Masing Tipe (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
K1.C	Kolom Tipe 1 (Lantai 21-30)		
	Beban (P)	2282042.34 kg	
	A	13692.25 cm ²	$A = 3 \times (P/f_c)$, $f_c = 50$ Mpa, 1 Mpa = 10 kg/cm ²
	Penampang Persegi (b)	117.01 cm	$b = \sqrt{A}$
	Penampang dipakai persegi	120.00 cm	Penampang = b x b
K1.D	Kolom Tipe 1 (Lantai 31-40)		
	Beban (P)	1453474.14 kg	
	A	8720.84 cm ²	$A = 3 \times (P/f_c)$, $f_c = 50$ Mpa, 1 Mpa = 10 kg/cm ²
	Penampang Persegi (b)	93.39 cm	$b = \sqrt{A}$
	Penampang dipakai persegi	100.00 cm	Penampang = b x b
K1.E	Kolom Tipe 1 (Lantai 41-50)		
	Beban (P)	671792.34 kg	
	A	4030.75 cm ²	$A = 3 \times (P/f_c)$, $f_c = 50$ Mpa, 1 Mpa = 10 kg/cm ²
	Penampang Persegi (b)	63.49 cm	$b = \sqrt{A}$
	Penampang dipakai persegi	70.00 cm	Penampang = b x b

Hasil desain pendahuluan untuk kolom K1 dapat dilihat dalam tabel 4.11, untuk tipe kolom K2, K3 dan K4 dapat dilihat dalam rangkuman hasil perhitungan tabel 4.12.

Tabel 4.12. Rangkuman Hasil Desain Pendahuluan Kolom

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
K1.A	Kolom Tipe 1 (Lantai 1-10)		
	Penampang dipakai persegi (b)	160.00 cm	Penampang = b x b
K1.B	Kolom Tipe 1 (Lantai 11-20)		
	Penampang dipakai persegi	140.00 cm	Penampang = b x b
K1.C	Kolom Tipe 1 (Lantai 21-30)		
	Penampang dipakai persegi	120.00 cm	Penampang = b x b
K1.D	Kolom Tipe 1 (Lantai 31-40)		
	Penampang dipakai persegi	100.00 cm	Penampang = b x b
K1.E	Kolom Tipe 1 (Lantai 41-50)		
	Penampang dipakai persegi	70.00 cm	Penampang = b x b
K2.A	Kolom Tipe 2 (Lantai 1-10)		
	Penampang dipakai persegi (b)	100.00 cm	Penampang = b x b
K2.B	Kolom Tipe 2 (Lantai 11-20)		
	Penampang dipakai persegi	85.00 cm	Penampang = b x b
K2.C	Kolom Tipe 2 (Lantai 21-30)		
	Penampang dipakai persegi	70.00 cm	Penampang = b x b

Tabel 4.12. Rangkuman Hasil Desain Pendahuluan Kolom (Lanjutan)

Kode	Jenis	Nilai	Keterangan
K2.D	Kolom Tipe 2 (Lantai 31-40)		
	Penampang dipakai persegi	60.00 cm	Penampang = b x b
K2.E	Kolom Tipe 2 (Lantai 41-50)		
	Penampang dipakai persegi	50.00 cm	Penampang = b x b
K3.A	Kolom Tipe 1 (Lantai 1-10)		
	Penampang dipakai persegi (b)	80.00 cm	Penampang = b x b
K3.B	Kolom Tipe 1 (Lantai 11-20)		
	Penampang dipakai persegi	65.00 cm	Penampang = b x b
K3.C	Kolom Tipe 1 (Lantai 21-30)		
	Penampang dipakai persegi	50.00 cm	Penampang = b x b
K4.A	Kolom Tipe 4 (Lantai 1-10)		
	Penampang dipakai persegi (b)	80.00 cm	Penampang = b x b
K4.B	Kolom Tipe 4 (Lantai 11-20)		
	Penampang dipakai persegi	70.00 cm	Penampang = b x b
K4.C	Kolom Tipe 4 (Lantai 21-30)		
	Penampang dipakai persegi	60.00 cm	Penampang = b x b
K4.D	Kolom Tipe 4 (Lantai 31-40)		
	Penampang dipakai persegi	50.00 cm	Penampang = b x b
K4.E	Kolom Tipe 4 (Lantai 41-50)		
	Penampang dipakai persegi	45.00 cm	Penampang = b x b

Selanjutnya, nilai rangkuman (tabel 4.12) didefinisikan pada penampang kolom dalam tahapan pemodelan analisis struktur.

4.1.5 Desain Pendahuluan *Shear Wall* dan *Core Wall*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 22.6.6.2, ketebalan dinding struktur khusus tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang bagian dinding secara lateral, diambil yang terbesar dan tidak kurang dari 140mm.

Panjang bentang *core wall* = 9 m

Panjang bentang *shear wall* = 6,5 m

Tinggi per lantai = 3,7 m

Syarat tebal minimum :

$$\frac{h}{24} = \frac{370cm}{24} = 15,41cm$$

$$\frac{lc}{24} = \frac{900cm}{24} = 37,5cm$$

$$\frac{ls}{24} = \frac{650cm}{24} = 27cm, \text{ Tebal } shear \text{ wall dan } core \text{ wall tidak}$$

boleh kurang dari 140 mm. Jadi tebal *shear wall* dan *core wall* sebesar 37,5 cm dapat digunakan untuk dinding struktural khusus, namun mengingat ketinggian struktur bangunan cukup tinggi, maka untuk memenuhi syarat simpangan struktur pada pemodelan digunakan tebal *shear wall* dan *core wall* sebesar 50 cm.

Mengingat jumlah lantai cukup banyak, agar lebih ekonomis sebaiknya tebal *shear wall* dan *core wall* dibagi dalam beberapa interval jumlah lantai, misalnya lantai 1-10 dengan tebal 50cm, lantai 11-20 tebal 40 cm dan seterusnya, semakin terperinci akan semakin ekonomis. Pembagian interval tebal penampang dengan prinsip bahwa gaya lateral yang harus dipikul oleh *shear wall* dan *core wall* semakin ke lantai atas struktur bangunan akan semakin berkurang, maka tebal *shear wall* dan *core wall* semakin ke lantai atas juga akan dapat semakin mengecil. Namun, mengingat keterbatasan waktu dalam tugas akhir ini, maka pengecilan dimensi dilakukan hanya pada perhitungan tulangan yaitu dibagi dalam 5 interval (tipe A untuk lantai 1-10, tipe B untuk lantai 11-20, tipe C untuk lantai 21-30, tipe D untuk lantai 31-40 dan tipe E untuk lantai 41-50), sedangkan untuk tebal penampang *shear wall*

dan *core wall* untuk seluruh lantai disamakan yaitu sebesar 50 cm, tebal ini selanjutnya didefinisikan dalam pemodelan struktur.

Setelah melakukan analisis struktur, semua dimensi dalam desain pendahuluan dapat saja terjadi perubahan, tergantung dari kebutuhan dalam analisa struktur, untuk itu dimensi desain pendahuluan ini belum bisa dijadikan dasar ukuran untuk desain, namun baru bisa dijadikan dasar ukuran untuk pemodelan dalam analisis struktur pada tahap selanjutnya.

4.2 Analisis dan Desain Struktur Sekunder

Analisis dan desain struktur sekunder terdiri dari pelat lantai dan tangga.

4.2.1 Struktur Pelat Lantai

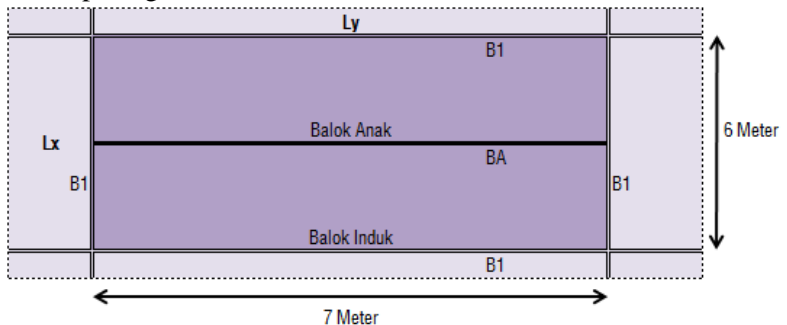
Salah satu di antara tipe konstruksi lantai yang paling umum adalah sistem pelat-balok anak-balok induk. Panel pelat yang dibatasi oleh balok anak suatu sisi panjang dan oleh balok induk, lazimnya mempunyai panjang yang besarnya paling tidak dua kali lebar. Di dalam keadaan demikian, beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat lantai dapat dianggap seluruhnya dipikul oleh balok. Tebal pelat lantai seperti yang telah diuraikan dalam perhitungan desain pendahuluan sebelumnya yaitu dengan tebal 125 mm. Selanjutnya dapat dilakukan analisis dan desain tulangan pelat lantai, adapun tahapannya adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data umum dan sketsa

Data umum pelat lantai:

- Tebal pelat = 125 mm
- Mutu beton = 50 Mpa
- Mutu tulangan = 400 Mpa
- Selimut beton = 20 mm
- Diameter Tulangan = 10 mm

Plat yang akan ditinjau sebagaimana dapat dilihat dalam sketsa pada gambar 4.4.



Gambar 4.4. Sketsa Tinjauan Penulangan Plat Lantai

2. Menghitung beban struktur pelat lantai.

Plat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG '83)*. Berdasarkan fungsi tiap lantai dan atap pada gedung. Kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 adalah :

$$- U = 1,4 \text{ DL (SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1.(9-1))}$$

$$- U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 (L_r \text{ atau R}) \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.2.1.(9-2))}$$

Keterangan :

DL = Dead Load (Beban Mati)

LL = Life Load (Beban Hidup)

L_r atau R = Rain Load (Beban Atap atau Beban Hujan)

Pembebanan pada plat dihitung berdasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG '87) dan SNI 1727:2013 adalah sebagai berikut:

Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,125 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 300 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Ubin (1 cm)} &= 1 \times 24 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 24 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Spesi (t = 2 cm)} &= 2 \times 21 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 42 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Plafon+penggantung} &= (11 + 7) \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 18 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ MEP} &= 40 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Partisi + Rak} &= 100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Sanitasi} &= 20 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 20 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{DL}_{\text{tot}} = \mathbf{544 \text{ kg/m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup (LL)} &= 196 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= \mathbf{196 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1.(9-1) dan pasal 9.2.1.(9-2) adalah:

$$\begin{aligned} \checkmark \quad q_{u1} &= 1,4 \text{ DL} &&= 1,4 \times 544 \\ &&&= 761,6 \text{ kg/m} \\ \checkmark \quad q_{u2} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} &&= (1,2 \times 532) + (1,6 \times 400) \\ &&&= 952 \text{ kg/m} \\ &&&= 952 \times 0,009807 \\ &&&= 9,33 \text{ kN/m (menentukan)} \end{aligned}$$

3. Menghitung analisa struktur pelat lantai.

Analisis struktur pelat lantai bertujuan untuk mengetahui momen lentur yang bekerja pada pelat lantai. Pada pelat satu arah momen dihitung sesuai ketentuan SNI 2847:2013 pasal 8.3.3, adapun parameter yang menentukan adalah sebagai berikut:

- $L_y = 700 \text{ cm}$
- $L_x = 600/2 = 300 \text{ cm}$
- L_y (Panjang Efektif Pelat)

$$\begin{aligned} &= \text{Sisi Arah memanjang} - \left(\frac{bB1}{2} + \frac{bB1}{2} \right) \\ &= 700 \text{ cm} - ((45/2) + (25/2)) \\ &= 655 \text{ cm} \end{aligned}$$
- L_x (Lebar Efektif Pelat)

$$\begin{aligned} &= \text{Sisi Arah Memendek} - \left(\frac{bB1}{2} + \frac{bBA}{2} \right) \\ &= 300 \text{ cm} - ((45/2) + (45/2)) \\ &= 265 \text{ cm} \end{aligned}$$
- $\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{655}{265} = 2,47 > 2$ (pelat satu arah)
- $\beta_1 = 0,85 - (((50 - 28) / 7) * 5\%) = 0,71$
(SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)
- $d = tp - \text{selimut} - \frac{\phi_{tul\ utama}}{2} = 125 - 20 - \frac{10}{2} = 100 \text{ mm}$
- $M_{rinterior_1} = \frac{1}{10} Wu.Lx^2 = \frac{1}{10} (9,33)(2,65)^2 = 6,55 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
 - \quad M_{Lap} &= \frac{1}{16} Wu.Lx^2 = \frac{1}{16} (9,33)(2,65)^2 = 4,09kNm \\
 - \quad M_{t_{interior}_2} &= \frac{1}{11} Wu.Lx^2 = \frac{1}{11} (9,33)(2,65)^2 = 5,95kNm
 \end{aligned}$$

4. Menghitung kebutuhan tulangan struktur pelat lantai.

a. Tumpuan interior 1

a.1. Menghitung kebutuhan tulangan awal.

$$A_s \geq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{Mu}{\phi f_y (jd)}$$

Karena pelat satu arah biasanya menggunakan rasio tulangan yang relatif sedikit, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,95d$ untuk daerah momen negatif (MacGregor,2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,95d)}$$

$$A_s \geq \frac{6,55 \times 10^6}{0,9(400)(0,95 \times 100)}$$

$$A_s \geq 191,52 \text{ mm}^2$$

a.2. Kontrol kondisi penampang.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{191,52(400)}{0,85(50)(1000)} = 1,80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,80}{0,71} = 2,51 \text{ mm}$$

$$3/8 dt = 3/8 \times 100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots \dots (\textit{tension controlled}, \textit{asumsi awal benar})$$

a.3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang.

$$A_{s\text{perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s\text{perlu}} \geq \frac{6,55 \times 10^6}{0,9(400) \left(100 - \frac{1,80}{2} \right)}$$

$$A_{s\text{perlu}} \geq 183,65 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{183,65}{1000(100)} = 0,00183$$

a.4. Cek syarat minimum tulangan.

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan kebutuhan tulangan minimum terhadap suhu dan susut terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 :

- Slab yang menggunakan mutu 280 atau 350,

$$\rho_{\min} = 0,0020$$

- Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420,

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

Digunakan $f_y = 400$ MPa, maka dilakukan interpolasi

$$\rho_{\min} = 0,002 - \frac{(280 - 400)}{(280 - 420)} \cdot (0,002 - 0,0018) = 0,00182$$

$\rho_{\min} < \rho$ (untuk tul. utama pakai ρ)

$$A_{s\text{min}} = \rho b d = 0,00183 \times 1000 \times 100 = 183,65 \text{ mm}^2$$

a.5. Menghitung tulangan utama terpasang.

$$A_{s\text{perlu}} = A_{s\text{min}} = 183,65 \text{ mm}^2, \text{ digunakan } A_s = A_{s\text{min}} = 183,65 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{183,65}{78,54} = 2,33 \approx 3 \text{ buah}$$

a.6. Kontrol jarak tulangan utama.

Berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 10.5.4) bahwa spasi maksimum antar tulangan untuk slab tiak boleh melebihi nilai terkecil dari tiga kali tebal slab atau 450 mm (disini nilai terkecil adalah 3 x tebal slab). Dan Pada (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2) disebutkan bahwa spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dari dua kali tebal slab ($\leq 2 \times 125 = 250$ mm)

Jarak tulangan utama dalam tinjauan 1 m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{3-1} = 500\text{mm} \geq 250 \text{ mm}$$

..... jarak direvisi!!

Maka digunakan jarak tulangan ≤ 250 mm yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 150$ mm

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{150} + 1 = 7,67 \sim 8 \text{ buah (tinjauan 1 m)}$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 8 \times 78,54 = 628,31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-150, $A_s = 628,31 \text{ mm}^2$

a.7. Menghitung tulangan pembagi terpasang (tulangan susut).

$$A_s \text{ Pakai} = 183,65 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_{\text{Tulangan}}} = \frac{183,65}{78,54} = 2,33 \sim 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan pembagi dalam tinjauan 1 m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{3-1} = 500\text{mm} \geq 250 \text{ mm}$$

... jarak direvisi!!

Maka digunakan jarak tulangan ≤ 250 mm yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 200$ mm

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{200} + 1 = 6\text{buah (tinjauan 1 m)}$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 6 \times 78,54 = 471,23 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-200, $A_s = 471,23 \text{ mm}^2$

a.8. Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak.

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

$$\text{syarat : } s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} 400 = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$c_c = 20 \text{ mm}$$

Keterangan :

c_c : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

f_s : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$s = 380 \frac{280}{266,66} - (2,5 \times 20) = 349 \text{ mm}$$

$$300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,66} = 315 \text{ mm}$$

jarak antar tulangan maksimal = 200 mm (lebih kecil dari batas s , OK)

a.9. Kontrol ketebalan pelat terhadap geser.

Kontrol terhadap geser dilakukan pada bagian tumpuan interior 1. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.3.3, nilai V_u adalah:

$$V_u = \frac{w_u l_n}{2} = \frac{(9,33)(2,65)}{2} = 12,36 \text{ kN}$$

Nilai V_c ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1.

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c} . b w . d = 0,17 \lambda \sqrt{50} . 1000 . 100 = 120208,15 \text{ n}$$

Ket : $\lambda = 1$ (beton normal) SNI 2847-2013 pasal 8.6.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 120208,15 = 90156 \text{ n} = 90,156 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ (tebal pelat memenuhi persyaratan geser)

a.10. Kontrol Lendutan.

Dalam Peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5(b) disebutkan batas lendutan maksimum untuk *pelat atap* harus lebih kecil dari :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{180} = \frac{265}{180} = 1,47 \text{ cm}$$

$$q_d = 1,2 \cdot DL = 1,2 \times 544 \text{ kg/m} = 652,8 \text{ kg/m} = 6,52 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{50}$$

$$= 33234,01 \text{ N/mm}^2 = 332340,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 12,5^3 = 16276,04 \text{ cm}^4$$

$$\delta^{\circ} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times (L)^4}{EI} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{6,52 \text{ kg/cm} \times (265 \text{ cm})^4}{332340,1 \text{ kg/cm}^2 \times 16276,04 \text{ cm}^4} \right)$$

$$= 0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots < \delta_{ijin} = 1,47 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{ok !!!}$$

b. Lapangan

b.1. Menghitung kebutuhan tulangan awal.

$$A_s \geq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{Mu}{\phi f_y (jd)}$$

Karena pelat satu arah biasanya menggunakan rasio tulangan yang relatif sedikit, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,95d$ untuk daerah momen negatif (MacGregor 2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,95d)}$$

$$A_s \geq \frac{4,09 \times 10^6}{0,9(400)(0,95 \times 100)}$$

$$A_s \geq 119,73 \text{ mm}^2$$

b.2. Kontrol kondisi penampang.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{119,73(400)}{0,85(50)(1000)} = 1,12 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,12}{0,71} = 1,57 \text{ mm}$$

$$3/8 \text{ dt} = 3/8 \times 100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots \dots (\text{tension controlled, asumsi awal benar})$$

b.3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang.

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{4,09 \times 10^6}{0,9(400) \left(100 - \frac{1,12}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 114,39 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{114,39}{1000(100)} = 0,0011$$

b.4. Cek syarat minimum tulangan.

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan kebutuhan tulangan minimum terhadap suhu dan susut terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 :

- Slab yang menggunakan mutu 280 atau 350,

$$\rho_{\min} = 0,0020$$

- Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420,

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

Digunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$, maka dilakukan interpolasi

$$\rho_{\min} = 0,002 - \frac{(280 - 400)}{(280 - 420)} \cdot (0,002 - 0,0018) = 0,00182$$

$$\rho_{\min} < \rho \dots \dots (\text{untuk tul. utama pakai } \rho)$$

$$A_{s \min} = \rho b d = 0,00182 \times 1000 \times 100 = 182,85 \text{ mm}^2$$

b.5. Menghitung tulangan utama terpasang.

$$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \min} = 182,85 \text{ mm}^2, \text{ digunakan } A_s = A_{s \min} = 182,85 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{182,85}{78,54} = 2,32 \approx 3 \text{ buah}$$

b.6. Kontrol jarak tulangan utama.

Berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 10.5.4) bahwa spasi maksimum antar tulangan untuk slab tiak boleh melebihi nilai terkecil dari tiga kali tebal slab atau 450 mm (disini nilai terkecil adalah 3 x tebal slab). Dan pada (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2) disebutkan bahwa spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dari dua kali tebal slab ($\leq 2 \times 125 = 250 \text{ mm}$)

Jarak tulangan utama dalam tinjauan 1m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{3-1} = 500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$$

..... *jarak direvisi!!*

Maka digunakan jarak tulangan $\leq 250 \text{ mm}$ yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 150 \text{ mm}$

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{150} + 1 = 7,67 \sim 8 \text{ buah (tinjauan 1 m)}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 8 \times 78,54 = 628,31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-150, $A_s = 628,31 \text{ mm}^2$

b.7. Menghitung tulangan pembagi terpasang (tulangan susut).

$$A_s \text{ Pakai} = 182,85 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{182,84}{78,54} = 2,32 \sim 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan pembagi dalam tinjauan 1 m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{3-1} = 500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$$

... jarak direvisi!!

Maka digunakan jarak tulangan ≤ 250 mm yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 200$ mm

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{200} + 1 = 6 \text{ buah} \quad (\text{tinjauan 1 m})$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 6 \times 78,54 = 471,23 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-200, $A_s = 471,23 \text{ mm}^2$

b.8. Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak.

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

$$\text{syarat : } s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} 400 = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$c_c = 20 \text{ mm}$$

Keterangan :

c_c : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

f_s : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$s = 380 \frac{280}{266,66} - (2,5 \times 20) = 349 \text{ mm}$$

$$300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,66} = 315 \text{ mm}$$

jarak antar tulangan maksimal = 200 mm (lebih kecil dari batas s , OK)

b.9. Kontrol ketebalan pelat terhadap geser.

Kontrol terhadap geser dilakukan pada bagian tumpuan interior 1. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.3.3, nilai V_u adalah:

$$V_u = \frac{w_u l_n}{2} = \frac{(9,33)(2,65)}{2} = 12,36 kN$$

Nilai V_c ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f_c}bw.d = 0,17\lambda\sqrt{50}.1000.100 = 120208,15 n$$

Ket : $\lambda = 1$ (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 120208,15 = 90156 n = 90,156 kN$$

$\phi V_c > V_u$ (tebal pelat memenuhi persyaratan geser)

b.10. Kontrol Lendutan.

Dalam Peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5(b) disebutkan batas lendutan maksimum untuk *pelat atap* harus lebih kecil dari :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{180} = \frac{265}{180} = 1,47 \text{ cm}$$

$$q_d = 1,2 \cdot DL = 1,2 \times 544 \text{ kg/m} = 652,8 \text{ kg/m} = 6,52 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{50}$$

$$= 33234,01 \text{ N/mm}^2 = 332340,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 12,5^3 = 16276,04 \text{ cm}^4$$

$$\delta^{\circ} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times (L)^4}{EI} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{6,52 \text{ kg/cm} \times (265 \text{ cm})^4}{332340,1 \text{ kg/cm}^2 \times 16276,04 \text{ cm}^4} \right)$$

$$= 0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots < \delta_{ijin} = 1,47 \text{ cm}, \dots \text{OK.}$$

c. Tumpuan Interior 2

c.1. Menghitung kebutuhan tulangan awal.

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{M_u}{\phi f_y (jd)}$$

Karena pelat satu arah biasanya menggunakan rasio tulangan yang relatif sedikit, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,95d$ untuk daerah momen negatif (MacGregor 2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,95d)}$$

$$A_s \geq \frac{5,95 \times 10^6}{0,9(400)(0,95 \times 100)}$$

$$A_s \geq 174,16 \text{ mm}^2$$

c.2. Kontrol kondisi penampang.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{174,16(400)}{0,85(50)(1000)} = 1,63 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,63}{0,71} = 2,28 \text{ mm}$$

$$3/8 dt = 3/8 \times 100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots \text{ (tension controlled, asumsi awal benar)}$$

c.3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang.

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{sperlu} \geq \frac{5,95 \times 10^6}{0,9(400) \left(100 - \frac{1,63}{2} \right)}$$

$$A_{sperlu} \geq 166,82 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{166,82}{1000(100)} = 0,00166$$

c.4. Cek syarat minimum tulangan.

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan kebutuhan tulangan minimum terhadap suhu dan susut terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 :

- Slab yang menggunakan mutu 280 atau 350,
 $\rho_{min} = 0,0020$
- Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420,
 $\rho_{min} = 0,0018$

Digunakan $f_y = 400$ MPa, maka dilakukan interpolasi

$$\rho_{min} = 0,002 - \frac{(280 - 400)}{(280 - 420)} \cdot (0,002 - 0,0018) = 0,00182$$

$\rho_{min} < \rho$ (untuk tul. utama pakai ρ)

$$A_{s \text{ min}} = \rho b d = 0,00182 \times 1000 \times 100 = 182,85 \text{ mm}^2$$

c.5. Menghitung tulangan utama terpasang.

$$A_{sperlu} = A_{smin} = 182,85 \text{ mm}^2, \text{ digunakan } A_s = A_{s \text{ min}} = 182,85 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$A_{tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_{tulangan}} = \frac{182,85}{78,54} = 2,32 \approx 3 \text{ buah}$$

c.6. Kontrol jarak tulangan utama.

Berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 10.5.4) bahwa spasi maksimum antar tulangan untuk slab tiak boleh melebihi nilai terkecil dari tiga kali tebal slab atau 450 mm (disini

nilai terkecil adalah 3 x tebal slab). Dan pada (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2) disebutkan bahwa spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dari dua kali tebal slab ($\leq 2 \times 125 = 250$ mm)

Jarak tulangan utama dalam tinjauan 1 m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{3-1} = 500\text{mm} \geq 250 \text{ mm}$$

..... jarak direvisi!!

Maka digunakan jarak tulangan ≤ 250 mm yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 150$ mm

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{S_{\text{perlu}}} + 1 = 7,67 \sim 8 \text{ buah (tinjauan 1 m)}$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 8 \times 78,54 = 628,31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-150, $A_s = 628,31 \text{ mm}^2$

c.7. Menghitung tulangan pembagi terpasang (tulangan susut).

$$A_s \text{ Pakai} = 182,85 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_{\text{Tulangan}}} = \frac{182,85}{78,54} = 2,32 \sim 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan pembagi dalam tinjauan 1 m :

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{3-1} = 500\text{mm} \geq 250 \text{ mm}$$

... jarak direvisi!!

Maka digunakan jarak tulangan ≤ 250 mm yaitu $s_{\text{tul.perlu}} : 200$ mm

$$n_{\text{pasang}} = \frac{1000}{s_{\text{perlu}}} + 1 = \frac{1000}{200} + 1 = 6\text{buah} \quad (\text{tinjauan 1 m})$$

$$A_{s_{\text{pasang}}} = n_{\text{pasang}} \times A_{\text{tulangan}} = 6 \times 78,54 = 471,23 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10-200, $A_s = 471,23 \text{ mm}^2$

c.8. Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak.

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

$$\text{syarat : } s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} 400 = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$c_c = 20 \text{ mm}$$

Keterangan :

c_c : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

f_s : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$s = 380 \frac{280}{266,66} - (2,5 \times 20) = 349 \text{ mm}$$

$$300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,66} = 315 \text{ mm}$$

jarak antar tulangan maksimal = 200 mm (lebih kecil dari batas s , OK)

c.9. Kontrol ketebalan pelat terhadap geser.

Kontrol terhadap geser dilakukan pada bagian tumpuan interior 1. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.3.3, nilai V_u adalah:

$$V_u = \frac{w_u l_n}{2} = \frac{(9,33)(2,65)}{2} = 12,36 \text{ kN}$$

Nilai V_c ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1.

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c} . b_w . d = 0,17 \lambda \sqrt{50} . 1000 . 100 = 120208,15 \text{ n}$$

Ket : $\lambda = 1$ (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 120208,15 = 90156 \text{ n} = 90,156 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (tebal pelat memenuhi persyaratan geser)}$$

c.10. Kontrol Lentutan.

Dalam Peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5(b) disebutkan batas lentutan maksimum untuk *pelat atap* harus

$$\text{lebih kecil dari : } \delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{180} = \frac{265}{180} = 1,47 \text{ cm}$$

$$q_d = 1,2 \cdot DL = 1,2 \times 544 \text{ kg/m} = 652,8 \text{ kg/m} = 6,52 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{50}$$

$$= 33234,01 \text{ N/mm}^2 = 332340,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 12,5^3 = 16276,04 \text{ cm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times (L)^4}{EI} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{6,52 \text{ kg/cm} \times (265 \text{ cm})^4}{332340,1 \text{ kg/cm}^2 \times 16276,04 \text{ cm}^4} \right)$$

$$= 0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots < \delta_{\text{ijin}} = 1,47 \text{ cm}, \dots\text{OK.}$$

5. Rangkuman perhitungan tulangan struktur pelat lantai.
Dapat dirangkum hasil perhitungan tulangan pelat lantai seperti dalam tabel 4.13 berikut.

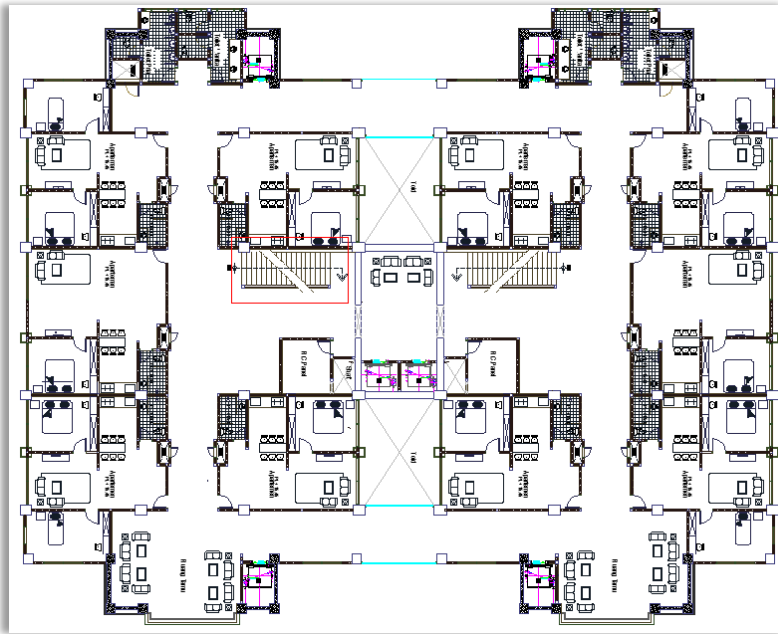
Tabel 4.13. Rangkuman Hasil Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

	Interior 1	Lapangan	Interior 2
Tebal Plat (mm)	125	125	125
M_u (kNm)	6,55	4,09	5,95
a (mm)	1,80	1,12	1,63
c (mm)	2,51	1,57	2,28
$3/8d_t$ (mm)	37,5	37,5	37,5
$A_{s \text{ perlu}}$	183,65	114,39	166,82
ρ	0,00183	0,0011	0,00166
ρ_{min}	0,00182	0,00182	0,00182
$A_{s \text{ min}}$	183,65	182,85	182,85
$A_{s \text{ pasang}}$	628,31	628,31	628,31
Tul. Utama	D10-150	D10-150	D10-150
Tul. Pembagi	D10-200	D10-200	D10-200

Gambar penulangan pelat lantai dapat dilihat dalam lampiran gambar.

4.2.2 Struktur Tangga

Tinggi struktur yang sama mengakibatkan semua tangga memiliki dimensi yang sama ditiap lantainya. Sebagai contoh perhitungan ditinjau tangga yang menghubungkan lantai 44 dengan lantai 45, denah penempatan tangga, dapat dilihat pada gambar 4.5.



Gambar 4.5. Denah Penempatan Tangga Pada Lantai 44 (ditandai dengan garis merah)

Dimensi awal tangga direncanakan sebagai berikut:

- Tinggi tingkatan : 370 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm

- Tinggi injakan (t) : 18,5 cm
 - Syarat injakan dan tanjakan:
 - $0.6 \text{ m} \leq (2t + i) \leq 0.65 \text{ m}$
 - $0.6 \text{ m} \leq (2 \times 0.185 + 0.30) \leq 0.65 \text{ m}$
 - $0.6 \text{ m} < 0.67 > 0.65 \text{ m}$

Selisih 0.02 m (tidak sampai selisih 10%) untuk pemenuhan syarat injakan dan tanjakan, melihat nilai yang tidak begitu besar maka dengan lebar injakan 30 cm dan tinggi tanjakan 18 cm bisa dipakai untuk desain awal.

Syarat sudut kemiringan tangga:

 - $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 - $\alpha = \text{arc tg} (18,5 : 30) = 30,96^\circ$
 - $25^\circ \leq 32^\circ \leq 40^\circ$.. (memenuhi syarat kemiringan)
 - Jumlah tanjakan (nt) = $(370 \text{ cm} : 18,5 \text{ cm}) = 20$ buah
- Spesifikasi teknis pelat tangga dan pelat bordes yang didesain adalah :
- f_c' = 50 Mpa
 - Beton 50 mpa, β_1 = 0,85 – (reduksi 5% setiap kenaikan 7 mpa dari 28 mpa) = 0,716 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)
 - f_y = 400 Mpa
 - t. pelat tangga = 150 mm
 - decking = 20 mm
- a. Pembebanan Struktur Pelat Tangga
- Berat sendiri = $0,15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 2\text{m}$
 - = 720 kg/m
 - Beban keramik = $24 \text{ kg/m}^2 \times 2\text{m}$
 - = 48 kg/m
 - Beban spesi (2cm) = $42 \text{ kg/m}^2 \times 2\text{m}$
 - = 84 kg/m
 - Railing = $40 \text{ kg/m}^2 \times (1+1) \text{ m}$
 - = 80 kg/m
- wDL = 932 kg/m
- wLL $400 \text{ kg/m}^2 \times 2\text{m} = 800 \text{ kg/m}$
- Kombinasi beban

- Combo 1 = 1,4 wDL
- Combo 2 = 1,2 (wDL) + 1,6 (wLL) *menentukan*

b. Analisis Struktur Pelat Tangga

Pada proses analisa stuktur tangga ini menggunakan analisa struktur degan Program ETABS v.9. Dimana seluruh beban yang telah didapatkan di atas, diinputkan untuk mendapatkan nilai reaksi join, momen maksimum, dan geser maksimum dengan perletakan jepit-jepit.

Dari hasil perhitungan menggunakan ETABS V.9 di atas, maka didapatkan data sebagai berikut :

	Tangga Lt. 44 - 45	Satuan
Momen Maksimum	4403,46	kg.m
Geser Maksimum	5612,23	kg.m
Reaksi Maksimum	6073,73	kg

c. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga

Berikut ini data-data penulangan pelat tangga dan bordes

- $M_u = 44034600 \text{ N.mm}$
- $D \text{ tul} = 16 \text{ mm}$
- $A_s D16 = 201,062 \text{ mm}^2$
- $A_s D13 = 132,73 \text{ mm}^2$

→ Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$\frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{M_u}{\phi f_y (j d)}$$

Asumsikan lengan momen lentur tulangan, $j d$, sebesar $0,9 d$ untuk momen positif. Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$d = 150 - 20 - 16/2 = 122$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,9 d)}$$

$$A_s \geq \frac{44,03 \times 10^6}{0,9 \times 400 (0,9 \times 122)}$$

$$A_s \geq 1113,89 \text{ mm}^2$$

→ Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1113,89 \times 400}{0,85 \times 50 \times 1000} = 10,48 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,48}{0,716} = 14,64 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \cdot 122 = 45,75 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt} \text{ (tension controlled, asumsi awal benar)}$$

→ Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{44,03 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times \left(122 - \frac{10,48}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 1047,51 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1047,51}{(1000)(122)} = 0,0085$$

→ Cek Syarat minimum tulangan

$$\text{Grade 280 MPa atau 350 MPa, } \rho_{\min} = 0,0020$$

$$\text{Grade 420 Mpa, } \rho_{\min} = 0,0018$$

Digunakan f_y 400 Mpa,

$$\rho_{\min} = 0,0018 \left(\frac{420}{f_y} \right) = 0,0018 \left(\frac{420}{400} \right)$$

$$\rho_{\min} = 0,00189$$

$$\rho_{\min} < \rho \text{ (untuk tulangan utama pakai } \rho \text{)}$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \text{ bd} = (0,0085)(1000)(122) = 1047,51 \text{ mm}^2$$

→ Kontrol Jarak Tulangan

Berdasarkan SNI03 2847:2013 pasal 10.5.4 bahwa spasi maksimum antar tulangan untuk slab tiak boleh melebihi nilai terkecil dari tiga kali tebal slab atau 450 mm (disini nilai terkecil adalah 3 x tebal slab) dan pada (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2 disebutkan bahwa spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dari dua kali tebal slab (≤ 300 mm)

• Jarak Tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ 1.tul}}} = \frac{1047,512}{201,062} = 5,20 \approx 6 \text{ buah}$$

Jarak tulangan dalam tinjauan 1m :

$$s_{tul} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{6-1} = 200 \text{ mm} < 300 \text{ mm} , \dots \text{OK.}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = 6 \times 201,062 = 1206,37 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tul D16–200 mm.

- Jarak Tulangan Pembagi (Tul. Suhu dan Susut)

$$n_{tul} = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{s \text{ 1.tul}}} = \frac{230,58}{132,73} = 1.73 \approx 2 \text{ buah}$$

Jarak tulangan dalam tinjauan 1 m :

$$s_{tul} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \dots\dots \text{ jarak direvisi!!!}$$

Maka digunakan jarak tulangan. $s_{tul, \text{pakai}} = 200 \text{ mm}$

$$n_{pasang} = \frac{1000 + s_{pakai}}{s_{pakai}} = \frac{1000 + 200}{200} = 6 \text{ bh (tinjauan 1m)}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = 6 \times 132,73 = 796,39 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tul D13–200.

→ Cek Jarak Tulangan terhadap Kontrol Retak

Spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari syarat di bawah ini :

$$S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 \cdot C_c \text{ (SNI 2847:2013 pasal 10.6.4)}$$

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

$C_c = 20 \text{ mm}$ (jarak terkecil permukaan tulangan ke muka tarik)

$$f_s = \frac{2}{3} \times 400 = 266,667 \text{ Mpa}$$

$$S = 380 \left(\frac{280}{266,667} \right) - (2,5)(20) = 349 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm} , \dots \text{OK.}$$

Atau tidak boleh lebih dari $300 \times (280/f_s) = 315 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm} , \dots \text{OK.}$

Adapun gambar desain tangga dapat dilihat pada lampiran gambar.

4.3 Analisis Struktur

Analisis struktur dilakukan bertujuan untuk penentuan gaya elemen struktur dan perpindahan struktur yang dihasilkan dari beban yang diperkirakan akan terjadi pada struktur tersebut. Analisis struktur menggunakan program bantu ETABS 2013.

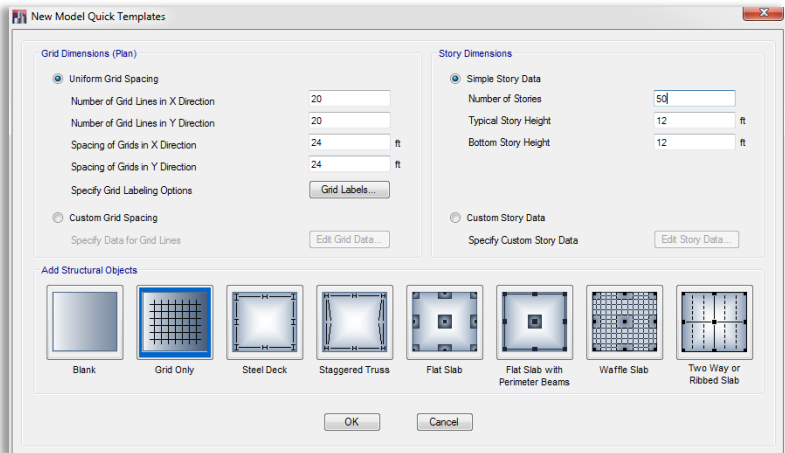
4.3.1 Pemodelan Struktur

Pemodelan dilakukan dalam bentuk tiga dimensi.

4.3.1.1. Pendahuluan

Sebelum memodelkan elemen struktur, terlebih dahulu harus dilakukan beberapa hal dalam program bantu ETABS 2013, yaitu sebagai berikut:

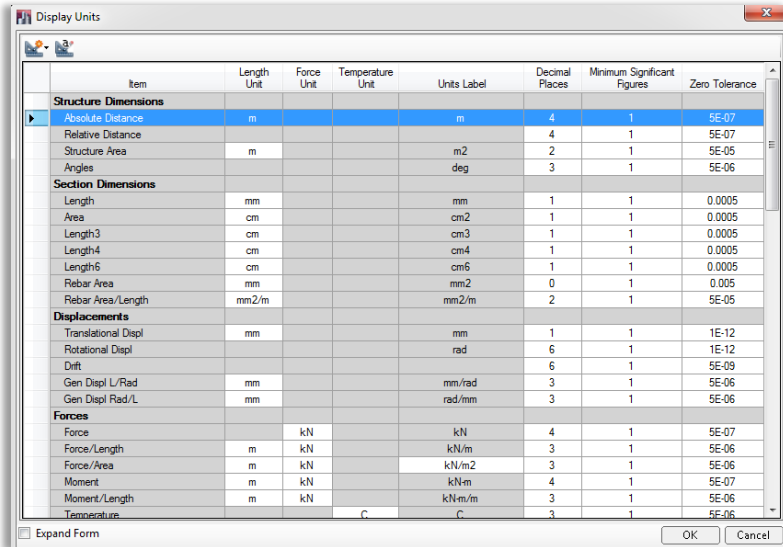
- a. Membuka program bantu Etabs 2013.
- b. Klik model baru, dan pilih (*grid only*) lalu pilih OK, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.6. *grid dimensions* dan *story dimensions* dapat diatur dibelakangan.



Gambar 4.6. Pemilihan Grid

c. Mengatur satuan.

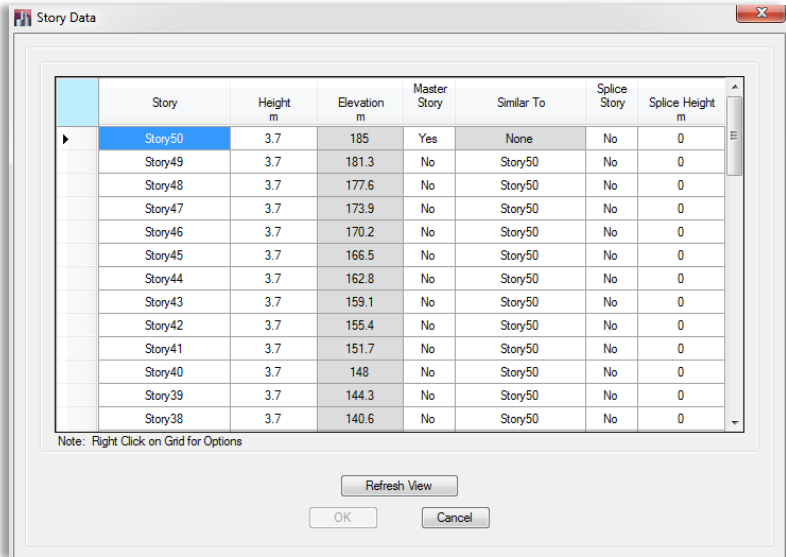
Bagian pojok kiri *windows* klik *units*, lalu *show units form*, dan satuannya dapat diatur seperti ditunjukkan gambar 4.7, lalu klik OK



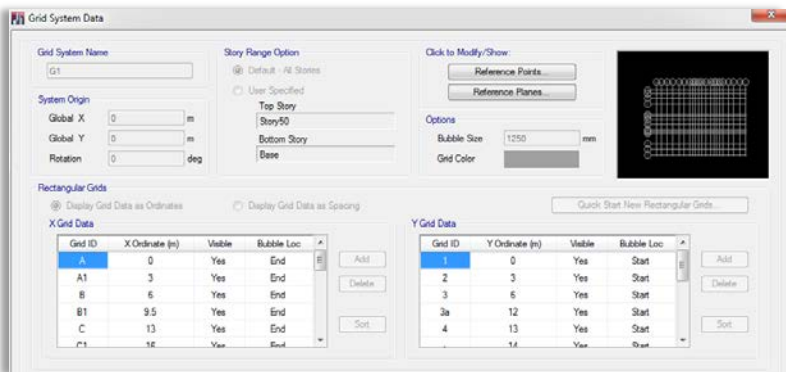
Gambar 4.7. Pengaturan Satuan

d. Mengatur dimensi grid dan jumlah lantai.

Caranya, klik edit, lalu klik *edit stories and grid systems*. Untuk mengedit jumlah lantai dapat diklik *modify/show story data*, sedangkan untuk mengedit dimensi grid dapat diklik *modify/show grid system*, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.8 untuk mengedit jumlah lantai dan gambar 4.9 untuk dimensi grid. Dimensi diisi sesuai dengan data gambar.



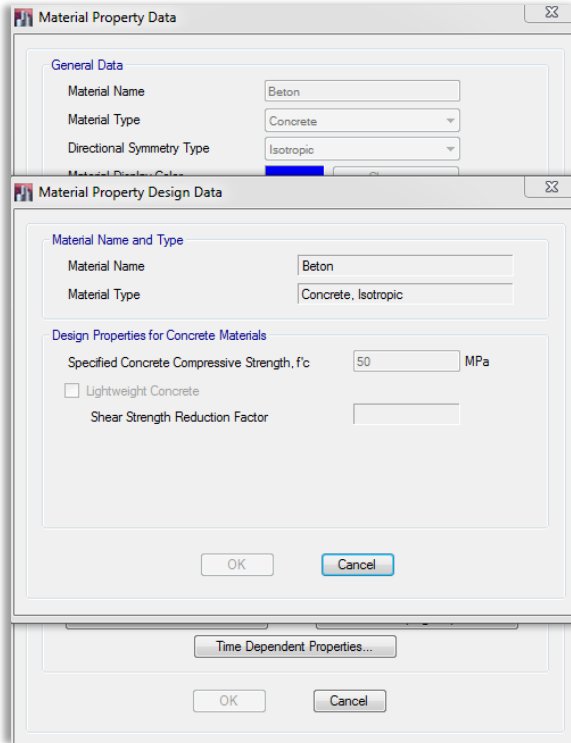
Gambar 4.8. Pengaturan Tinggi dan Jumlah Lantai



Gambar 4.9. Pengaturan Dimensi Grid

e. Mendefinisikan material struktur.

Caranya, klik *define*, lalu klik *material properties*, lalu klik *add new material*, data material dapat dimasukkan seperti ditunjukkan dalam gambar 4.10.



Gambar 4.10. Definisi Data Material

Setelah melakukan pengaturan umum diatas, dapat dilanjutkan dengan pemodelan elemen struktur seperti elemen kolom, balok, pelat lantai, *shear wall* dan *core wall*.

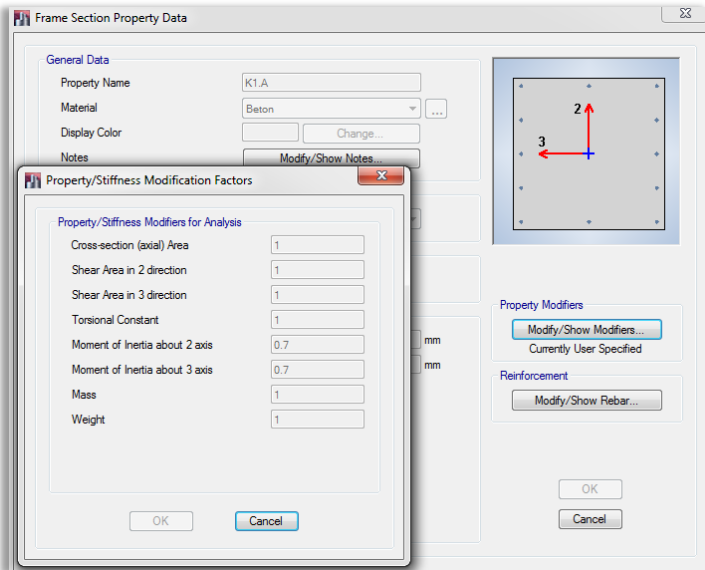
4.3.1.2. Kolom

Adapun tahapan pemodelan elemen kolom adalah sebagai berikut:

- a. Mendefiniksikan penampang kolom.

Caranya, klik *define*, lalu klik *section properties*, lalu klik *frame sections*, lalu klik *add new property*, kemudian data penampang dapat dimasukkan sesuai dimensi hasil desain

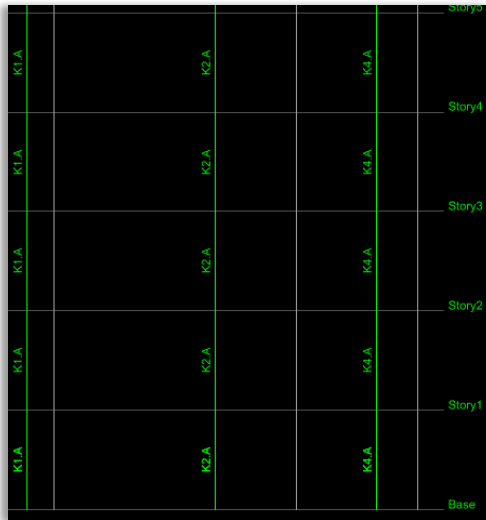
pendahuluan sebelumnya, kemudian data selimut beton dan inersia kolom dimasukkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7 untuk selimut beton dan pasal 10.10.4.1 untuk momen inersia kolom, seperti dilihat dalam gambar 4.11 berikut.



Gambar 4.11. Definisi Penampang Elemen Kolom

b. Menggambar elemen kolom.

Caranya, klik *draw column*, lalu gambarkan sesuai grid yang telah diatur perlantainya, kemudian definisikan elemen tersebut sesuai dengan tipe kolom yang sudah dilakukan desain pendahuluan sebelumnya, hasil penggambaran elemen ditunjukkan dalam gambar 4.12.



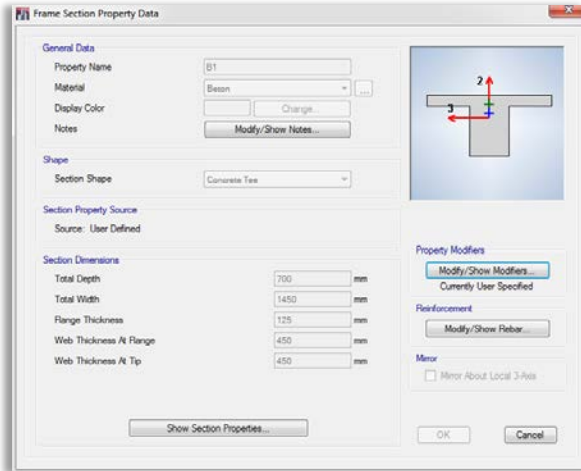
Gambar 4.12. Penggambaran Elemen Kolom

4.3.1.3. Balok

Adapun tahapan pemodelan elemen balok adalah sebagai berikut:

- a. Mendefinisikan penampang balok.

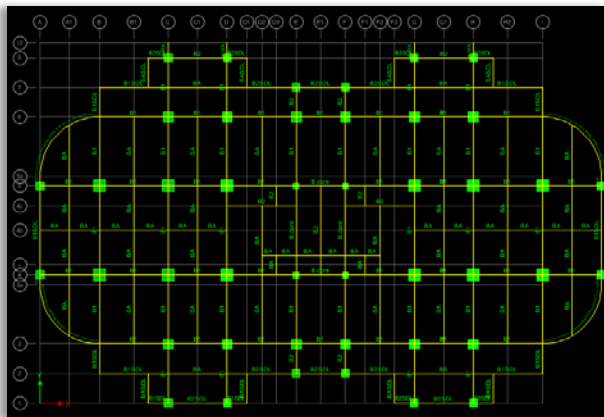
Caranya, klik *define*, lalu klik *section properties*, lalu klik *frame sections*, lalu klik *add new property*, kemudian data penampang dapat dimasukkan sesuai dimensi hasil desain pendahuluan sebelumnya, kemudian data selimut beton dan inersia balok dimasukkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7 untuk selimut beton dan pasal 10.10.4.1 untuk momen inersia balok, seperti dilihat dalam gambar 4.13.



Gambar 4.13. Definisi Penampang Elemen Balok

b. Menggambar elemen balok.

Caranya, klik *draw beam*, lalu gambarkan sesuai grid yang telah diatur dimensinya, kemudian definisikan elemen tersebut sesuai dengan tipe balok yang sudah dilakukan desain pendahuluan sebelumnya, hasil penggambaran elemen ditunjukkan dalam gambar 4.14 berikut.



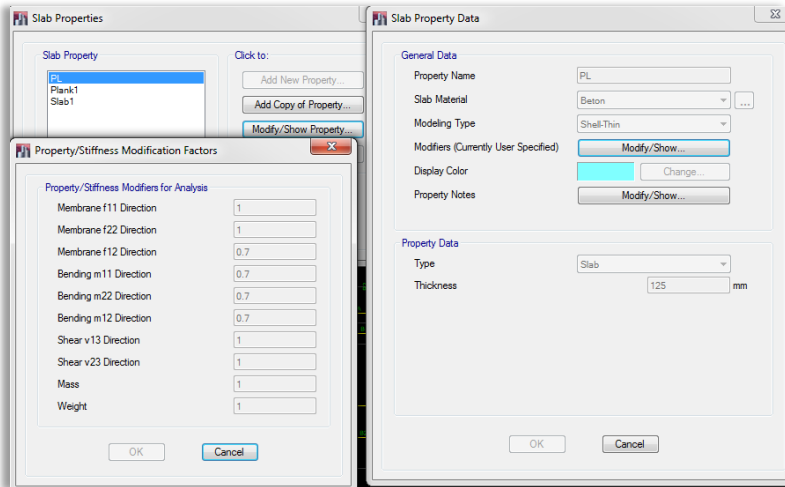
Gambar 4.14. Penggambaran Elemen Balok

4.3.1.4. Pelat Lantai

Adapun tahapan pemodelan elemen Pelat lantai adalah sebagai berikut:

- a. Mendefinisikan penampang pelat.

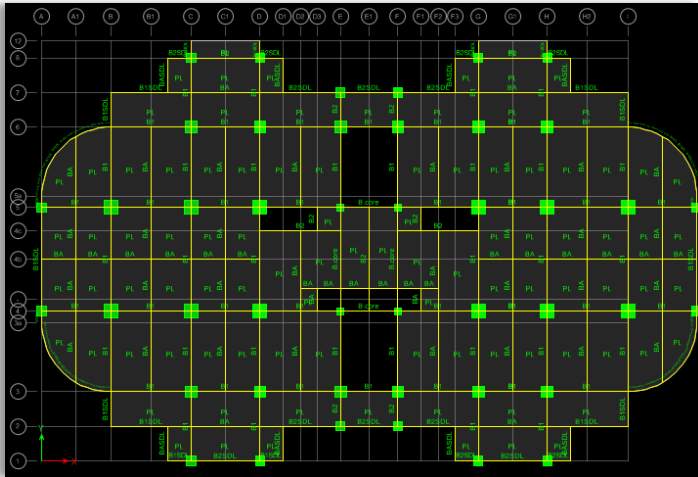
Caranya, klik *define*, lalu klik *section properties*, lalu klik *slab sections*, lalu klik *add new property*, kemudian data penampang dapat dimasukkan sesuai dimensi hasil desain pendahuluan sebelumnya, kemudian data selimut beton dan inersia plat dimasukkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7 untuk selimut beton dan pasal 10.10.4.1 untuk momen inersia plat, seperti dilihat dalam gambar 4.15 berikut.



Gambar 4.15. Definisi Penampang Elemen Plat

- b. Menggambar elemen pelat.

Caranya, klik *draw floor*, lalu gambarkan sesuai grid yang telah diatur dimensinya, kemudian definisikan elemen tersebut sesuai dengan tipe pelat yang sudah dilakukan desain pendahuluan sebelumnya, hasil penggambaran elemen ditunjukkan dalam gambar 4.16.



Gambar 4.16. Penggambaran Pelat Lantai

Setelah model pelat lantai tergambar, dilakukan *meshing area*, yang berguna untuk menyalurkan gaya-gaya yang terjadi agar lebih halus, semakin jumlah *mesh* dimasukkan maka akan semakin halus hasil dari analisis kemudian waktu proses *running* juga akan semakin lama. Cara *meshing area*, pilih tipe pelat, *assign, shell, floor auto mesh options*, klik *mesh object into*, masukkan nilai jumlah *mesh* dan OK.

4.3.1.5. Shear Wall

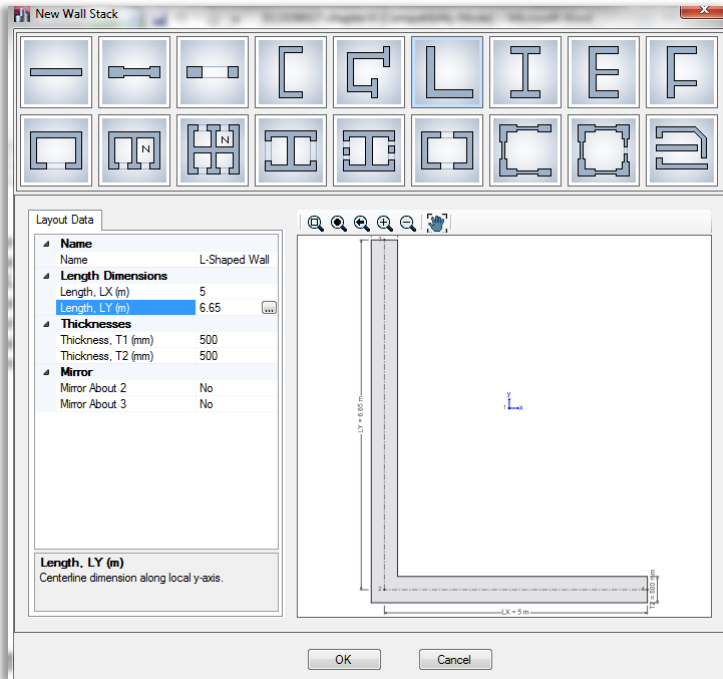
Adapun tahapan pemodelan elemen *shear wall* adalah sebagai berikut:

- a. Mendefinisikan penampang *shear wall*.

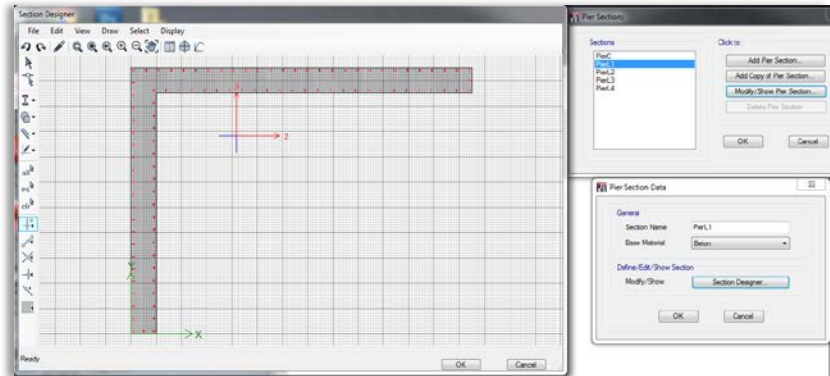
Caranya, klik *draw wall stacks*, lalu klik sesuai bentuk *shear wall* (bentuk L), lalu klik isi data dimensi penampang sesuai desain pendahuluan yang telah dilakukan, lalu klik OK seperti terlihat pada gambar 4.17 dan ketinggian *shear wall* diisikan pada data properti.

- b. Agar *shear wall* sesuai dengan dimensi yang diharapkan dan agar elemen *shear wall* menyatu menjadi satu kesatuan perlu

dilakukan definisi sebagai *pier*, caranya *select* tipe *shear wall*, lalu *kemudian* klik *design*, klik *shear wall design*, klik *define general pier sections*, klik *add pier section*, kemudian isi data, untuk data selimut beton dan inersia *shear wall* dimasukkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7 untuk selimut beton dan pasal 10.10.4.1 untuk faktor inersia *shear wall*, seperti dilihat dalam gambar 4.18.



Gambar 4.17. Definisi Penampang Elemen *Shear Wall*



Gambar 4.18. Definisi *Shear Wall* Sebagai *Pier*

Setelah model *shear wall* tergambar, dilakukan *meshing area*, yang berguna untuk menyalurkan gaya-gaya yang terjadi agar lebih halus, semakin jumlah *mesh* dimasukkan maka akan semakin halus hasil dari analisis kemudian waktu proses *running* juga akan semakin lama. Cara *meshing area*, pilih tipe *shear wall*, *assign, shell, wall auto mesh options*, klik *mesh object into*, masukkan nilai jumlah *mesh* dan OK.

Agar model *shear wall* menjadi satu kesatuan dalam menerima gaya lateral, maka perlu dilakukan pilih tipe *shear wall, assign, shell, auto edge constraints*, klik *create edge constraints around walls and apply to full structure*, dan OK. *Meshing dan edge constraints* juga dilakukan pada *core wall*.

4.3.1.6. Core Wall

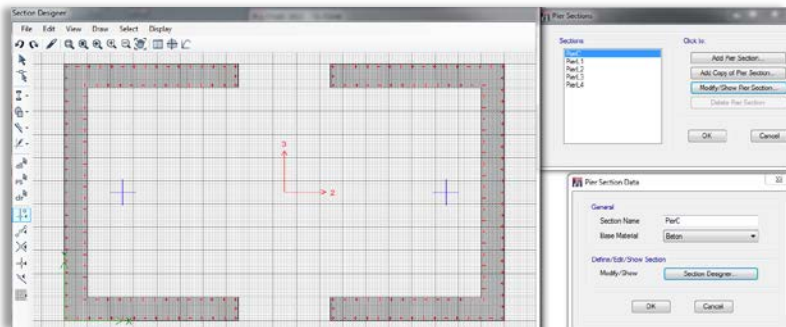
Adapun tahapan pemodelan elemen *core wall* adalah sebagai berikut:

- a. Mendefinisikan penampang *core wall*.

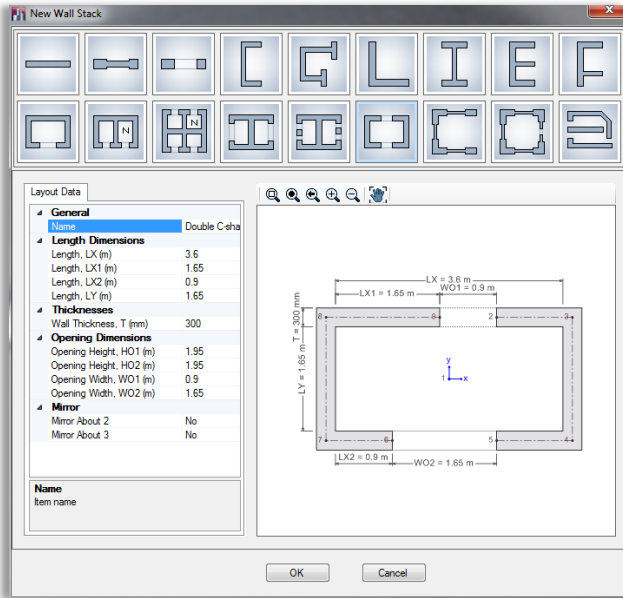
Caranya, klik *draw wall stacks*, lalu klik sesuai bentuk *core wall* (bentuk kotak), lalu klik isi data dimensi penampang sesuai desain pendahuluan yang telah dilakukan, lalu klik OK seperti terlihat pada gambar 4.20 dan ketinggian *core wall*

diisikan pada data properti, kemudian dilakukan *opening core wall* sesuai dimensi *opening* pada gambar.

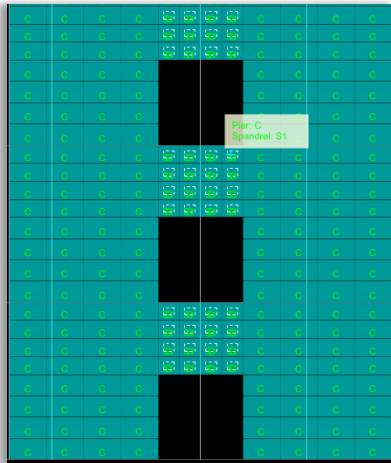
- b. Agar *core wall* sesuai dengan dimensi yang diharapkan dan agar elemen *core wall* menyatu menjadi satu kesatuan perlu dilakukan definisi sebagai *pier*, caranya *select* tipe *shar wall*, lalu *kemudian* klik *design*, klik *shear wall design*, klik *define general pier sections*, klik *add pier section*, kemudian isi data, untuk data selimut beton dan inersia *core wall* dimasukkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.7 untuk selimut beton dan pasal 10.10.4.1 untuk faktor inersia *core wall*, seperti dilihat dalam gambar 4.19.
- c. Untuk elemen diatas bukaan didefinisikan sebagai *spandrel*, seperti diperlihatkan dalam gambar 4.21.



Gambar 4.19. Definisi *Core Wall* Sebagai *Pier* Dan *Spandrel*



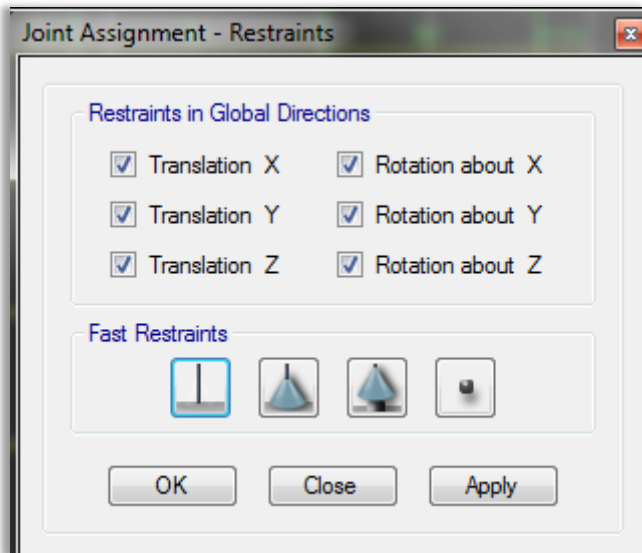
Gambar 4.20. Definisi Penampang Elemen *Core Wall*



Gambar 4.21. Pemodelan Bukaan Pada *Core Wall* dan Spandrel

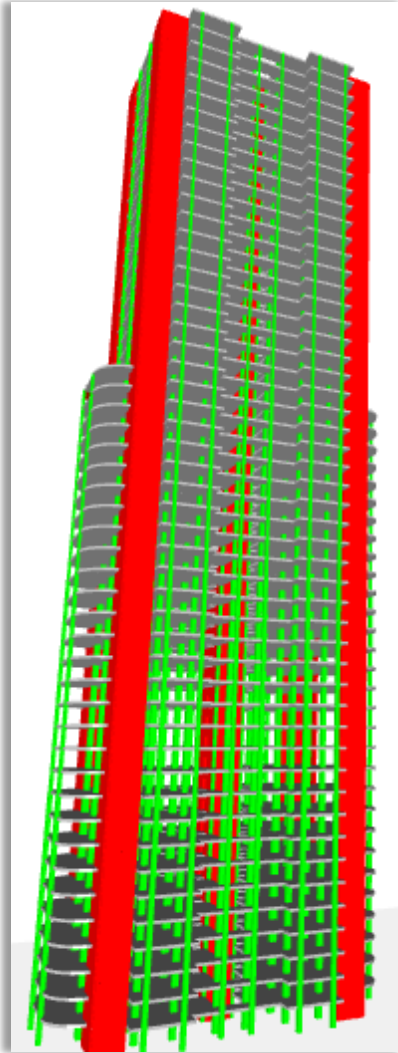
4.3.1.7. Perletakan

Sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.7.1 pemodelan perletakan pondasi diijinkan dengan menganggap elemen kolom dan dinding geser terjepit didasarnya. Dalam program bantu Etabs 2013, adapun tahapan pemodelan perletakan adalah klik semua *joint* disemua dasar kolom dan dinding geser, lalu klik *assign, joint, restraint*, kemudian klik tanda simbol jepit (semua tanda *translation* dan *rotation* diklik) seperti gambar 4.22. Untuk dinding geser, sebelum memodelkan perletakan, perlu dilakukan terlebih dahulu membagi elemen dinding geser menjadi beberapa pias, caranya klik elemen dinding geser, klik *edit*, klik *edit shells* lalu klik *divide* dan masukkan jumlah pias yang ingin dimasukkan misalnya 4 pias, lalu klik OK, baru dapat dilanjutkan ke definisi perletakan dinding geser.



Gambar 4.22. Pemodelan Perletakan Struktur

Bentuk tiga dimensi dari pemodelan yang telah dilakukan adalah seperti ditunjukkan dalam gambar 4.23 sebagai berikut.



Gambar 4.23. Model 3D Struktur

4.3.2 Perhitungan Beban Struktur

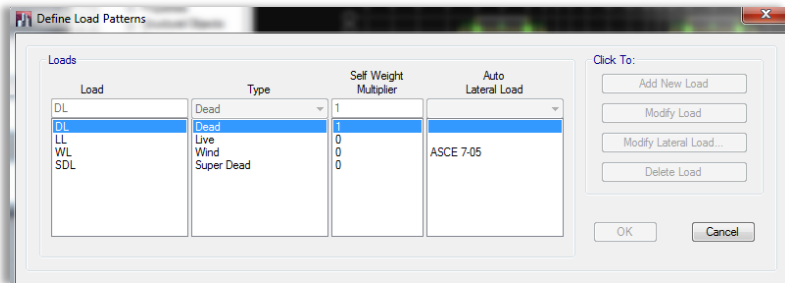
Dilakukan perhitungan beban-beban yang diperkirakan akan terjadi pada struktur tersebut, beban-beban ini mengacu pada SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013.

4.3.2.1. Beban Mati

Beban mati dapat dikelompokkan dalam dua jenis, pertama beban mati akibat berat struktur itu sendiri dan kedua beban tambahan pada struktur.

a. Beban mati akibat berat sendiri struktur (DL).

Beban mati akibat berat sendiri struktur meliputi elemen yang telah dimodelkan dalam program bantu Etabs 2013 diantaranya elemen kolom, balok, pelat dan dinding geser. Beban mati ini secara otomatis dihitung oleh program bantu Etabs sesuai dengan definisi material dan penampang yang telah dilakukan sebelumnya. Agar beban mati ini dihitung otomatis oleh program bantu, maka perlu dilakukan klik *define*, klik *load patterns*, kemudian *self weight multiplier* pada load tipe DL (DL adalah beban mati untuk berat sendiri) diisi dengan 1 (satu), seperti dilihat dalam gambar 4.24 dibawah.



Gambar 4.24. Perhitungan Otomatis Beban Mati Berat Sendiri

b. Beban mati akibat beban tambahan struktur (SDL).

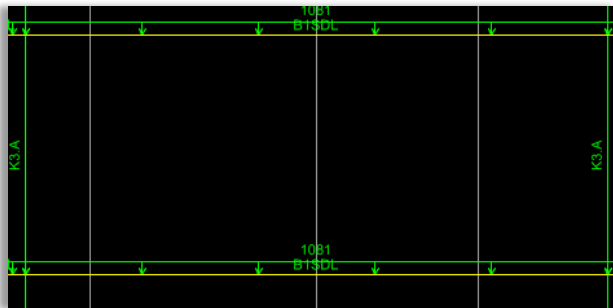
Beban ini merupakan beban mati tambahan pada struktur utama seperti beban akibat dinding bata ataupun plafon dan sebagainya.

- Beban dinding bata pada balok eksterior (SDL)

Berat pasangan 1/2 bata per-m'	
Panjang pasangan =	1 m'
Tinggi dinding =	3.7 m
Bj Pasangan 1/2 bata =	250.00 kg/m ²
Adukan plesteran per 1cm tebal =	21.00 kg/m ²

Total berat = 1081 kg/m'

Beban sebesar 1081 kg/m' dimasukkan dalam beban balok bagian luar secara *gravity*, caranya klik elemen balok, klik *assign*, klik *frame loads*, klik *distributed*, lalu masukkan data beban dan kemudian OK, beban merata pada balok dapat dilihat dalam gambar 4.25 dibawah.

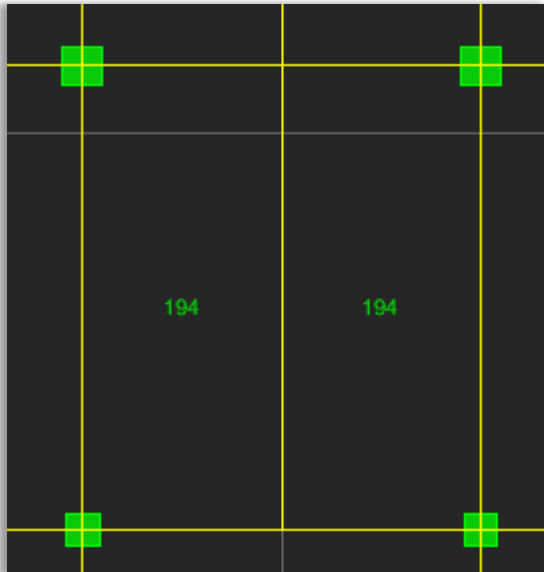


Gambar 4.25. Beban Mati Tambahan Pada Balok Eksterior

- Beban mati tambahan pada pelat lantai (SDL)

Penutup lantai ubin per-cm tebal	=24.00	kg/m ²
Penggantung langit-langit (kayu)	=07.00	kg/m ²
Langit-langit Tebal Per-4mm	=11.00	kg/m ²
Partisi	=77.50	kg/m ²
Sanitair	=20.00	kg/m ²
Mekanikal Elektrikal	=40.00	kg/m ²
Aspal (waterproofing Lantai dack)	=14.00	kg/m ²
Screeding	=21.00	kg/m ²

Total beban tambahan lantai 194 kg/m² dan lantai dack atap 132 kg/m². Beban ini dimasukkan dalam beban plat lantai secara *gravity*, caranya klik elemen plat, klik *assign*, klik *shell loads*, klik *uniform*, lalu masukkan data beban dan kemudian OK, beban merata pada plat dapat dilihat dalam gambar 4.26 dibawah.



Gambar 4.26. Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai

- Beban mati tambahan pada balok lift (SDL).

Terdapat dua lift, beban yang bekerja adalah beban yang melibatkan mesin penggerak lift ditambah berat kereta luncur serta perlengkapan, dan akibat bandul pemberat ditambah perlengkapan. Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan

mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus :

$$\psi = (1 + k_1 \cdot k_2 \cdot V) \geq 1,15$$

Dimana :

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

V = kecepatan angkat maksimum dalam m/det, pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau

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

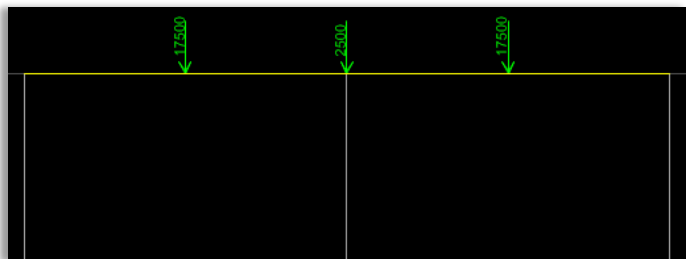
k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dan keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3.

Maka, beban terpusat yang bekerja pada balok penggantung lift akibat reaksi mesin lift adalah :

$$PL1 = R1 \times \psi = 8064 \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1,5) = 17500 \text{ Kg}$$

$$PL2 = R2 \times \psi = 8064 \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1,5) = 17500 \text{ Kg}$$

P3 = 2500kg, (P3 merupakan beban akibat konversi beban dinding bata pada balok tersebut. Adapun model dari beban balok lift dapat dilihat dalam gambar 4.27 dibawah.



Gambar 4.27. Beban Mati Tambahan Balok Lift

- Beban mati tambahan akibat reaksi perletakan tangga, meliputi arah vertikal dan horizontal.

4.3.2.2. Beban Hidup

Beban hidup dapat dikelompokkan dalam dua tipe lantai, pertama beban hidup pada lantai hunian dan kedua beban hidup pada lantai dack yang difungsikan sebagai hunian, beban hidup mengacu pada SNI 1726:2013.

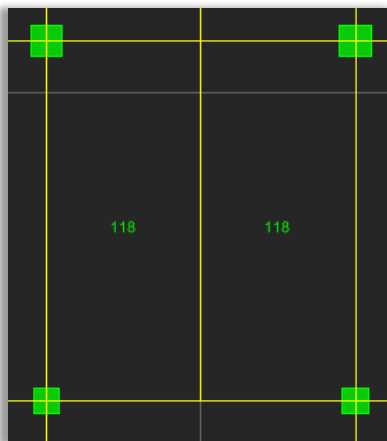
- Beban hidup lantai hunian

Nilai beban hidup	196.00	kg/m ²	tabel 4.1 pasal 4.7.2
Faktor reduksi	0.60		pasal 4.7.2
Total berat lantai	=118	kg/m²	

- Beban hidup lantai dack

Nilai beban hidup	196.00	kg/m ²	tabel 4.1 pasal 4.7.2
Faktor reduksi	0.60		pasal 4.1
Total berat lantai	=118	kg/m²	

Beban tersebut dimasukkan dalam program bantu secara *gravity* dengan cara klik tipe pelat, klik *assign*, klik *shell loads*, klik *uniform*, lalu masukkan data beban dengan tipe beban *live loads* dan kemudian OK, beban merata pada plat dapat dilihat dalam gambar 4.28 dibawah.

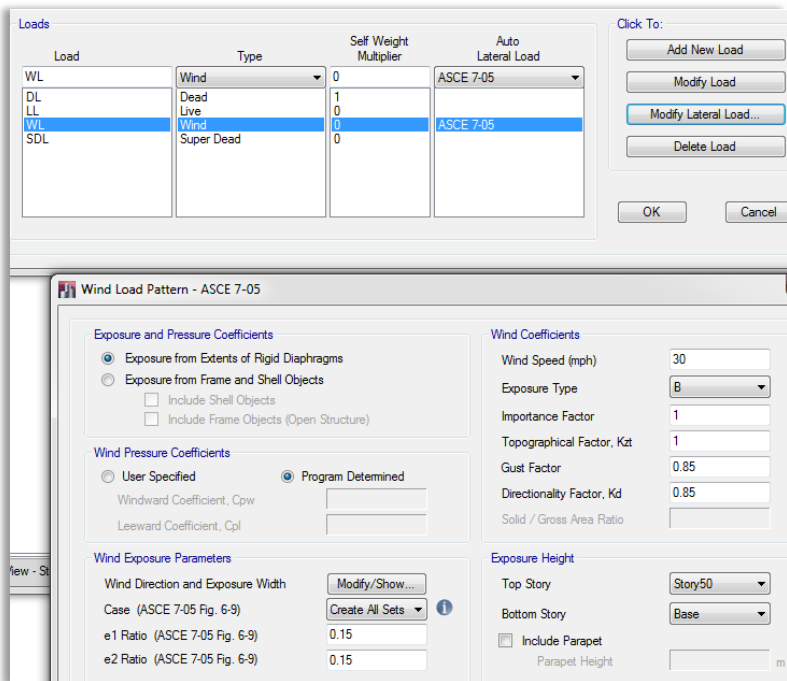


Gambar 4.28. Beban Hidup

4.3.2.3. Beban Angin

Beban angin diambil dari data perkiraan BMKG, untuk Kota Padang diperkirakan sebesar 30 Mph. Beban angin dimasukkan dalam program bantu dengan cara klik *define load patterns*, klik tipe beban *wind*, kemudian menggunakan *auto lateral load* ASCE 7-05 (karena mirip dengan prinsip SNI 1726:2012), kemudian masukkan data isian *wind load pattern* seperti gambar 4.29.

Nilai parameter-parameter selain dari kecepatan angin, dapat dilihat dalam SNI 1726:2013.



Gambar 4.29. Beban Angin

4.3.2.4. Beban Gempa

Beban gempa akan dihitung dengan menggunakan metode analisa dinamik respon spektrum desain. Berikut data struktur bangunan berdasarkan survei lokasi dan parameter-parameter berdasarkan SNI 1726:2012.

Lokasi	: Padang	
Fungsi Bangunan	: Apartemen	
Tinggi Bangunan	: 185m	
Klasifikasi Situs	: SC	<i>P. 5.3 SNI 1726:2012</i>
Analisis Tanah Dasar	: Tanah Keras	<i>P. 5.4 SNI 1726:2012</i>
Kategori Resiko	: II	<i>T. 1 SNI 1726:2012</i>
Faktor Keutamaan (Ie)	: 1	<i>T. 2 SNI 1726:2012</i>
Percepatan Batuan Dasar		
Periode 2s (S _s)	: 1.5	<i>G. 9 SNI 1726:2012</i>
Percepatan Batuan Dasar		
Periode 1s (S ₁)	: 0.6	<i>G. 10 SNI 1726:2012</i>
Faktor Koefisien Situs		
Perioda 2s (F _a)	: 1	<i>T. 4 SNI 1726:2012</i>
Faktor Koefisien Situs		
Perioda 1s (F _v)	: 1.3	<i>T. 5 SNI 1726:2012</i> <i>T. 9 SNI 1726:2012</i>
Faktor R	: 7	<i>(point D.3.)</i> <i>T. 9 SNI 1726:2012</i>
Faktor Cd	: 5.5	<i>(point D.3.)</i> <i>T. 9 SNI 1726:2012</i>
Faktor Ω ₀	: 2.5	<i>(point D.3.)</i>

Adapun tahapan perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut.

- a. Menghitung nilai T_0 , dimana T_0 sama dengan $0,2 (S_{D1}/S_{DS})$.
 - S_{D1} ; adalah parameter respon spektral desain pada periode 1 detik, nilainya sama dengan $(2/3) \times S_{M1}$, $S_{D1} = (2/3) \times 0,78 = 0,52$.

- **S_{DS}**; adalah parameter respon spektral desain pada periode 2 detik, nilainya sama dengan $(2/3) \times S_{MS}$. $S_{DS} = (2/3) \times 1,5 = 1$.
- **S_{MI}**; adalah parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik, nilainya sama dengan $F_v \times S_1$, $S_{MI} = 1,3 \times 0,6 = 0,78$.
- **S_{MS}**; adalah parameter spektrum respons percepatan pada periode 2 detik, nilainya sama dengan $F_a \times S_s$, $S_{MS} = 1 \times 1,5 = 1,5$
- **F_v**; adalah faktor koefisien situs periode 1 detik, nilainya didapat dari tabel 5 SNI 1726:2012, $F_v = 1,3$.
- **S₁**; adalah percepatan batuan dasar periode 1 detik, nilainya dapat dilihat dari gambar 10 SNI 1726:2012, $S_1 = 0,6$.
- **F_a**; adalah faktor koefisien situs periode 2 detik, nilainya dapat dilihat dalam tabel 4 SNI 1726:2012, $F_a = 1$.
- **S_s**; adalah percepatan batuan dasar periode 2 detik, nilainya dapat dilihat pada gambar 9 SNI 1726:2012, $S_s = 1,5$.

Berdasarkan data diatas didapat nilai,

$$T_0 = 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) = 0,2 \times (0,52 \times 1) = 0,104.$$

- b. Menghitung nilai T_s , dimana T_s sama dengan S_{D1}/S_{DS} . Nilai S_{D1} dan S_{DS} seperti yang telah dijelaskan dalam subbab 4.2.3.4 point a diatas.

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0,52/1 = 0,52$$

- c. Menghitung nilai parameter untuk membentuk kurva respons spektrum, adapun parameternya adalah:

- Menghitung nilai repons percepatan desain (S_a), untuk periode (T) yang nilainya lebih kecil dari nilai T_0 maka persamaannya adalah sebagai berikut.

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

- Menghitung nilai repons percepatan desain (S_a), untuk periode (T) yang nilainya lebih besar atau sama dengan

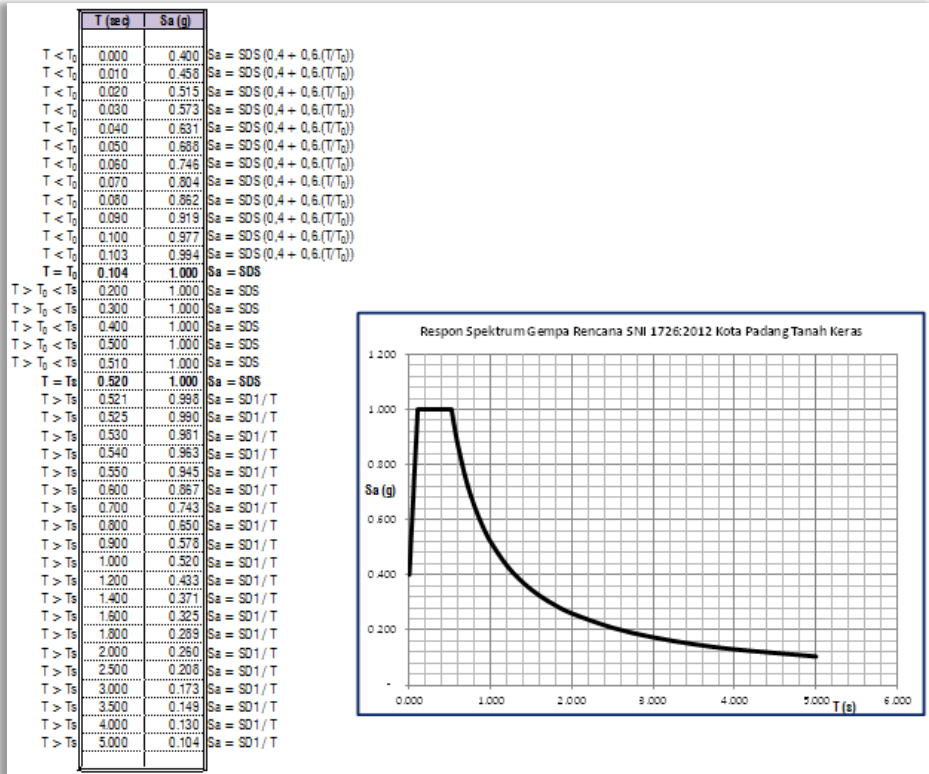
nilai T_0 , dan lebih kecil atau sama dari T_S maka nilai S_a sama dengan nilai S_{DS} .

- Menghitung nilai repons percepatan desain (S_a), untuk perioda (T) yang nilainya lebih besar dari nilai T_S maka:

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

- d. Setelah parameter pada point (c) diatas, dapat dilakukan penggambaran kurva respons spektrum desain, hasil perhitungan respons spektrum desain dapat dilihat dalam gambar 4.30.
- e. Setelah respon spektrum didesain, maka nilai perioda (T) dan respon percepatan desain (S_a) seperti hasil perhitungan pada langkah diatas dimasukkan kedalam program bantu analisa struktur seperti ETABS 2013, seperti dilihat dalam gambar 4.31.
- f. Didalam memasukkan keprogram bantu ETABS 2013 pada *load case*, harus dimasukkan parameter lain seperti berikut:
 - Untuk arah gempa menentukan Sumbu X, maka pada fungsi U1 dimasukkan nilai $100\% \times 9,81 \times I/R$, fungsi U2 dimasukkan nilai $30\% \times 9,81 \times I/R$. Sebagaimana I (1) adalah faktor keutamaan gempa dan R (7) adalah faktor skala gempa, sehingga $U1 = 1,40$ dan $U2 = 0,42$.
 - Untuk arah gempa menentukan Sumbu Y, maka pada fungsi U1 dimasukkan nilai $30\% \times 9,81 \times I/R$, fungsi U2 dimasukkan nilai $100\% \times 9,81 \times I/R$. Sebagaimana I adalah faktor keutamaan gempa dan R adalah faktor skala gempa, sehingga $U1 = 0,42$ dan $U2 = 1,40$.
 - Masukkan nilai redaman yaitu, Damping = 0,05.
 - Pada *Modal Combination* menggunakan CQC (*Complete Quadratic Combination*), karena dalam penjumlahan respons ragam dengan metoda ini lebih akurat.
 - Pada *Directional Combination* digunakan metode SRSS, sehingga hasil beban gempa yang dihasilkan

suatu arah sumbu koordinat tidak tergantung hasil beban gempa dari arah sumbu koordinat lain.



Gambar 4.30. Respon Spektrum Desain

Load Case Data

General

Load Case Name: EQRx [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RSD	1.4
Acceleration	U2	RSD	0.42

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

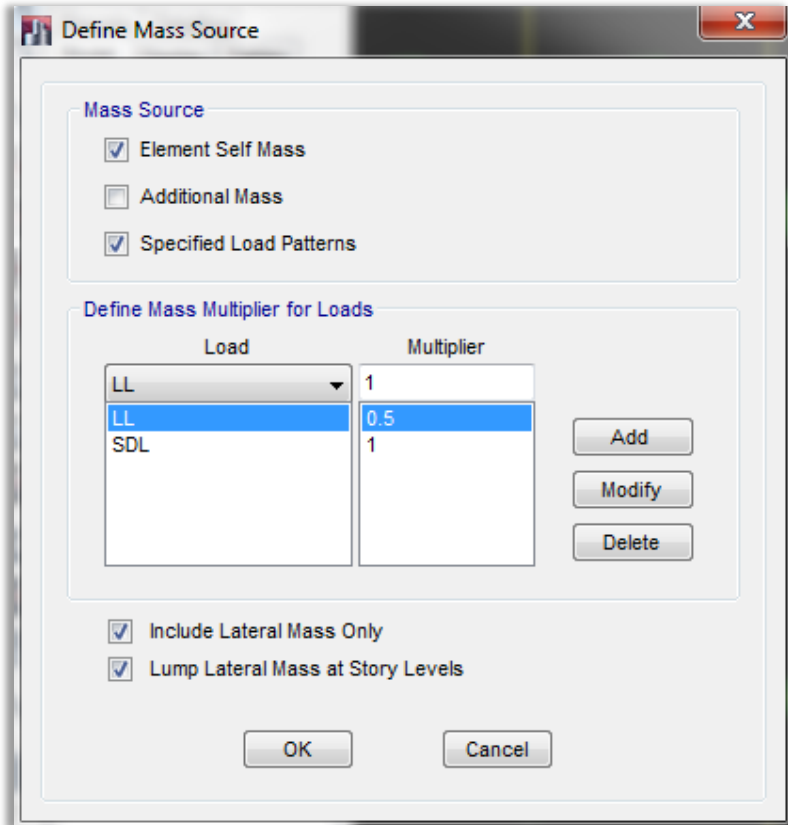
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms; Overrides [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

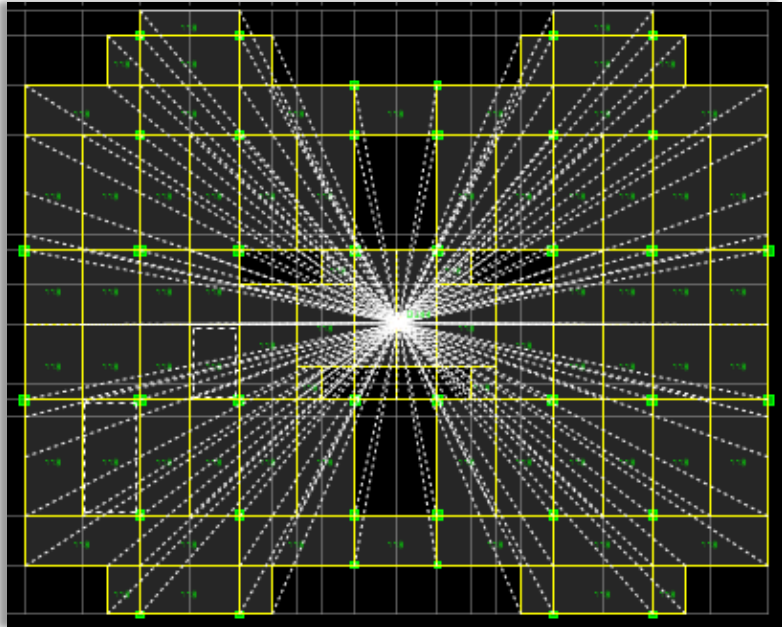
Gambar 4.31. Parameter *Load Case* Beban Gempa

- g. Dalam beban gempa, semua massa yang tergambar beserta beban-beban yang diterapkan dalam model struktur mempunyai pengaruh yang penting, karena konsepnya (semakin besar massa yang dikenai gempa maka gaya yang terjadi akan semakin besar) untuk itu harus diikutsertakan dalam analisis dengan cara mengisi *mass source* seperti gambar 4.32, beban hidup (LL) diijinkan sebesar 0,5.



Gambar 4.32. Parameter *Mass Source*

- h. Beban gempa bekerja dipusat massa yang telah diperhitungkan eksentrisitas desainnya, sebelum memasukkan nilai eksentrisitas desain maka seluruh lantai didefinisikan sebagai lantai kaku (*diaphragma*) disetiap lantainya, seperti gambar 4.33. Adapun caranya adalah klik perlantai masing-masing, *define*, *diaphragms*, *add new* sejumlah lantai, kemudian *assign*, *shell*, dan *diaphragms* sesuai masing-masing tipe lantai.



Gambar 4.33. Lantai Sebagai *Diaphragms*

- i. Eksentrisitas desain, langkah ini dapat dilakukan setelah kombinasi pembebanan dimasukkan dalam program bantu. Beban gempa disertakan dengan nilai eksentrisitas yang telah didesain, adapun tahapannya adalah:
 - *Running* model, mengambil nilai pusat massa (CM) dan pusat rotasi (CR) dari output analisa struktur. kemudian menghitung nilai eksentrisitas (CM-CR) masing masing sumbu, nilai perhitungan dapat dilihat dalam tabel 4.14.

Tabel 4.14. Nilai Eksentrisitas

Lt	Bentang X b (m)	Bentang Y b (m)	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	E	
							Ex	Ey
1	57	35	29.00	17.58	29.38	17.50	0.38	0.08
2	57	35	28.61	17.59	28.86	17.50	0.25	0.09
3	57	35	28.61	17.59	28.70	17.49	0.09	0.10
4	57	35	28.61	17.59	28.63	17.48	0.02	0.11
5	57	35	28.61	17.59	28.59	17.47	0.02	0.12
6	57	35	28.61	17.59	28.56	17.46	0.05	0.13
7	57	35	28.61	17.59	28.54	17.45	0.07	0.13
8	57	35	28.61	17.59	28.52	17.44	0.09	0.14
9	57	35	28.61	17.59	28.51	17.44	0.10	0.15
10	57	35	28.61	17.59	28.50	17.43	0.11	0.15
11	57	35	28.62	17.59	28.50	17.43	0.12	0.16
12	57	35	28.62	17.59	28.49	17.43	0.13	0.16
13	57	35	28.62	17.59	28.49	17.42	0.13	0.17
14	57	35	28.62	17.59	28.48	17.42	0.13	0.17
15	57	35	28.62	17.59	28.48	17.42	0.14	0.17
16	57	35	28.62	17.59	28.48	17.42	0.14	0.17
17	57	35	28.62	17.59	28.48	17.42	0.14	0.17
18	57	35	28.62	17.59	28.47	17.42	0.14	0.17
19	57	35	28.62	17.59	28.47	17.41	0.15	0.18
20	57	35	28.62	17.59	28.47	17.41	0.15	0.18
21	57	35	28.63	17.59	28.47	17.41	0.16	0.18
22	57	35	28.63	17.59	28.47	17.41	0.16	0.18

Tabel 4.14. Nilai Eksentrisitas (lanjutan)

Lt	Bentang X	Bentang Y	XCM	YCM	XCR	YCR	E	
	b (m)	b (m)	m	m	m	m	Ex	Ey
23	57	35	28.63	17.59	28.47	17.41	0.16	0.18
24	57	35	28.63	17.59	28.47	17.41	0.16	0.18
25	57	35	28.63	17.59	28.46	17.41	0.16	0.18
26	57	35	28.63	17.59	28.46	17.41	0.16	0.18
27	57	35	28.63	17.59	28.46	17.41	0.16	0.18
28	57	35	28.63	17.59	28.46	17.41	0.16	0.18
29	57	35	28.63	17.59	28.46	17.41	0.16	0.18
30	57	35	28.63	17.60	28.46	17.41	0.17	0.18
31	45	35	28.65	17.61	28.46	17.41	0.18	0.19
32	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
33	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
34	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
35	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
36	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
37	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
38	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
39	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
40	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
41	45	35	28.65	17.61	28.46	17.42	0.19	0.19
42	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
43	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
44	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18

Tabel 4.14. Nilai Eksentrisitas (lanjutan)

Lt	Bentang X	Bentang Y	XCM	YCM	XCR	YCR	E	
	b (m)	b (m)	m	m	m	m	Ex	Ey
45	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
46	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
47	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
48	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
49	45	35	28.65	17.61	28.46	17.43	0.19	0.18
50	45	35	28.65	17.63	28.46	17.43	0.19	0.20

- Menghitung nilai eksentrisitas tambahan sebesar 5% dan bentang denah terpanjang arah tegak lurus gaya gempa, sebagaimana dapat dilihat dalam tabel 4.15 berikut.

Tabel 4.15. Eksentrisitas Tambahan 5%

Story	Bentang X	Bentang Y	5% Arah X	5% Arah Y
	b (m)	b (m)	m	m
Story1	57	35	1.75	2.85
Story2	57	35	1.75	2.85
Story3	57	35	1.75	2.85
Story4	57	35	1.75	2.85
Story5	57	35	1.75	2.85
Story6	57	35	1.75	2.85
Story7	57	35	1.75	2.85

Tabel 4.15. Eksentrisitas Tambahan 5% (lanjutan)

Story	Bentang X b (m)	Bentang Y b (m)	5% Arah X m	5% Arah Y m
Story8	57	35	1.75	2.85
Story9	57	35	1.75	2.85
Story10	57	35	1.75	2.85
Story11	57	35	1.75	2.85
Story12	57	35	1.75	2.85
Story13	57	35	1.75	2.85
Story14	57	35	1.75	2.85
Story15	57	35	1.75	2.85
Story16	57	35	1.75	2.85
Story17	57	35	1.75	2.85
Story18	57	35	1.75	2.85
Story19	57	35	1.75	2.85
Story20	57	35	1.75	2.85
Story21	57	35	1.75	2.85
Story22	57	35	1.75	2.85
Story23	57	35	1.75	2.85
Story24	57	35	1.75	2.85
Story25	57	35	1.75	2.85
Story26	57	35	1.75	2.85
Story27	57	35	1.75	2.85
Story28	57	35	1.75	2.85
Story29	57	35	1.75	2.85
Story30	57	35	1.75	2.85

Tabel 4.15. Eksentrisitas Tambahan 5% (lanjutan)

Story	Bentang X b (m)	Bentang Y b (m)	5% Arah X m	5% Arah Y m
Story31	45	35	1.75	2.25
Story32	45	35	1.75	2.25
Story33	45	35	1.75	2.25
Story34	45	35	1.75	2.25
Story35	45	35	1.75	2.25
Story36	45	35	1.75	2.25
Story37	45	35	1.75	2.25
Story38	45	35	1.75	2.25
Story39	45	35	1.75	2.25
Story40	45	35	1.75	2.25
Story41	45	35	1.75	2.25
Story42	45	35	1.75	2.25
Story43	45	35	1.75	2.25
Story44	45	35	1.75	2.25
Story45	45	35	1.75	2.25
Story46	45	35	1.75	2.25
Story47	45	35	1.75	2.25
Story48	45	35	1.75	2.25
Story49	45	35	1.75	2.25
Story50	45	35	1.75	2.25

- Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.3, Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A). Mendapatkan nilai simpangan dari hasil analisis struktur berdasarkan dari kombinasi beban envelope.

δ = dari simpangan kombinasi envelope, masing-masing arah.

$$\delta_{Avg} = (\delta_{max} + \delta_{min})/2, A = \delta / 1,2 \delta_{Avg}$$

Hasil perhitungan masing-masing arah diperlihatkan dalam tabel 4.16 berikut.

Tabel 4.16. Nilai Faktor (A)

Lt	δ Max X mm	δ Min X mm	δ Avg X m	1,2 δ Avg X m	Ax m	δ Max Y mm	δ Min Y mm	δ Avg Y m	1,2 δ Avg Y m	Ay m
1	664.50	525.80	595.15	714.18	0.93	665.80	665.80	665.80	798.96	0.83
2	654.90	517.80	586.35	703.62	0.93	652.30	652.30	652.30	782.76	0.83
3	645.10	509.70	577.40	692.88	0.93	638.70	638.70	638.70	766.44	0.83
4	635.00	501.30	568.15	681.78	0.93	624.90	624.90	624.90	749.88	0.83
5	624.60	492.70	558.65	670.38	0.93	610.90	610.90	610.90	733.08	0.83
6	613.90	483.70	548.80	658.56	0.93	596.80	596.80	596.80	716.16	0.83
7	602.80	474.50	538.65	646.38	0.93	582.60	582.60	582.60	699.12	0.83
8	591.30	465.00	528.15	633.78	0.93	568.20	568.20	568.20	681.84	0.83
9	579.50	455.20	517.35	620.82	0.93	553.60	553.60	553.60	664.32	0.83
10	567.30	445.10	506.20	607.44	0.93	538.90	538.90	538.90	646.68	0.83
11	554.80	434.90	494.85	593.82	0.93	524.00	524.00	524.00	628.80	0.83
12	542.20	424.50	483.35	580.02	0.93	509.10	509.10	509.10	610.92	0.83
13	529.20	413.80	471.50	565.80	0.94	494.10	494.10	494.10	592.92	0.83
14	515.90	402.80	459.35	551.22	0.94	479.00	479.00	479.00	574.80	0.83
15	502.30	391.60	446.95	536.34	0.94	463.70	463.70	463.70	556.44	0.83
16	488.30	380.20	434.25	521.10	0.94	448.40	448.40	448.40	538.08	0.83
17	474.10	368.60	421.35	505.62	0.94	432.90	432.90	432.90	519.48	0.83
18	459.60	356.70	408.15	489.78	0.94	417.40	417.40	417.40	500.88	0.83
19	444.80	344.80	394.80	473.76	0.94	401.90	401.90	401.90	482.28	0.83

Tabel 4.16. Nilai Faktor (A) (lanjutan)

Lt	δ Max X mm	δ Min X mm	δ Avg X m	1,2 δ Avg X m	Ax m	δ Max Y mm	δ Min Y mm	δ Avg Y m	1,2 δ Avg Y m	Ay m
20	429.80	332.60	381.20	457.44	0.94	386.30	386.30	386.30	463.56	0.83
21	414.70	320.60	367.65	441.18	0.94	370.70	370.70	370.70	444.84	0.83
22	399.80	308.60	354.20	425.04	0.94	355.30	355.30	355.30	426.36	0.83
23	384.70	296.40	340.55	408.66	0.94	339.90	339.90	339.90	407.88	0.83
24	369.50	284.10	326.80	392.16	0.94	324.50	324.50	324.50	389.40	0.83
25	354.00	271.60	312.80	375.36	0.94	309.10	309.10	309.10	370.92	0.83
26	338.50	259.00	298.75	358.50	0.94	293.70	293.70	293.70	352.44	0.83
27	322.80	246.30	284.55	341.46	0.95	278.40	278.40	278.40	334.08	0.83
28	306.90	233.60	270.25	324.30	0.95	263.20	263.20	263.20	315.84	0.83
29	291.00	220.80	255.90	307.08	0.95	248.00	248.00	248.00	297.60	0.83
30	275.00	207.90	241.45	289.74	0.95	232.90	232.90	232.90	279.48	0.83
31	258.90	195.40	227.15	272.58	0.95	217.90	217.90	217.90	261.48	0.83
32	243.20	182.80	213.00	255.60	0.95	203.30	203.30	203.30	243.96	0.83
33	227.50	170.30	198.90	238.68	0.95	188.80	188.80	188.80	226.56	0.83
34	211.80	157.80	184.80	221.76	0.96	174.50	174.50	174.50	209.40	0.83
35	196.10	145.30	170.70	204.84	0.96	160.40	160.40	160.40	192.48	0.83
36	180.50	132.90	156.70	188.04	0.96	146.50	146.50	146.50	175.80	0.83
37	164.90	120.60	142.75	171.30	0.96	132.80	132.80	132.80	159.36	0.83
38	149.40	108.50	128.95	154.74	0.97	119.40	119.40	119.40	143.28	0.83
39	134.10	96.50	115.30	138.36	0.97	106.40	106.40	106.40	127.68	0.83
40	119.10	84.70	101.90	122.28	0.97	93.70	93.70	93.70	112.44	0.83
41	104.20	73.40	88.80	106.56	0.98	81.40	81.40	81.40	97.68	0.83
42	90.10	62.40	76.25	91.50	0.98	69.70	69.70	69.70	83.64	0.83

Tabel 4.16. Nilai Faktor (A) (lanjutan)

Lt	δ Max X mm	δ Min X mm	δ Avg X m	1,2 δ Avg X m	Ax m	δ Max Y mm	δ Min Y mm	δ Avg Y m	1,2 δ Avg Y m	Ay m
43	76.30	51.80	64.05	76.86	0.99	58.50	58.50	58.50	70.20	0.83
44	63.00	41.60	52.30	62.76	1.00	47.90	47.90	47.90	57.48	0.83
45	50.30	32.00	41.15	49.38	1.02	37.90	37.90	37.90	45.48	0.83
46	38.40	23.10	30.75	36.90	1.04	28.70	28.70	28.70	34.44	0.83
47	27.40	15.10	21.25	25.50	1.07	20.30	20.30	20.30	24.36	0.83
48	17.60	8.20	12.90	15.48	1.14	13.00	13.00	13.00	15.60	0.83
49	9.30	2.90	6.10	7.32	1.27	6.90	6.90	6.90	8.28	0.83
50	3.00	0.10	1.55	1.86	1.61	2.30	2.30	2.30	2.76	0.83

- Berdasarkan SNI 1727:2012 tabel 10, tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum dan defleksi rata-rata:
 1. δ Max < 1,2 δ Avg, Tanpa ketidak beraturan torsi
 2. 1,2 δ Max [δ Max [δ Avg, Ketidakberaturan torsi Ia
 3. δ Max > 1,4 δ Avg, Ketidakberaturan torsi Ib
 Untuk Eksentrisitas Desain, Nilai A dalam tabel diatas > 1. Eksentrisitas desain yang digunakan adalah sebagai rumus berikut yang menghasilkan pengaruh paling besar;

Pertama, $ed = e + (0.05 L) \times A (+)$,

Kedua, $ed = e - (0.05 L) \times A (-)$

 Adapun nilai hasil eksentrisitas desain adalah seperti tabel 4.17, dimana:
 - nilai (e) merupakan nilai (e pada tabel 4.14 dikali dengan 1000).
 - nilai A adalah nilai A pada tabel 4.16, dan nilai ini minimal adalah sebesar 1 (satu).
 - 5% masing-masing arah seperti nilai dalam tabel 4.15.

Tabel 4.17. Nilai Eksentrisitas Desain

Lt	ex mm	ey mm	Ax mm	Ay mm	5% Arah X mm	5% Arah Y mm	ed X (+) mm	ed Y (+) mm	ed X (-) mm	ed Y (-) mm
1	375.1	76.2	1.0	1.0	1750.0	2850.0	2125.1	2926.2	1374.9	2773.8
2	245.9	88.1	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1995.9	2938.1	1504.1	2761.9
3	93.5	99.1	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1843.5	2949.1	1656.5	2750.9
4	19.9	109.6	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1769.9	2959.6	1730.1	2740.4
5	23.9	119.0	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1773.9	2969.0	1726.1	2731.0
6	52.3	127.2	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1802.3	2977.2	1697.7	2722.8
7	71.9	134.3	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1821.9	2984.3	1678.1	2715.7
8	86.2	140.5	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1836.2	2990.5	1663.8	2709.5
9	96.9	145.8	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1846.9	2995.8	1653.1	2704.2
10	107.8	152.4	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1857.8	3002.4	1642.2	2697.6
11	120.6	159.2	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1870.6	3009.2	1629.4	2690.8
12	126.0	162.7	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1876.0	3012.7	1624.0	2687.3
13	130.4	165.6	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1880.4	3015.6	1619.6	2684.4
14	134.2	168.1	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1884.2	3018.1	1615.8	2681.9
15	137.3	170.2	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1887.3	3020.2	1612.7	2679.8
16	140.1	172.0	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1890.1	3022.0	1609.9	2678.0
17	142.5	173.5	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1892.5	3023.5	1607.5	2676.5
18	144.6	174.7	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1894.6	3024.7	1605.4	2675.3
19	146.4	175.7	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1896.4	3025.7	1603.6	2674.3
20	150.1	178.2	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1900.1	3028.2	1599.9	2671.8
21	156.8	181.3	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1906.8	3031.3	1593.2	2668.7
22	158.1	181.7	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1908.1	3031.7	1591.9	2668.3

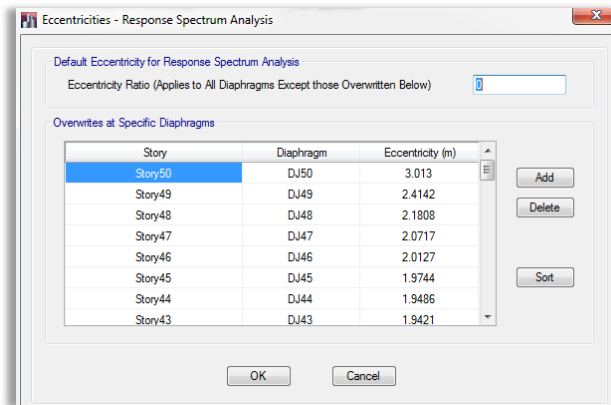
Tabel 4.17. Nilai Eksentrisitas Desain (lanjutan)

Lt	ex mm	ey mm	Ax mm	Ay mm	5% Arah X mm	5% Arah Y mm	ed X (+) mm	ed Y (+) mm	ed X (-) mm	ed Y (-) mm
23	159.2	182.0	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1909.2	3032.0	1590.8	2668.0
24	160.3	182.0	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1910.3	3032.0	1589.7	2668.0
25	161.2	182.0	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1911.2	3032.0	1588.8	2668.0
26	162.1	181.9	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1912.1	3031.9	1587.9	2668.1
27	162.9	181.6	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1912.9	3031.6	1587.1	2668.4
28	163.6	181.3	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1913.6	3031.3	1586.4	2668.7
29	164.3	180.8	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1914.3	3030.8	1585.7	2669.2
30	166.7	181.7	1.0	1.0	1750.0	2850.0	1916.7	3031.7	1583.3	2668.3
31	185.0	193.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1935.0	2443.6	1565.0	2056.4
32	185.4	192.8	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1935.4	2442.8	1564.6	2057.2
33	185.8	191.9	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1935.8	2441.9	1564.2	2058.1
34	186.1	191.0	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1936.1	2441.0	1563.9	2059.0
35	186.4	190.0	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1936.4	2440.0	1563.6	2060.0
36	186.7	189.0	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1936.7	2439.0	1563.3	2061.0
37	186.9	188.0	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1936.9	2438.0	1563.1	2062.0
38	187.1	186.9	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1937.1	2436.9	1562.9	2063.1
39	187.2	185.8	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1937.2	2435.8	1562.8	2064.2
40	188.5	185.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1938.5	2435.6	1561.5	2064.4
41	192.2	185.9	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1942.2	2435.9	1557.8	2064.1
42	192.1	184.7	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1942.1	2434.7	1557.9	2065.3
43	192.1	183.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1942.1	2433.6	1557.9	2066.4
44	192.0	182.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1948.7	2432.6	1564.7	2067.4

Tabel 4.17. Nilai Eksentrisitas Desain (lanjutan)

Lt	ex mm	ey mm	Ax mm	Ay mm	5% Arah X mm	5% Arah Y mm	ed X (+) mm	ed Y (+) mm	ed X (-) mm	ed Y (-) mm
45	191.8	181.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	1974.4	2431.6	1590.8	2068.4
46	191.6	180.6	1.0	1.0	1750.0	2250.0	2012.7	2430.6	1629.5	2069.4
47	191.4	179.7	1.1	1.0	1750.0	2250.0	2071.8	2429.7	1689.0	2070.3
48	191.2	178.9	1.1	1.0	1750.0	2250.0	2180.9	2428.9	1798.5	2071.1
49	190.9	178.0	1.3	1.0	1750.0	2250.0	2414.3	2428.0	2032.5	2072.0
50	190.5	195.5	1.6	1.0	1750.0	2250.0	3013.1	2445.5	2632.1	2054.5

- Nilai Eksentrisitas Desain (+) dan (-), dimasukkan dalam analisis Struktur, Dan Analisis Struktur Yang dipakai adalah analisis yang memiliki pengaruh defleksi dan torsi yang lebih besar. Dari hasil analisis dengan eksentrisitas diatas, dipakai analisis dengan eksentrisitas (+) karena hasil analisis nilai defleksi dan torsi lebih besar, seperti diikutsertakan dalam *load case* beban gempa masing-masing arah disetiap *diaphragms* lantai, seperti pada gambar 4.34.

**Gambar 4.34.** Nilai Eksentrisitas Desain

4.3.2.5. Kombinasi Beban

Sesuai pasal 4.2.2 SNI 1726:2012 yaitu:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E,$

Sesuai pasal 4.2.3 SNI 1726:2012, yaitu:

1. D
2. $D+L$
3. $D + (Lr \text{ atau } R)$
4. $D + 0,75L + 0,75(Lr \text{ atau } R)$
5. $D + (0,6W \text{ atau } 0,7E)$
6. $D + 0,75(0,6W \text{ atau } 0,7E) + 0,75L + 0,75(Lr \text{ atau } R)$
7. $0,6D + 0,6W$
8. $0,6D + 0,7E$

Dimana, faktor beban L pada kombinasi 3,4 dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5, kemudian lihat pasal 7.4 khusus untuk beban gempa. sesuai pasal 7.3.4.2 redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Berdasarkan pasal diatas, dapat diuraikan beban kombinasinya adalah seperti tabel 4.18 dan tabel 4.19:

Tabel 4.18. Kombinasi Berdasarkan Pasal 4.2.2

No.	Kombinasi
1	: $1,4D$
2	: $1,2D + 1,6L$
3	: $1,2D + L$
3.1	: $1,2D + 0,5W$
4	: $1,2D + 1,0W + L$

Tabel 4.18. Kombinasi Berdasarkan Pasal 4.2.2 (lanjutan)

No.	Kombinasi
5	: $1,2D + (+1Eqx + 0,2D) + 0,5L$
5.2	: $1,2D + (-1Eqx + 0,2D) + 0,5L$
5.4	: $1,2D + (+1Eqy + 0,2D) + 0,5L$
5.6	: $1,2D + (-1Eqy + 0,2D) + 0,5L$
6	: $0,9D + 1,0W$
7	: $0,9D + (+1Eqx - 0,2D)$
7.2	: $0,9D + (-1Eqx - 0,2D)$
7.4	: $0,9D + (+1Eqy - 0,2D)$
7.6	: $0,9D + (-1Eqy - 0,2D)$

Tabel 4.19. Kombinasi Berdasarkan Pasal 7.4.3

No.	Kombinasi
A	: D
B	: D + L
C	: D
D	: D + 0,75L
D1	: D + 0,6W
E	: D + (+0,7Eqx + 0,2D)
E2	: D + (-0,7Eqx + 0,2D)
E4	: D + (+0,7Eqy + 0,2D)
E7	: D + (-0,7Eqy + 0,2D)
F	: D + 0,45W + 0,75L
F1	: D + (+0,525Eqx + 0,2D) + 0,75L
F4	: D + (-0,525Eqx + 0,2D) + 0,75L
F5	: D + (+0,525Eqy + 0,2D) + 0,75L

Tabel 4.19. Kombinasi Berdasarkan Pasal 7.4.3 (lanjutan)

No.	Kombinasi
F8	: $D + (-0,525E_{qy} + 0,2D) + 0,75L$
G	: $0,6D + 0,6W$
H	: $0,6D + (+0,7E_{qx} - 0,2D)$
H3	: $0,6D + (-0,7E_{qx} - 0,2D)$
H4	: $0,6D + (+0,7E_{qy} - 0,2D)$
H7	: $0,6D + (-0,7E_{qy} - 0,2D)$

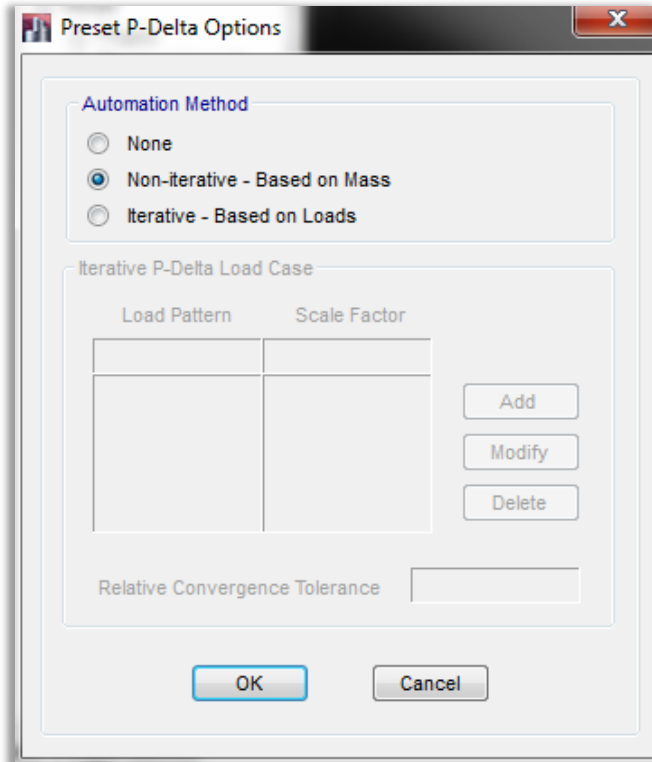
Juga ditambahkan kombinasi dengan tipe Envelope (memasukkan semua kombinasi tabel 4.18 dan 4.19), agar dapat dengan mudah melihat gaya dalam maksimum yang terjadi pada elemen.

4.3.3 Analisis Options Pada Etabs 2013

Ada beberapa parameter yang perlu dilakukan untuk melakukan *running* pada analisis, yaitu:

a. Mengikutsertakan pengaruh P-Delta

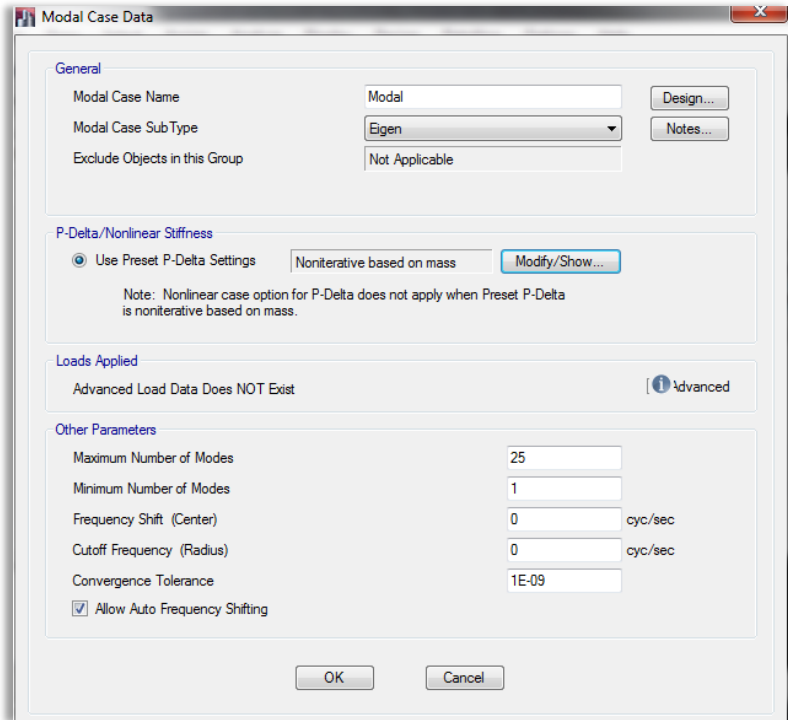
Pengaruh P-Delta yaitu gejala yang terjadi akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang kesamping. Caranya klik *define*, P-Delta *options*, pilih *non-iterative-based on mass* artinya tergantung perpindahan massa tanpa dilakukan iterasi, lalu OK seperti ditunjukkan gambar 4.35.



Gambar 4.35. P-Delta Options

b. *Dynamic analysis*

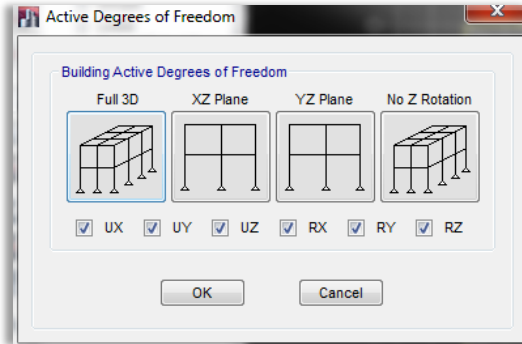
Karena struktur ditinjau menggunakan analisis dinamik, maka untuk menentukannya klik *define, modal cases, add new cases*, lalu pilih tipe *eigen*, pilih P-Delta/*nonlinear stiffness*, maksimum mode dapat diisi sejumlah lantai (tergantung mode sudah terpenuhi pada mode keberapa) jika mode sejumlah lantai belum terpenuhi 90% maka mode dapat ditambah dan sebaliknya dapat dikurangi, kemudian OK, seperti diperlihatkan dalam gambar 4.36.



Gambar 4.36. Analisis Dinamik

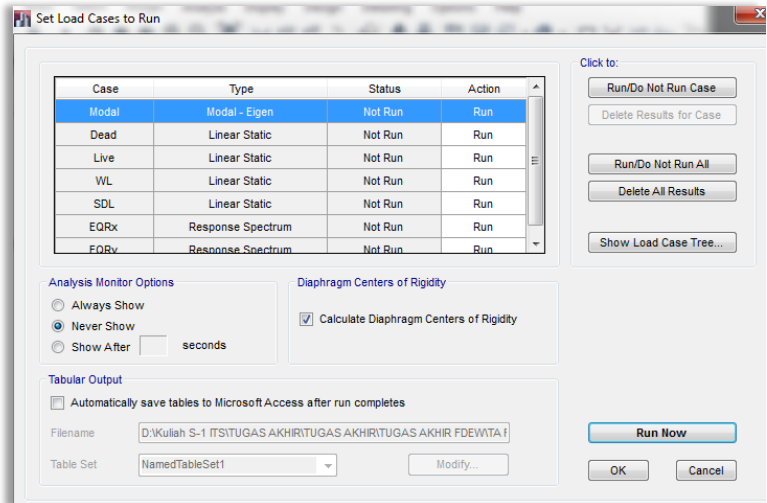
c. Pengaturan derajat kebebasan

Karena struktur dimodelkan dalam 3D, maka derajat kebebasan struktur harus ditinjau dalam semua arah dengan menklik *analyze, set active degrees of freedom*, lalu pilih *full 3D*, dan OK, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.37.



Gambar 4.37. Pengaturan Derajat Kebebasan

- d. Pengaturan jenis beban untuk dianalisis
Caranya klik *analyze, set load cases to run*, pilih jenis-jenis beban untuk dianalisis, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.38. Setelah semua parameter dilakukan, kemudian klik *run now*.



Gambar 4.38. Pengaturan Jenis Beban Untuk Dianalisis

4.3.4 Kontrol Analisis Struktur

Analisis struktur harus dilakukan pengontrolan agar memenuhi Standart Nasional Indonesia (SNI).

4.3.4.1. Dual Sistem

Sistem interaktif antara rangka kaku dan dinding geser menurut SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.8, bahwa sistem rangka pemikul momen (SRPM) harus mampu memikul minimum 25% dari gaya geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Caranya adalah menjumlahkan gaya geser dasar dari masing-masing SRPM (*base reactions columns*) dan dinding geser (*base reactions walls*), kemudian membandingkan nilai proporsional keduanya. Dari hasil perhitungan dapat dirangkum perbandingan gaya geser dasar antara kolom dan dinding geser seperti dalam tabel 4.20 yang sudah dapat dikatakan memenuhi pasal 7.2.5.8 diatas.

Tabel 4.20. Rangkuman Persentase *Base Reactions* SRPM dan *Wall*

No.	Kombinasi Beban Gempa	Prosentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		FX		FY	
		SRPM	SW	SRPM	SW
1	$1,2D + (+1Eq_x + 0,2D) + 0,5L$	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
2	$1,2D + (-1Eq_x + 0,2D) + 0,5L$	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
3	$1,2D + (+1Eq_y + 0,2D) + 0,5L$	29.48%	70.52%	34.42%	65.58%
4	$1,2D + (-1Eq_y + 0,2D) + 0,5L$	34.49%	65.51%	33.31%	66.69%
5	$0,9D + (+1Eq_x - 0,2D)$	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
6	$0,9D + (-1Eq_x - 0,2D)$	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
7	$0,9D + (+1Eq_y - 0,2D)$	30.10%	69.90%	34.42%	65.58%
8	$0,9D + (-1Eq_y - 0,2D)$	30.10%	69.90%	34.42%	65.58%

Tabel 4.20. Rangkuman Persentase *Base Reactions* SRPM dan *Wall* (lanjutan)

No.	Kombinasi Beban Gempa	Prosentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		FX		FY	
		SRPM	SW	SRPM	SW
9	D + (+0,7Eqx + 0,2D)	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
10	D + (-0,7Eqx + 0,2D)	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
11	D + (+0,7Eqy + 0,2D)	29.03%	70.97%	34.42%	65.58%
12	D + (-0,7Eqy + 0,2D)	29.03%	70.97%	34.42%	65.58%
13	D + (+0,525Eqx+0,2D) + 0,75L	43.98%	56.02%	26.17%	73.83%
14	D + (-0,525Eqx+0,2D) + 0,75L	43.98%	56.02%	26.17%	73.83%
15	D + (+0,525Eqy+0,2D) + 0,75L	27.88%	72.12%	34.42%	65.58%
16	D + (-0,525Eqy+0,2D) + 0,75L	27.88%	72.12%	34.42%	65.58%
17	0,6D + (+0,7Eqx -0,2D)	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
18	0,6D + (-0,7Eqx -0,2D)	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
19	0,6D + (+0,7Eqy -0,2D)	30.17%	69.83%	34.42%	65.58%
20	0,6D + (-0,7Eqy -0,2D)	30.17%	69.83%	34.42%	65.58%
21	EQX	43.97%	56.03%	26.17%	73.83%
22	EQY	30.30%	69.70%	34.42%	65.58%

4.3.4.2. Nilai Akhir Respon Spektrum

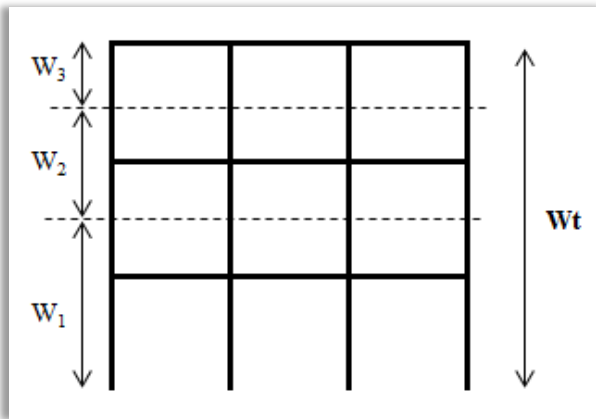
SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 mensyaratkan nilai akhir V_{dinamik} minimal 85% dari V_{statik} ($V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}}$). Bila syarat ini tak terpenuhi maka gaya geser dasar ragam perlu dikalikan faktor skala gaya sebesar 0,85 V/V_t (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

Nilai V_{dinamik} (V_t) didapatkan dari hasil analisa struktur dengan program bantu dan V_{statik} (V) didapatkan dari base reaction hasil perhitungan gaya gempa manual. Adapun cara

menghitung gaya geser dasar nominal (V_{statik}) adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung Beban disetiap lantai Struktur, adapun beban yang termasuk diantara lain:
 - Berat sendiri struktur (kN)
 - Berat komponen tambahan seperti dinding, plafon, dan lain-lain (kN)
 - Berat beban hidup yang telah tereduksi untuk perhitungan gempa (kN) sebesar 0,5.

Disini akan didapatkan nilai W_i dan W_t , dimana nilai W_i adalah berat bangunan perlantai dan nilai W_t adalah berat bangunan keseluruhan. Berat struktur perlantai dihitung seperti ilustrasi portal struktur tiga lantai pada gambar 4.39 dibawah ini.



Gambar 4.39. Ilustrasi Perhitungan Berat Bangunan

Berat bangunan nilainya dalam satuan kilonewton (kN). Adapun rangkuman hasil perhitungan berat bangunan dengan perhitungan manual dapat dilihat dalam tabel 4.21.

Tabel 4.21. Rangkuman Perhitungan Berat Bangunan

Nomor	Jenis		Nilai
1	Lantai 50	1 lt.	17185.2 kN
2	Lantai 49-41	9 lt.	20593.92 kN
3	Lantai 40	1 lt.	20744.18 kN
4	Lantai 39-31	9 lt.	20894.45 kN
5	Lantai 30	1 lt.	23659.73 kN
6	Lantai 29-21	9 lt.	23950.25 kN
7	Lantai 20	1 lt.	24241.21 kN
8	Lantai 19-11	9 lt.	24532.16 kN
9	Lantai 10	1 lt.	25097.09 kN
10	Lantai 9-2	8 lt.	25662.02 kN
11	Lantai 1	1 lt.	30149.27 kN
WT Manual			1156109.86 kN

Kontrol dari segi berat manual dan berat dari program bantu Etabs 2013:

Berat hitung manual = 1156109,86 kN
 Berat hitung Etabs = 1130766,56 kN
 Deviasi = 2,19 % < 5%..... Ok

- b. Menghitung nilai perioda fundamental (T).

Dalam menentukan nilai (T), dipastikan pemodelan struktur dengan program bantu analisa struktur ETABS telah dilakukan, termasuk beban tambahan dan beban hidup telah dimasukkan. Menentukan nilai (T) harus memenuhi

beberapa syarat yang disyaratkan dalam SNI 1726:2012, yaitu sebagai berikut:

- ✓ Memenuhi nilai (T) pendekatan minimum yang terdapat dalam pasal 7.8.2.1 yaitu $T = CT \cdot Hn^x$, dimana:

CT; adalah nilai parameter perioda pendekatan (tabel 15 SNI 1726:2012), $CT = 0,0466$.

x; adalah nilai parameter perioda pendekatan (tabel 15 SNI 1726:2012), $x = 0,9$.

Hn; adalah tinggi struktur bangunan seluruhnya, $Hn = 185$ meter.

$$T = CT \times Hn^x = 0,0466 \times 185^{0,9} = 5,11$$

- ✓ Memenuhi nilai (T) pendekatan maksimum yang terdapat dalam pasal 7.9.4.1 yaitu $T = Cu \cdot (CT \cdot Hn^x)$, dimana:

CT; adalah nilai parameter perioda pendekatan (tabel 15 SNI 1726:2012), $CT = 0,0466$.

x; adalah nilai parameter perioda pendekatan (tabel 15 SNI 1726:2012), $x = 0,9$.

Hn; adalah tinggi struktur bangunan seluruhnya, $Hn = 185$ meter.

Cu; adalah koefisien untuk batas atas perioda yang dihitung, tabel 14 SNI 1726:2012, $Cu = 1,4$.

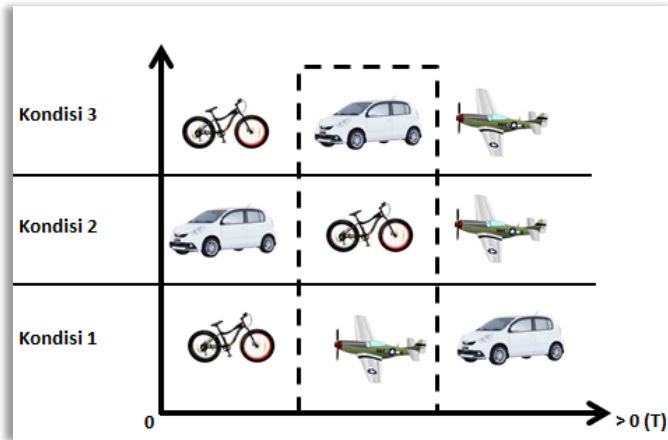
$$T = Cu \cdot (CT \cdot Hn^x) = 1,4 \times (5,11) = 7,15.$$

- ✓ Mendapatkan nilai (T) dari analisis otomatis dengan program bantu ETABS yang telah dilakukan sebelumnya, nilai ini terdiri dari nilai perioda arah X (T_x) dan perioda arah Y (T_y).

$$T_x = 6,235$$

$$T_y = 6,062$$

Nilai perioda fundamental (T) yang dipakai dari berbagai kondisi diilustrasikan dalam gambar 4.40.



Gambar 4.40. Ilustrasi Penentuan Nilai Periode (T)

Keterangan;



adalah nilai batasan periode minimum $T = CT \cdot Hn^x$.



adalah nilai batasan periode dari analisa program bantu.



adalah nilai batasan periode maksimum $T = Cu \cdot (CT \cdot Hn^x)$.

Nilai periode yang dipakai adalah nilai yang berada didalam garis putus-putus yang tergambar dalam gambar 4.40. Kondisi yang terjadi adalah kondisi 3 (tiga) dalam gambar 4.40, dimana nilai $T = CT \cdot Hn^x$ lebih kecil dari nilai (T) dari program bantu, dan nilai (T) dari program bantu lebih kecil dari nilai $Cu \cdot (CT \cdot Hn^x)$, maka Periode (T) yang dipakai adalah nilai dari program bantu, yaitu:

Tx pakai = 6,235

Ty pakai = 6,062

- c. Menghitung nilai koefisien respon seismik (C_s). Nilai C_s dapat dihitung berdasarkan beberapa persyaratan yang harus dipenuhi sebagai berikut:

- ✓ Nilai C_s hitungan = $S_{DS} / (R/I_e) = 0,142$, nilai ini tidak perlu melebihi nilai,

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{sx} = 0,0119$$

$$C_{sy} = 0,0122$$

dan nilai C_s ini harus tidak kurang dari nilai:

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e = 1 \geq 0,01... \text{ OK.}$$

- ✓ Sebagai persyaratan tambahan, untuk $S_1 > 0,6g$ maka C_s harus tidak kurang dari nilai:

$$C_s = \frac{0.5S1}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s = 0,0429$$

C_s pakai adalah 0,044.

dimana:

C_s ; adalah nilai koefisien respon seismik.

- S_{D1} ; adalah parameter respon spektral desain pada periode 1 detik, nilainya sama dengan $(2/3) \times S_{M1}$, $S_{D1} = (2/3) \times 0,78 = 0,52$.
- S_{DS} ; adalah parameter respon spektral desain pada periode 2 detik, nilainya sama dengan $(2/3) \times S_{MS}$, $S_{DS} = (2/3) \times 1,5 = 1$.
- S_{M1} ; adalah parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik, nilainya sama dengan $F_v \times S_1$, $S_{M1} = 1,3 \times 0,6 = 0,78$.

- S_{MS} ; adalah parameter spektrum respons percepatan pada periode 2 detik, nilainya sama dengan $F_a \times S_s$, $S_{MS} = 1 \times 1,5 = 1,5$
 - F_v ; adalah faktor koefisien situs perioda 1 detik, nilainya didapat dari tabel 5 SNI 1726:2012, $F_v = 1,3$.
 - S_1 ; adalah percepatan batuan dasar periode 1 detik, nilainya dapat dilihat dari gambar 10 SNI 1726:2012, $S_1 = 0,6$.
 - F_a ; adalah faktor koefisien situs perioda 2 detik, nilainya dapat dilihat dalam tabel 4 SNI 1726:2012, $F_a = 1$.
 - S_s ; adalah percepatan batuan dasar periode 2 detik, nilainya dapat dilihat pada gambar 9 SNI 1726:2012, $S_s = 1,5$.
 - T ; adalah nilai perioda fundamental yang telah ditentukan sebelumnya pada langkah diatas, $T_x = 6,235$ dan $T_y = 6,062$.
- d. Menghitung gaya geser dasar (V) masing masing arah, arah X adalah (V_x) dan arah Y adalah (V_y). Nilai (V) dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned} V_x &= C_{sx} \cdot W_t, \text{ dimana } W_t \text{ dalam satuan (kN).} \\ &= 0,044 \cdot 1156109,86 \text{ kN} \\ &= 50868,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= C_{sy} \cdot W_t, \text{ dimana } W_t \text{ dalam satuan (kN).} \\ &= 0,044 \cdot 1156109,86 \text{ kN} \\ &= 50868,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Setelah nilai V_{statik} didapat, selanjutnya mengontrol syarat

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}} \cdot$$

Dimana $0,85 V_{\text{statik}}$ adalah:

$$F_x = 100\% \times 0,85 \times 50868,83 \text{ kN} = 43238,51 \text{ kN}$$

$$F_y = 30\% \times 0,85 \times 50868,83 \text{ kN} = 12971,55 \text{ kN}$$

Dimana V_{dinamik} (dari etabs) adalah:

$$F_x \text{ arah X} = 15203,08 \text{ kN}$$

$$F_x \text{ arah Y} = 4565,29 \text{ kN}$$

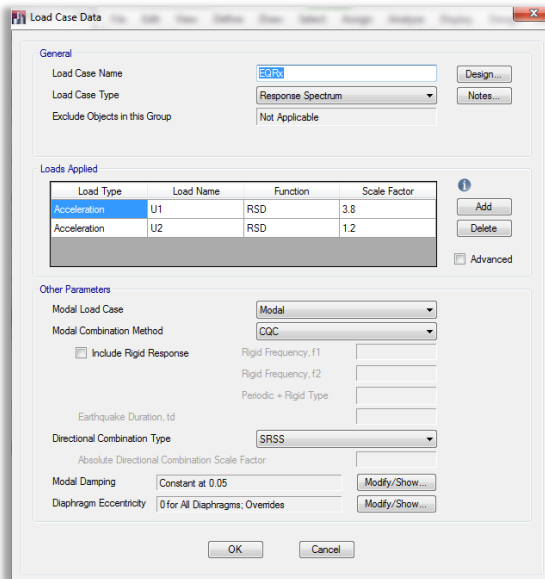
$$F_y \text{ arah X} = 4988,57 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ arah Y} = 16629,28 \text{ kN}$$

Dapat dibandingkan bahwa nilai dinamik kurang dari 0,85 nilai statik, artinya sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 perlu dilakukan skala gempa respon spektrum dengan faktor pengali yaitu, skala gempa pertama $\times (0,85 V_{\text{statik}} / V_{\text{dinamik}})$, maka hasilnya adalah:

$$\begin{aligned} \text{Arah X U1} &= 1,40 \times (43238,51/15203,08) = 3,98 \approx 3,8 \\ \text{Arah X U2} &= 0,42 \times (12971,55/4565,29) = 1,19 \approx 1,2 \\ \text{Arah Y U1} &= 0,42 \times (12971,55/4988,57) = 1,09 \approx 1,2 \\ \text{Arah Y U2} &= 1,40 \times (43238,51/16629,28) = 3,64 \approx 3,8 \end{aligned}$$

Selanjutnya nilai faktor modifikasi tersebut dimasukkan kedalam definisi beban gempa dinamik respon spektrum masing-masing arah seperti ditunjukkan dalam gambar 4.41.



Gambar 4.41. Faktor Modifikasi Gaya Gempa

Selanjutnya kontrol kembali syarat $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}}$.
Dimana $0,85 V_{\text{statik}}$ adalah:

$$F_x = 100\% \times 0,85 \times 50868,83\text{kN} = 43238,51 \text{ kN}$$

$$F_y = 30\% \times 0,85 \times 50868,83\text{kN} = 12971,55 \text{ kN}$$

Dimana V_{dinamik} hasil skala faktor (dari etabs) adalah:

$$F_x \text{ arah X} = 43536,38 \text{ kN}$$

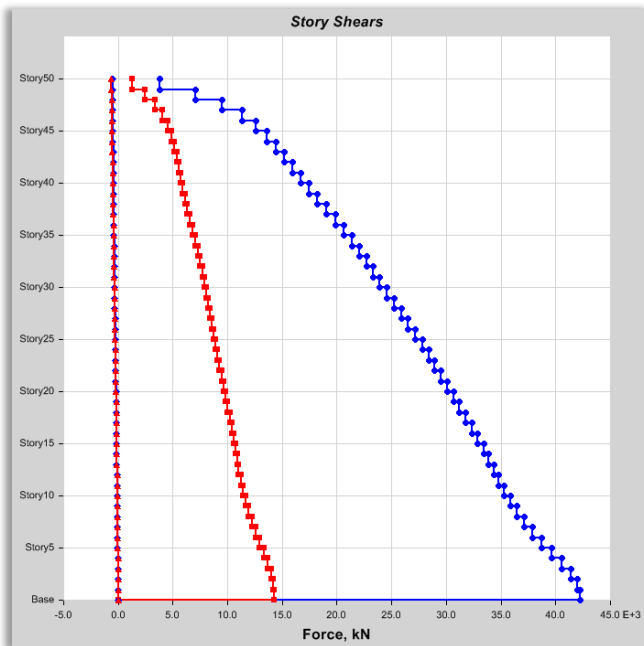
$$F_x \text{ arah Y} = 14258,36 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ arah X} = 13344,64 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ arah Y} = 45142,12 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil diatas, dapat dikatakan $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}}$. Maka kontrol nilai kahir respon spektrum sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 telah dipenuhi.

Adapun salah satu contoh grafik *story shear* arah X diperlihatkan dalam gambar 4.42. dan nilai *story shear* arah X dapat dilihat dalam tabel 4.22.



Gambar 4.42. Grafik *story shear* arah X

Tabel 4.22. Nilai *Story Shear* Arah X

<i>Story</i>	<i>Elevation</i> m	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> kN	<i>Y-Dir</i> kN
<i>Story50</i>	185	<i>Top</i>	3761.2374	1306.152
		<i>Bottom</i>	3761.2374	1306.152
<i>Story49</i>	181.3	<i>Top</i>	7039.5165	2477.433
		<i>Bottom</i>	7039.5165	2477.433
<i>Story48</i>	177.6	<i>Top</i>	9517.3278	3394.7624
		<i>Bottom</i>	9517.3278	3394.7624
<i>Story47</i>	173.9	<i>Top</i>	11310.9668	4077.9496
		<i>Bottom</i>	11310.9668	4077.9496
<i>Story46</i>	170.2	<i>Top</i>	12605.137	4567.1096
		<i>Bottom</i>	12605.137	4567.1096
<i>Story45</i>	166.5	<i>Top</i>	13595.7705	4914.2638
		<i>Bottom</i>	13595.7705	4914.2638
<i>Story44</i>	162.8	<i>Top</i>	14432.7991	5171.0213
		<i>Bottom</i>	14432.7991	5171.0213
<i>Story43</i>	159.1	<i>Top</i>	15200.1066	5378.1582
		<i>Bottom</i>	15200.1066	5378.1582
<i>Story42</i>	155.4	<i>Top</i>	15937.1399	5562.0771
		<i>Bottom</i>	15937.1399	5562.0771
<i>Story41</i>	151.7	<i>Top</i>	16670.4603	5738.5364
		<i>Bottom</i>	16670.4603	5738.5364
<i>Story40</i>	148	<i>Top</i>	17427.3333	5919.681
		<i>Bottom</i>	17427.3333	5919.681
<i>Story39</i>	144.3	<i>Top</i>	18227.4719	6117.7671
		<i>Bottom</i>	18227.4719	6117.7671
<i>Story38</i>	140.6	<i>Top</i>	19046.9949	6336.71
		<i>Bottom</i>	19046.9949	6336.71
<i>Story37</i>	136.9	<i>Top</i>	19852.9541	6574.3483
		<i>Bottom</i>	19852.9541	6574.3483
<i>Story36</i>	133.2	<i>Top</i>	20619.8447	6821.1469
		<i>Bottom</i>	20619.8447	6821.1469
<i>Story35</i>	129.5	<i>Top</i>	21342.2587	7064.2887
		<i>Bottom</i>	21342.2587	7064.2887
<i>Story34</i>	125.8	<i>Top</i>	22028.8794	7293.1814

Tabel 4.22. Nilai *Story Shear* Arah X (lanjutan)

<i>Story</i>	<i>Elevation</i> m	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> kN	<i>Y-Dir</i> kN
		<i>Bottom</i>	22028.8794	7293.1814
<i>Story33</i>	122.1	<i>Top</i>	22687.3153	7502.8025
		<i>Bottom</i>	22687.3153	7502.8025
<i>Story32</i>	118.4	<i>Top</i>	23316.1762	7693.2555
		<i>Bottom</i>	23316.1762	7693.2555
<i>Story31</i>	114.7	<i>Top</i>	23910.9482	7866.8298
		<i>Bottom</i>	23910.9482	7866.8298
<i>Story30</i>	111	<i>Top</i>	24543.6162	8045.3318
		<i>Bottom</i>	24543.6162	8045.3318
<i>Story29</i>	107.3	<i>Top</i>	25196.8612	8220.6665
		<i>Bottom</i>	25196.8612	8220.6665
<i>Story28</i>	103.6	<i>Top</i>	25863.9221	8389.7038
		<i>Bottom</i>	25863.9221	8389.7038
<i>Story27</i>	99.9	<i>Top</i>	26532.6186	8554.5939
		<i>Bottom</i>	26532.6186	8554.5939
<i>Story26</i>	96.2	<i>Top</i>	27182.1246	8720.8947
		<i>Bottom</i>	27182.1246	8720.8947
<i>Story25</i>	92.5	<i>Top</i>	27798.3051	8894.4806
		<i>Bottom</i>	27798.3051	8894.4806
<i>Story24</i>	88.8	<i>Top</i>	28384.0312	9077.4521
		<i>Bottom</i>	28384.0312	9077.4521
<i>Story23</i>	85.1	<i>Top</i>	28954.2969	9266.7663
		<i>Bottom</i>	28954.2969	9266.7663
<i>Story22</i>	81.4	<i>Top</i>	29520.9859	9456.7692
		<i>Bottom</i>	29520.9859	9456.7692
<i>Story21</i>	77.7	<i>Top</i>	30083.1085	9643.3791
		<i>Bottom</i>	30083.1085	9643.3791
<i>Story20</i>	74	<i>Top</i>	30638.3743	9828.3799
		<i>Bottom</i>	30638.3743	9828.3799
<i>Story19</i>	70.3	<i>Top</i>	31196.4864	10016.8955
		<i>Bottom</i>	31196.4864	10016.8955
<i>Story18</i>	66.6	<i>Top</i>	31753.0656	10205.0729
		<i>Bottom</i>	31753.0656	10205.0729
<i>Story17</i>	62.9	<i>Top</i>	32313.4555	10388.0899

Tabel 4.22. Nilai *Story Shear* Arah X (lanjutan)

<i>Story</i>	<i>Elevation</i> m	<i>Location</i>	<i>X-Dir</i> kN	<i>Y-Dir</i> kN
		<i>Bottom</i>	32313.4555	10388.0899
<i>Story16</i>	59.2	<i>Top</i>	32870.9651	10560.0467
		<i>Bottom</i>	32870.9651	10560.0467
<i>Story15</i>	55.5	<i>Top</i>	33405.7435	10719.2966
		<i>Bottom</i>	33405.7435	10719.2966
<i>Story14</i>	51.8	<i>Top</i>	33900.2992	10872.01
		<i>Bottom</i>	33900.2992	10872.01
<i>Story13</i>	48.1	<i>Top</i>	34358.7238	11030.7307
		<i>Bottom</i>	34358.7238	11030.7307
<i>Story12</i>	44.4	<i>Top</i>	34810.0782	11208.4305
		<i>Bottom</i>	34810.0782	11208.4305
<i>Story11</i>	40.7	<i>Top</i>	35290.44	11412.5079
		<i>Bottom</i>	35290.44	11412.5079
<i>Story10</i>	37	<i>Top</i>	35829.3537	11647.7375
		<i>Bottom</i>	35829.3537	11647.7375
<i>Story9</i>	33.3	<i>Top</i>	36440.7843	11917.2379
		<i>Bottom</i>	36440.7843	11917.2379
<i>Story8</i>	29.6	<i>Top</i>	37109.8496	12216.9672
		<i>Bottom</i>	37109.8496	12216.9672
<i>Story7</i>	25.9	<i>Top</i>	37850.4518	12550.2162
		<i>Bottom</i>	37850.4518	12550.2162
<i>Story6</i>	22.2	<i>Top</i>	38688.8919	12916.233
		<i>Bottom</i>	38688.8919	12916.233
<i>Story5</i>	18.5	<i>Top</i>	39623.1816	13299.9105
		<i>Bottom</i>	39623.1816	13299.9105
<i>Story4</i>	14.8	<i>Top</i>	40581.0555	13667.135
		<i>Bottom</i>	40581.0555	13667.135
<i>Story3</i>	11.1	<i>Top</i>	41421.7661	13971.8455
		<i>Bottom</i>	41421.7661	13971.8455
<i>Story2</i>	7.4	<i>Top</i>	42994.8414	14173.126
		<i>Bottom</i>	42994.8414	14173.126
<i>Story1</i>	3.7	<i>Top</i>	43536.3818	14258.363
		<i>Bottom</i>	43536.3818	14258.363

4.3.4.3. Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90 persen dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau model (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil analisis struktur pada tabel 4.23 diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90%.

Tabel 4.23. Kontrol Partisipasi Massa

No.	Modal	Periode (s)	Sum Ux	Sum Uy
1	1	6.235	0.000	0.664
2	2	6.062	0.697	0.664
3	3	5.075	0.697	0.664
4	4	1.986	0.833	0.664
5	5	1.811	0.833	0.828
6	6	1.647	0.833	0.828
7	7	1.025	0.888	0.828
8	8	0.856	0.888	0.888
9	9	0.804	0.888	0.889
10	10	0.645	0.918	0.889
11	11	0.523	0.918	0.920
12	12	0.489	0.918	0.921
13	13	0.448	0.938	0.921
14	14	0.361	0.938	0.940
15	15	0.334	0.938	0.941
16	16	0.333	0.950	0.941
17	17	0.268	0.950	0.953

Tabel 4.23. Kontrol Partisipasi Massa (lanjutan)

No.	Modal	Periode (s)	Sum U _x	Sum U _y
18	18	0.262	0.959	0.953
19	19	0.244	0.959	0.953
20	20	0.214	0.966	0.953
21	21	0.213	0.966	0.962
22	22	0.191	0.966	0.962
24	24	0.174	0.971	0.968
25	25	0.155	0.971	0.968

Pada tabel 4.23, modal ke 11 Sudah Melebihi 90%, artinya SNI 1726:2012 Sudah Terpenuhi.

4.3.4.4. Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Untuk mengetahui besarnya simpangan antar tingkat perlu dicari terlebih dahulu nilai perpindahan elastis, δ_e , dari analisis struktur. Setelah itu nilai δ_e diperbesar menjadi δ dengan cara δ_e dikalikan dengan faktor pembesar C_d/I_e . Setelah itu dapat diketahui besarnya simpangan antar tingkat Δ yang merupakan selisih nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat di bawahnya. Nilai simpangan ini selanjutnya dikontrol terhadap batas simpangan Δ_a sebesar 0,02 hsx.

Menurut pasal 7.8.6, pasal 7.9.3 dan pasal 7.12.1 SNI 1726:2012, simpangan antai lantai hanya terdapat satu kinerja yaitu kinerja batas *ultimate*. Menurut pasal 7.12.1.1 untuk kategori desain seismik D, nilai simpangan tidak boleh melebihi (Δ_a/ρ) , nilai ρ sesuai pasal 7.3.4.2. Simpangan antar lantai ditentukan seperti paragraf pertama diatas, yang mengacu pada gambar 5 SNI 1726:2012. Adapun hasil perhitungan masing-masing arah diperlihatkan dalam tabel 4.24 untuk arah X dan tabel 4.25 untuk arah Y.

Tabel 4.24. *Story Drift Arah X*

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δe) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δa) (mm)	Syarat
50	3700	589.90	3244.45	47.30	74.00	Oke
49	3700	581.30	3197.15	48.40	74.00	Oke
48	3700	572.50	3148.75	50.05	74.00	Oke
47	3700	563.40	3098.70	51.15	74.00	Oke
46	3700	554.10	3047.55	52.80	74.00	Oke
45	3700	544.50	2994.75	54.45	74.00	Oke
44	3700	534.60	2940.30	56.65	74.00	Oke
43	3700	524.30	2883.65	58.30	74.00	Oke
42	3700	513.70	2825.35	59.95	74.00	Oke
41	3700	502.80	2765.40	61.60	74.00	Oke
40	3700	491.60	2703.80	62.15	74.00	Oke
39	3700	480.30	2641.65	63.80	74.00	Oke
38	3700	468.70	2577.85	65.45	74.00	Oke
37	3700	456.80	2512.40	67.10	74.00	Oke
36	3700	444.60	2445.30	68.20	74.00	Oke
35	3700	432.20	2377.10	69.85	74.00	Oke
34	3700	419.50	2307.25	71.50	74.00	Oke
33	3700	406.50	2235.75	72.05	74.00	Oke
32	3700	393.40	2163.70	73.70	74.00	Oke
31	3700	380.00	2090.00	73.70	74.00	Oke
30	3700	366.60	2016.30	73.70	74.00	Oke
29	3700	353.20	1942.60	73.15	74.00	Oke
28	3700	339.90	1869.45	73.70	74.00	Oke

Tabel 4.24. *Story Drift* Arah X (lanjutan)

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δ_a) (mm)	Syarat
27	3700	326.50	1795.75	63.25	74.00	Oke
26	3700	315.00	1732.50	55.00	74.00	Oke
25	3700	305.00	1677.50	60.50	74.00	Oke
24	3700	294.00	1617.00	72.05	74.00	Oke
23	3700	280.90	1544.95	73.70	74.00	Oke
22	3700	267.50	1471.25	70.95	74.00	Oke
21	3700	254.60	1400.30	72.60	74.00	Oke
20	3700	241.40	1327.70	70.95	74.00	Oke
19	3700	228.50	1256.75	70.95	74.00	Oke
18	3700	215.60	1185.80	70.40	74.00	Oke
17	3700	202.80	1115.40	70.95	74.00	Oke
16	3700	189.90	1044.45	70.40	74.00	Oke
15	3700	177.10	974.05	69.85	74.00	Oke
14	3700	164.40	904.20	64.35	74.00	Oke
13	3700	152.70	839.85	73.70	74.00	Oke
12	3700	139.30	766.15	62.15	74.00	Oke
11	3700	128.00	704.00	66.55	74.00	Oke
10	3700	115.90	637.45	68.20	74.00	Oke
9	3700	103.50	569.25	72.05	74.00	Oke
8	3700	90.40	497.20	71.50	74.00	Oke
7	3700	77.40	425.70	70.95	74.00	Oke
6	3700	64.50	354.75	72.82	74.00	Oke

Tabel 4.24. *Story Drift Arah X (lanjutan)*

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δ_a) (mm)	Syarat
5	3700	51.26	281.93	71.28	74.00	Oke
4	3700	38.30	210.65	69.85	74.00	Oke
3	3700	25.60	140.80	73.15	74.00	Oke
2	3700	12.30	67.65	52.80	74.00	Oke
1	3700	2.70	14.85	14.85	74.00	Oke

Tabel 4.25. *Story Drift Arah Y*

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δ_a) (mm)	Syarat
1	3700	600.90	3304.95	66.00	74.00	Oke
2	3700	588.90	3238.95	67.10	74.00	Oke
3	3700	576.70	3171.85	67.10	74.00	Oke
4	3700	564.50	3104.75	68.20	74.00	Oke
5	3700	552.10	3036.55	69.30	74.00	Oke
6	3700	539.50	2967.25	69.85	74.00	Oke
7	3700	526.80	2897.40	70.40	74.00	Oke
8	3700	514.00	2827.00	71.50	74.00	Oke
9	3700	501.00	2755.50	72.60	74.00	Oke
10	3700	487.80	2682.90	73.15	74.00	Oke

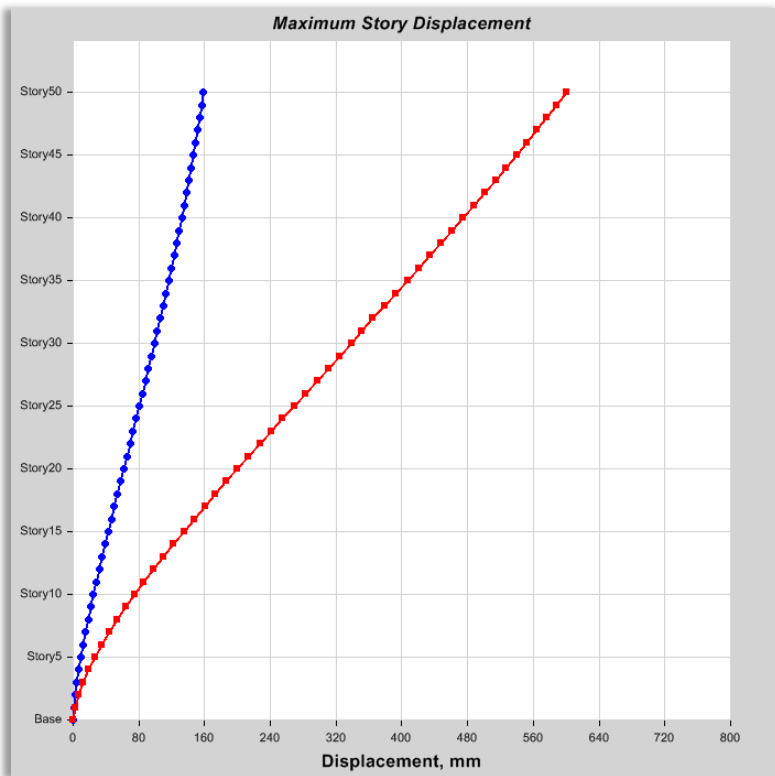
Tabel 4.25. *Story Drift* Arah Y (lanjutan)

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δ_a) (mm)	Syarat
11	3700	474.50	2609.75	73.15	74.00	Oke
12	3700	461.20	2536.60	73.70	74.00	Oke
13	3700	447.80	2462.90	68.75	74.00	Oke
14	3700	435.30	2394.15	69.85	74.00	Oke
15	3700	422.60	2324.30	70.40	74.00	Oke
16	3700	409.80	2253.90	70.40	74.00	Oke
17	3700	397.00	2183.50	70.95	74.00	Oke
18	3700	384.10	2112.55	71.50	74.00	Oke
19	3700	371.10	2041.05	61.05	74.00	Oke
20	3700	360.00	1980.00	61.60	74.00	Oke
21	3700	348.80	1918.40	70.95	74.00	Oke
22	3700	335.90	1847.45	71.50	74.00	Oke
23	3700	322.90	1775.95	70.95	74.00	Oke
24	3700	310.00	1705.00	71.50	74.00	Oke
25	3700	297.00	1633.50	65.45	74.00	Oke
26	3700	285.10	1568.05	70.95	74.00	Oke
27	3700	272.20	1497.10	70.95	74.00	Oke
28	3700	259.30	1426.15	70.40	74.00	Oke
29	3700	246.50	1355.75	70.40	74.00	Oke
30	3700	233.70	1285.35	69.30	74.00	Oke
31	3700	221.10	1216.05	73.70	74.00	Oke
32	3700	207.70	1142.35	72.60	74.00	Oke
33	3700	194.50	1069.75	72.05	74.00	Oke

Tabel 4.25. *Story Drift* Arah Y (lanjutan)

Lt.	Tinggi Tingkat (hsx) (mm)	Perpindahan Elastis (δ_e) (mm)	Perpindahan Diperbesar (δ) (mm)	Story Drift (Δ) (mm)	Story Drift Ijin (Δ_a) (mm)	Syarat
34	3700	181.40	997.70	70.95	74.00	Oke
35	3700	168.50	926.75	70.40	74.00	Oke
36	3700	155.70	856.35	68.75	74.00	Oke
37	3700	143.20	787.60	73.15	74.00	Oke
38	3700	129.90	714.45	70.95	74.00	Oke
39	3700	117.00	643.50	69.85	74.00	Oke
40	3700	104.30	573.65	73.15	74.00	Oke
41	3700	91.00	500.50	69.85	74.00	Oke
42	3700	78.30	430.65	73.70	74.00	Oke
43	3700	64.90	356.95	70.40	74.00	Oke
44	3700	52.10	286.55	72.60	74.00	Oke
45	3700	38.90	213.95	68.75	74.00	Oke
46	3700	26.40	145.20	42.35	74.00	Oke
47	3700	18.70	102.85	37.40	74.00	Oke
48	3700	11.90	65.45	31.35	74.00	Oke
49	3700	6.20	34.10	22.55	74.00	Oke
59	3700	2.10	11.55	11.55	74.00	Oke

Adapun salah satu bentuk grafik dari *story drift* arah X dapat dilihat dalam gambar 4.43, dari rangkuman diatas dapat dikatakan bahwa simpangan antar lantai telah memenuhi persyaratan, jika tidak memenuhi maka dapat dilakukan pembesaran elemen dinding geser, elemen kolom maupun elemen balok.



Gambar 4.43. Grafik *Story Shear* Arah X

4.3.4.5. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas (θ). Jika nilai (θ) $\leq 0, 1$, maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. beberapa tahapan perhitungan P-Delta, diantaranya:

- a. Gunakan nilai simpangan antar lantai (*story drift*).
- b. Beban vertikal yang bekerja adalah penjumlahan antara beban mati, dan beban hidup yang bekerja pada masing-masing lantai.

- c. Hitung nilai koefisien stabilitas (θ) = (beban komulatif x *story drift* x I_e) / (gaya geser seismik x tinggi lantai x CD)
- d. Syarat (θ) $\leq 0,1$
- e. Untuk analisis otomatis yang disertakan pengaruh P-Delta, maka (θ) hitungan diijinkan dibagi dengan nilai (1+ (θ) hitungan dibawah).
- f. Nilai (θ) tidak boleh lebih dari (θ) max = (0,5/ β xCD, dan (θ) $\leq 0,25$. Untuk nilai β boleh = 1, maka hasilnya adalah 0,09091.

Adapun rangkuman hasil perhitungan kontrol P-Delta dapat dilihat dalam tabel 4.26 untuk arah X dan tabel 4.27 untuk arah Y.

Tabel 4.26. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah X

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Komulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+ θ)	Stability Ratios θ	Syarat
50	47	4418	1906	1906	0.001	1.001	0.001	Oke
49	48	8249	1947	3853	0.001	1.001	0.001	Oke
48	50	11165	1957	5810	0.001	1.001	0.001	Oke
47	51	13342	1968	7778	0.001	1.001	0.001	Oke
46	53	14969	1968	9746	0.002	1.002	0.002	Oke
45	54	16215	1968	11715	0.002	1.002	0.002	Oke
44	57	17215	1968	13683	0.002	1.002	0.002	Oke
43	58	18078	1946	15629	0.002	1.002	0.002	Oke
42	60	18882	1937	17566	0.003	1.003	0.003	Oke
41	62	19672	1937	19504	0.003	1.003	0.003	Oke
40	62	20478	1974	21477	0.003	1.003	0.003	Oke
39	64	21318	2008	23486	0.003	1.003	0.003	Oke

Tabel 4.26. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah X (lanjutan)

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+θ)	Stability Ratios θ	Syarat
36	68	23857	1993	29467	0.004	1.004	0.004	Oke
35	70	24652	1993	31460	0.004	1.004	0.004	Oke
34	72	25404	1993	33453	0.005	1.005	0.005	Oke
33	72	26110	1993	35446	0.005	1.005	0.005	Oke
32	74	26771	1993	37440	0.005	1.005	0.005	Oke
31	74	27394	1993	39433	0.005	1.005	0.005	Oke
30	74	28061	2219	41652	0.005	1.005	0.005	Oke
29	73	28751	2277	43929	0.005	1.005	0.005	Oke
28	74	29446	2277	46205	0.006	1.006	0.006	Oke
27	63	30136	2277	48482	0.005	1.005	0.005	Oke
26	55	30817	2277	50759	0.004	1.004	0.004	Oke
25	61	31483	2277	53036	0.005	1.005	0.005	Oke
24	72	32137	2277	55312	0.006	1.006	0.006	Oke
23	74	32778	2277	57589	0.006	1.006	0.006	Oke
22	71	33409	2277	59866	0.006	1.006	0.006	Oke
21	73	34035	2277	62143	0.007	1.007	0.006	Oke
20	71	34663	2333	64476	0.006	1.006	0.006	Oke
19	71	35312	2403	66880	0.007	1.007	0.007	Oke
18	70	35965	2403	69283	0.007	1.007	0.007	Oke
17	71	36608	2403	71687	0.007	1.007	0.007	Oke
16	70	37237	2403	74090	0.007	1.007	0.007	Oke
15	70	37845	2403	76494	0.007	1.007	0.007	Oke
14	64	38432	2403	78897	0.006	1.006	0.006	Oke

Tabel 4.26. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah X (lanjutan)

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+ θ)	Stability Ratios θ	Syarat
11	67	40198	2403	86108	0.007	1.007	0.007	Oke
10	68	40869	2469	88577	0.007	1.007	0.007	Oke
9	72	41636	2547	91124	0.008	1.008	0.008	Oke
8	72	42506	2547	93671	0.008	1.008	0.008	Oke
7	71	43475	2547	96218	0.008	1.008	0.008	Oke
6	73	44521	2547	98765	0.008	1.008	0.008	Oke
5	71	45618	2547	101312	0.008	1.008	0.008	Oke
4	70	46692	2547	103859	0.008	1.008	0.008	Oke
3	73	47680	2547	106406	0.008	1.008	0.008	Oke
2	53	48500	2547	108953	0.006	1.006	0.006	Oke
1	15	48929	2760	111713	0.002	1.002	0.002	Oke

Tabel 4.27. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah Y

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Ver. Kumulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+ θ)	Stability Ratios θ	Syarat
50	66	4422	1906	1906	0.001	1.001	0.001	Oke
49	67	8363	1947	3853	0.002	1.002	0.002	Oke
48	67	11447	1957	5810	0.002	1.002	0.002	Oke
47	68	13786	1968	7778	0.002	1.002	0.002	Oke

Tabel 4.27. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah Y (lanjutan)

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Ver. Komulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+θ)	Stability Ratios θ	Syarat
44	70	17741	1968	13683	0.003	1.003	0.003	Oke
43	72	18457	1946	15629	0.003	1.003	0.003	Oke
42	73	19043	1937	17566	0.003	1.003	0.003	Oke
41	73	19576	1937	19504	0.004	1.004	0.004	Oke
40	73	20113	1974	21477	0.004	1.004	0.004	Oke
39	74	20693	2008	23486	0.004	1.004	0.004	Oke
38	69	21324	1994	25480	0.004	1.004	0.004	Oke
37	70	21997	1993	27473	0.004	1.004	0.004	Oke
36	70	22693	1993	29467	0.004	1.004	0.004	Oke
35	70	23388	1993	31460	0.005	1.005	0.005	Oke
34	71	24063	1993	33453	0.005	1.005	0.005	Oke
33	72	24697	1993	35446	0.005	1.005	0.005	Oke
32	61	25280	1993	37440	0.004	1.004	0.004	Oke
31	62	25809	1993	39433	0.005	1.005	0.005	Oke
30	71	26350	2219	41652	0.006	1.006	0.005	Oke
29	72	26890	2277	43929	0.006	1.006	0.006	Oke
28	71	27429	2277	46205	0.006	1.006	0.006	Oke
27	72	27968	2277	48482	0.006	1.006	0.006	Oke
26	65	28515	2277	50759	0.006	1.006	0.006	Oke
25	71	29075	2277	53036	0.006	1.006	0.006	Oke
24	71	29652	2277	55312	0.007	1.007	0.006	Oke
23	70	30242	2277	57589	0.007	1.007	0.007	Oke
22	70	30844	2277	59866	0.007	1.007	0.007	Oke
21	69	31452	2277	62143	0.007	1.007	0.007	Oke

Tabel 4.27. Kontrol Pengaruh P-Delta Arah Y (lanjutan)

Lt.	Story Drift (Δ) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Ver. Kumulatif (kN)	Stability Ratios (θ) Hitungan	Stability Ratios (1+ θ)	Stability Ratios θ	Syarat
20	74	32063	2333	64476	0.007	1.007	0.007	Oke
19	73	32689	2403	66880	0.007	1.007	0.007	Oke
18	72	33312	2403	69283	0.007	1.007	0.007	Oke
17	71	33922	2403	71687	0.007	1.007	0.007	Oke
16	70	34521	2403	74090	0.007	1.007	0.007	Oke
15	69	35119	2403	76494	0.007	1.007	0.007	Oke
14	73	35724	2403	78897	0.008	1.008	0.008	Oke
13	71	36358	2403	81301	0.008	1.008	0.008	Oke
12	70	37048	2403	83704	0.008	1.008	0.008	Oke
11	73	37810	2403	86108	0.008	1.008	0.008	Oke
10	70	38676	2469	88577	0.008	1.008	0.008	Oke
9	74	39685	2547	91124	0.008	1.008	0.008	Oke
8	70	40807	2547	93671	0.008	1.008	0.008	Oke
7	73	42014	2547	96218	0.008	1.008	0.008	Oke
6	69	43279	2547	98765	0.008	1.008	0.008	Oke
5	42	44538	2547	101312	0.005	1.005	0.005	Oke
4	37	45719	2547	103859	0.004	1.004	0.004	Oke
3	31	46774	2547	106406	0.004	1.004	0.003	Oke
2	23	47599	2547	108953	0.003	1.003	0.003	Oke
1	12	48010	2760	111713	0.001	1.001	0.001	Oke

Dari rangkuman diatas dapat dikatakan bahwa pengaruh P-Delta telah memenuhi persyaratan, jika tidak memenuhi maka model struktur harus dirubah.

4.3.5 Rangkuman Hasil Analisis Struktur

Dari analisis struktur diatas, dapat dirangkum dimensi elemen yang akan digunakan untuk tahapan desain berikutnya adalah sebagai berikut:

a. Balok

B1 = dimensi lebar x tinggi = 045 cm x 070 cm

B2 = dimensi lebar x tinggi = 030 cm x 050 cm

BL = dimensi lebar x tinggi = 050 cm x 080 cm

BA = dimensi lebar x tinggi = 025 cm x 045 cm

b. Kolom

K1A = dimensi penampang = 120 cm x 120 cm

K1B = dimensi penampang = 100 cm x 100 cm

K1C = dimensi penampang = 085 cm x 085 cm

K1D = dimensi penampang = 070 cm x 070 cm

K1E = dimensi penampang = 120 cm x 120 cm

K2A = dimensi penampang = 100 cm x 100 cm

K2B = dimensi penampang = 085 cm x 085 cm

K2C = dimensi penampang = 070 cm x 070 cm

K2D = dimensi penampang = 060 cm x 060 cm

K2E = dimensi penampang = 050 cm x 050 cm

K3A = dimensi penampang = 080 cm x 080 cm

K3B = dimensi penampang = 065 cm x 065 cm

K3C = dimensi penampang = 050 cm x 050 cm

K4A = dimensi penampang = 080 cm x 080 cm

K4B = dimensi penampang = 070 cm x 070 cm

K4C = dimensi penampang = 060 cm x 060 cm

K4D = dimensi penampang = 050 cm x 050 cm

K4E = dimensi penampang = 045 cm x 045 cm

c. Dinding Geser

L = Tebal dinding = 050 cm

Core = Tebal dinding = 050 cm

4.4 Desain Struktur *Rigid Frame*

Desain struktur primer dilakukan bertujuan untuk mendapatkan dimensi akhir dari perencanaan struktur bangunan ini yang memenuhi persyaratan Standar Nasional Indonesia (SNI), baik dimensi akhir elemen balok, kolom maupun dinding geser.

4.4.1 Desain Komponen Struktur Lentur SRMPK

4.4.1.1 Desain Tulangan *Longitudinal*

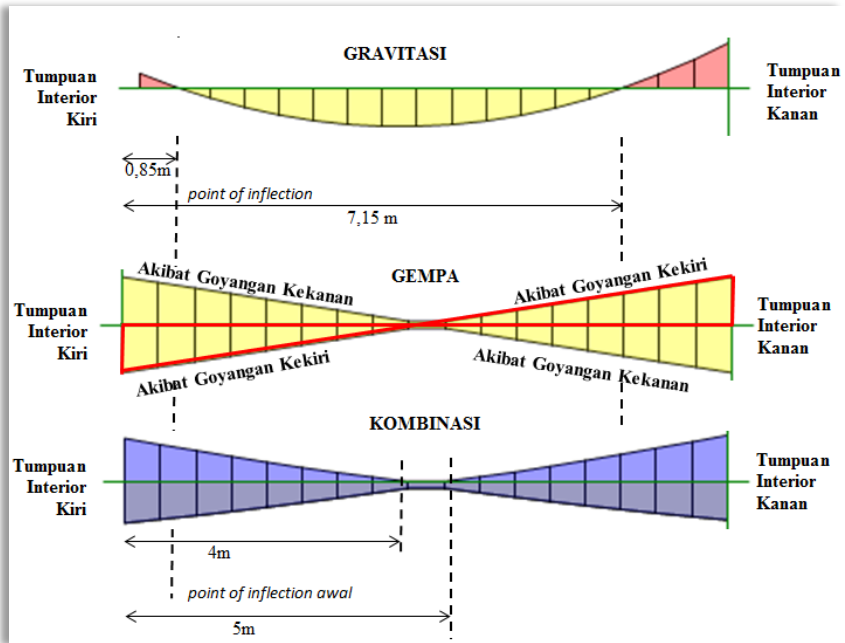
Komponen struktur lentur didefinisikan sebagai komponen struktur dimana gaya aksial tekan terfaktor yang bekerja pada penampangnya tidak melebihi $0,1 A_g f'_c$, dengan A_g adalah luas penampang komponen struktur.

Dalam bagian ini, diberikan contoh perhitungan untuk desain dan *detailing* penulangan balok dengan nilai gaya dalam terbesar yaitu balok B1 dengan label B52 pada lantai 45, adapun data umum dari geometri balok ini adalah:

- ✓ Mutu beton = 50 Mpa
- ✓ Mutu tulangan = 400 Mpa
- ✓ Selimut beton = 40 mm
- ✓ Faktor β_1 = 0,7164
(SNI 2847:2013, pasal 10.2.7.3)
- ✓ Lebar balok (bw) = 450 mm
- ✓ Tinggi balok (h) = 700 mm
- ✓ Tebal pelat lantai (hf) = 125 mm
- ✓ Lebar sisi kolom tumpuan balok = 650 mm
- ✓ Panjang balok (*as to as grid*) = 9000 mm
- ✓ Panjang efektif balok (L_n) = 8350 mm
- ✓ Gaya aksial terfaktor = 0 n

Berdasarkan hasil analisis struktur pada tahapan sebelumnya, telah didapat momen desain. Hasil superposisi momen akibat beban gravitasi dan momen akibat gempa menghasilkan momen-momen seperti pada gambar 4.44 yang memperlihatkan diagram momen akibat beban gravitasi, akibat gempa dan akibat kombinasi pada balok tersebut, dapat dilihat bahwa akibat beban

kombinasi terjadi titik belok (*point of inflection*) bergeser dari 0,85m dan 7,15m ke titik 4m dan 5m. Kemudian pada tabel 4.28 memperlihatkan nilai gaya dari diagram momen tersebut.



Gambar 4.44. Diagram Momen Akibat Gravitasi, Gempa Dan Kombinasi

Tabel 4.28. Nilai Gaya Dalam Kombinasi *Envelope*

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	Mu (N-m)
1	Ujung interior kanan (negatif)	Kanan	919353000
2	Ujung interior kanan (positif)	Kanan	747313000
3	Ujung interior kiri (negatif)	Kiri	858311000
4	Ujung interior kiri (positif)	Kiri	807890000
5	Tengah bentang (positif)	Kanan dan kiri	498382000

Momen torsi adalah 24954700 N-mm.

Berdasarkan data tabel 4.28 diatas, selanjutnya dapat dilakukan tahapan desain dan pendetailan, perhitungan tulangan *longitudinal* dapat dilakukan dengan metode tulangan rangkap (tarik dan tekan) maupun tulangan tunggal (tarik). Pada uraian perhitungan ini disajikan metode perhitungan tulangan rangkap pada daerah tumpuan dan metode perhitungan tulangan tunggal pada daerah lapangan, adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Cek apakah balok memenuhi definisi komponen struktur lentur. SNI 2847:2013 mensyaratkan bahwa komponen struktur lentur SRMPK harus memenuhi hal-hal berikut:
 - Gaya tekan aksial terfaktor pada komoponen struktur lentur dibatasi maksimum $0,1 A_g f_c$ (pasal 21.5.1.1).

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= 0,1 A_g f_c \\ &= 0,1 \times (450\text{mm} \times 700\text{mm}) \times 50\text{Mpa} \\ &= 1.575.000 \text{ N} > 0, \dots \text{OK} \end{aligned}$$
 - Bentang bersih komponen struktur tidak kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (pasal 21.5.1.2).

Asumsi awal nilai d ,

$$\begin{aligned} d &= h - (\text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \text{jarak titik berat tulangan tarik}) \\ d &= 700 - (40 + 13 + (22 + (42,4/2))) \\ &= 603,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

dengan asumsi awal, dimana:

$$\begin{aligned} 40 \text{ mm} &= \text{selimut beton} \\ 13 \text{ mm} &= \text{diameter sengkang} \\ 22 \text{ mm} &= \text{diameter tulangan utama} \end{aligned}$$

tulangan utama tarik diasumsikan dipasang 2 lapis dengan spasi antar lapis 51,5 mm.

Syarat, $4x d < L_n$.

$$\begin{aligned} 4 \times d &= 4 \times 603,8\text{mm} \\ &= 2415,2\text{mm} < 8350\text{mm}, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$
 - Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3 (pasal 21.5.1.3).

$$b = 450\text{mm}$$

$$h = 700\text{mm}$$

$$b/h = 0,57, \dots \text{OK}$$

→ Lebar komponen tidak boleh kurang dari 250mm.

$$b = 450\text{mm} > 250\text{mm}, \dots \text{OK}$$

→ Lebar komponen tidak boleh melebihi lebar komponen struktur pendukung yaitu 650mm.

$$b = 450\text{mm} < 650\text{mm}, \dots \text{OK}$$

- b. Hitung keperluan baja tulangan untuk menahan momen lentur pada daerah tumpuan dengan metode tulangan rangkap.

Sesuai beberapa kondisi gaya dalam tabel 4.15, dapat dilihat bahwa gaya tumpuan kanan hampir sama dengan tumpuan kiri, maka dipakai nilai M_u terbesar yaitu 919353000 N.mm, namun hasil akhir perhitungan tulangan nanti juga harus dicek pada masing-masing gaya. Berdasarkan buku Chu-kia Wang edisi keempat, adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

→ Asumsi kondisi *tension controlled*, $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1).

→ Menghitung momen nominal perlu,

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &= M_u / \phi \\ &= 919353000 / 0,9 \\ &= 1021503333 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

→ Tetapkan kekuatan maksimum dan penulangan yang diijinkan untuk penampang yang bertulangan tunggal, letak dari garis netral untuk keadaan regangan berimbang dapat diperoleh sebagai berikut, X_b ,

$$\begin{aligned} &= \frac{600}{600 + f_y} \times d \\ &= \frac{600}{600 + 400\text{mpa}} \times 603,8\text{mm} = 362,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

X maksimum,

$$\begin{aligned} &= 0,75 \times X_b \\ &= 0,75 \times 362,68\text{mm} \\ &= 271,71\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C & \text{ maksimum,} \\
& = 0,85 \times f'c \times b \times \beta_1 \times X_{\text{maksimum}} \\
& = 0,85 \times 50\text{Mpa} \times 450\text{mm} \times 0,716 \times 271,71\text{mm} \\
& = 3722887,93 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{As maksimum untuk penulangan tunggal,} \\
& = C \text{ maksimum} / f_y \\
& = 3722887,93 \text{ N} / 400 \text{ Mpa} \\
& = 9307,21 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{Momen nominal maksimum untuk penulangan} \\
& \text{tunggal,} \\
& = C \text{ maks} \times (d - (\beta_1 \times X_{\text{maks}})/2) \\
& = 3722887,93\text{N} \times (603,8\text{mm} - (0,716 \times 271,71\text{mm})/2) \\
& = 1885529551 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

Mn yang diperlukan kecil dari kekuatan maksimum yang diperoleh tanpa menggunakan tulangan tekan, dengan demikian tulangan tekan hanya diperlukan untuk mengurangi lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut.

- Menghitung M_{nc} yang bersangkutan dengan letak garis netral kecil dari batasan maksimum ($0,75X_b$), dicoba letak garis netral 119 mm ($119\text{mm} < 0,75 \times 360,96\text{mm}$). Penggunaan ini merupakan pilihan yang sesuai dalam jawaban hitungan diatas yaitu tulangan tekan sebagai pengurangan lendutan pada balok bertulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
X_{\text{ada}} & = 119\text{mm} \text{ (asumsi awal)} \\
a_{\text{ada}} & = \beta_1 \times X_{\text{ada}} \\
& = 0,716 \times 119\text{mm} \\
& = 85,25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c & = 0,85 \times f'c \times b \times a \\
& = 0,85 \times 50\text{Mpa} \times 450\text{mm} \times 85,25\text{mm} \\
& = 1630501,87 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_1 & = C_c \\
& = 1630501,87 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= C_c \times (d - (0,5 \times a)) \\
 &= 1630501,87 \times (603,8 - (0,5 \times 85,25)) \\
 &= 914992813,4 \text{ N.mm} \\
 A_{sc} &= T_1 / f_y \\
 &= 1630501,87 \text{ N} / 400 \text{ Mpa} \\
 &= 4076,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

→ Selanjutnya menghitung persyaratan tulangan pada kedua muka dari balok.

$$\begin{aligned}
 M_{ns} &= M_n \text{ perlu} - M_{nc} \\
 &= 1021503333 \text{ N.mm} - 914992813,4 \text{ N.mm} \\
 &= 106510519,9 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= T_2 \\
 &= M_{ns} / (d - d')
 \end{aligned}$$

d' diasumsikan jumlah lapis tulangan tekan (A_s) adalah 2 lapis, jarak antar lapis sama dengan jarak antar tulangan tekan yaitu 42,4mm, sehingga,

$$\begin{aligned}
 d' &= 40 \text{ mm} + \text{diameter sengang} + \text{diameter tulangan tekan} + (64 \text{ mm} / 2) \\
 &= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 22 \text{ mm} + (42,4 \text{ mm} / 2) \\
 &= 96,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= 106510519,9 \text{ N.mm} / (603,8 \text{ mm} - 96,2 \text{ mm}) \\
 &= 209831,59 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ss} &= C_s / f_y \\
 &= 209831,59 \text{ N} / 400 \text{ Mpa} \\
 &= 524,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga kebutuhan tulangan tarik (A_s),

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_{sc} + A_{ss} = 4076,25 \text{ mm}^2 + 524,57 \text{ mm}^2 \\
 &= 4600,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk kebutuhan tulangan tekan (A_s),

$$\begin{aligned}
 E's &= ((X_{ada} - d') / X_{ada}) \times E_{cu} \\
 &= ((119 \text{ mm} - 96,2 \text{ mm}) / 119 \text{ mm}) \times 0,003 \\
 &= 0,000575 \text{ (regangan pada baja tekan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_y &= f_y / E_s \\
 &= 400 \text{ Mpa} / 200000 \text{ Mpa} \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

E_y adalah regangan waktu baja baru saja mencapai tegangan leleh).

$E's < E_y$, tulangan tekan tidak meleleh. Jika $X = 119\text{mm}$ masih ingin dipertahankan, maka:

$$f's = E's \times \epsilon_s$$

$$= 0,000575 \times 200000 \text{ Mpa}$$

$$= 114,95 \text{ Mpa, sehingga tegangan yang}$$

digunakan sesuai dengan regangan didalam tulangan tekan adalah:

$$A's = C_s / (f's - 0,85 \times f'c)$$

$$= 209831,59\text{N} / (114,95\text{Mpa} - 0,85 \times 50\text{Mpa})$$

$$= 2895,90 \text{ mm}^2, \text{ Sesuai persyaratan SNI}$$

2847:2013 pasal 21.5.2.2 harus ada tulangan tekan minimal 0,5 nilai tulangan tarik, jadi $A's = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 4648,31\text{mm}^2 = 2324,15\text{mm}^2 < 2895,90\text{mm}^2$, jadi $A's$ dipakai $2895,90\text{mm}^2$.

→ Dari hitungan diatas diperoleh luasan perlu tulangan tarik dan tekan dilihat dari nilai μ apabila terkena gempa pada satu arah yaitu $A_s = 4600,83 \text{ mm}^2$, kemudian $A's = 2895,90\text{mm}^2$, perlu diperhatikan bahwa tulangan yang dipasang harus mampu memikul gaya gempa bolak balik, untuk itu perlu dipertimbangkan luasan tulangan untuk gaya yang bekerja kedua arah, untuk mengantisipasi hal tersebut dicoba gunakan tulangan aktual pakai sebagai berikut:

- $A's = 4244,29 \text{ mm}^2$, mengingat tidak cukupnya jarak antar tulangan maka digunakan 2 lapis tulangan, dimana pada lapis pertama dengan diameter 22mm sebanyak 6 buah dan lapis kedua dengan diameter 25mm sebanyak 4 buah tulangan.

- $A_s = 4735,16 \text{ mm}^2$, mengingat tidak cukupnya jarak antar tulangan maka digunakan 2 lapis tulangan, dimana pada lapis pertama dengan

diameter 22mm sebanyak 6 buah dan lapis kedua dengan diameter 25mm sebanyak 5 buah tulangan.

→ Dari asumsi tulangan aktual yang digunakan, selanjutnya diperiksa apakah tulangan aktual tersebut mampu memikul gaya yang bekerja bolak balik:

- Periksa kekuatan dari penampang aktual pada kondisi momen negatif terjadi.

Perlu penaksiran tegangan pada tulangan tekan.

$$\begin{aligned} M_n \text{ Perlu} &= \text{Momen negatif maksimum} / \phi \\ &= 919353000 \text{ N.mm} / 0,9 \\ &= 1021503333 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= C_c + C_s \\ &= A_s \times f_y \\ &= 4735,16 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \\ &= 1894066,21 \text{ N} \end{aligned}$$

$$f'_s = 109 \text{ Mpa (penaksiran)}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A'_s \times (f'_s - 0,85 f'_c) \\ &= 4244,29 \text{ mm}^2 \times (109 - 0,85 \times 50 \text{ Mpa}) \\ &= 282245,39 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha \text{ aktual} &= (T - C_s) / (0,85 \times b \times f'_c) \\ &= (1894066,21 \text{ N} - 282245,39 \text{ N}) / (0,85 \times 450 \text{ mm} \times 50 \text{ Mpa}) \\ &= 84,27 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X \text{ aktual} &= \alpha / \beta_1 \\ &= 84,27 \text{ mm} / 0,716 \\ &= 117,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E'_s &= ((X \text{ aktual} - d') / X \text{ aktual}) \times E_{cu} \\ &= ((117,63 \text{ mm} - 96,2 \text{ mm}) / 117,63 \text{ mm}) \times 0,003 \\ &= 0,0005466 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_s \text{ Aktual} &= E'_s \times E_s \\ &= 0,0005466 \times 200000 \text{ Mpa} \\ &= 109,33 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

F's aktual hampir sama nilainya dengan F's penaksiran, maka dapat dilanjutkan.

$$\begin{aligned} Cc &= 0,85 \times f'c \times b \times \alpha \text{ aktual} \\ &= 0,85 \times 50\text{Mpa} \times 450\text{mm} \times 84,27\text{mm} \\ &= 1611820,81 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ Aktual} &= (Cc \times (d - (\alpha / 2))) + (Cs \times (d - d')) \\ &= (1611820,81 \times (603,8 - (84,27/2))) + \\ &\quad (282245,39 \times (603,8 - 96,2)) \\ &= 1048564482 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Mn Aktual > Mn perlu, ...OK.

- Periksa kekuatan dari penampang aktual pada kondisi momen positif terjadi.

Perlu penaksiran tegangan pada tulangan tekan.

$$\begin{aligned} Mn \text{ Perlu} &= \text{Momen positif maksimum} / \phi \\ &= 807890000\text{N.mm} / 0,9 \\ &= 897655555\text{N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= Cc + Cs \\ &= A's \times f_y \\ &= 4244,29\text{mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \\ &= 1697716,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$f's = 79,9 \text{ Mpa (penaksiran)}$$

$$\begin{aligned} Cs &= A's \times (f's - 0,85 f'c) \\ &= 4244,29\text{mm}^2 \times (79,9 - 0,85 \times 50 \text{ Mpa}) \\ &= 177095,19\text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha \text{ aktual} &= (T - Cs) / (0,85 \times b \times f'c) \\ &= (1697716,67\text{N} - 177095,19\text{N}) / (0,85 \times \\ &\quad 450\text{mm} \times 50\text{Mpa}) \\ &= 79,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X \text{ aktual} &= \alpha / \beta_1 \\ &= 79,50\text{mm} / 0,716 \\ &= 110,98\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E's &= ((X \text{ aktual} - d') / X \text{ aktual}) \times Ecu \\ &= ((110,98\text{mm} - 96,2\text{mm}) / 110,98\text{mm}) \times \\ &\quad 0,003 \\ &= 0,0003995 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F's \text{ Aktual} &= E's \times E_s \\
 &= 0,0003995 \times 200000 \text{Mpa} \\
 &= 79,90 \text{Mpa}
 \end{aligned}$$

F's aktual hampir sama nilainya dengan F's penaksiran, maka dapat dilanjutkan.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times b \times \alpha \text{ aktual} \\
 &= 0,85 \times 50 \text{Mpa} \times 450 \text{mm} \times 79,50 \text{mm} \\
 &= 1520621,47 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ Aktual} &= (C_c \times (d - (\alpha / 2))) + (C_s \times (d - d')) \\
 &= (1520621,47 \times (603,8 - (79,50/2))) + \\
 &\quad (177095,19 \times (603,8 - 96,2)) \\
 &= 947592750,1 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$M_n \text{ Aktual} > M_n \text{ perlu, ...OK.}$

- c. Kontrol syarat tulangan *longitudinal* pada daerah tumpuan komponen lentur SRMPK. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

→ SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1 mensyaratkan batas penulangan:

- Luas tulangan aktual $> (1,4 b d / f_y)$.

$$\begin{aligned}
 1,4 b d / f_y &= 1,4 \times 450 \text{mm} \times 603,8 \text{mm} / 400 \text{Mpa} \\
 &= 950,98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan aktual,

$$\begin{aligned}
 A_s &= 4735,16 \text{mm}^2 > 1,4 b d / f_y \\
 &= 4735,16 \text{mm}^2 > 950,98 \text{mm}^2, \text{ ...OK.}
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan aktual $> ((0,25 \sqrt{f'_c}) / f_y) b d$.

$$\begin{aligned}
 &((0,25 \sqrt{f'_c}) / f_y) b d, \\
 &= ((0,25 \times \sqrt{50 \text{Mpa}}) / 400 \text{Mpa}) \times 450 \text{mm} \times 603,8 \text{mm} \\
 &= 1200,79 \text{ mm}^2 < A_s, \text{ ...OK.}
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan aktual (ρ) $<$ rasio tulangan *balance* (ρ_b), SNI 2847:2013 lampiran B.10.3.3.

$$\begin{aligned}
 \rho &= (A_s + A's) / (b \times d) \\
 &= (4735,16 + 4244,29) / (450 \times 603,8) \\
 &= 0,0330
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = ((\beta_1 \times 0,85 \times f'_c) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= ((0,716 \times 0,85 \times 50) / 400) \times (600 / (600+400))$$

$$= 0,0456, \rho < \rho_b, \dots \text{OK.}$$

- Rasio tulangan tarik (ρ) $< 0,025$

$$\rho = A_s / b d$$

$$= 4735 \text{mm}^2 / (450 \text{mm} \times 603,8 \text{mm})$$

$$= 0,0174 < 0,025, \dots \text{OK.}$$

→ SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 dan pasal 10.6.4 mensyaratkan batas jarak penulangan tarik (tumpuan momen negatif):

- Jumlah lapis pemasangan tulangan 2 lapis.
- Jumlah tulangan maksimum perlapis 6 buah.
- Jarak antar tulangan $\geq 25 \text{mm}$.

$$s = \frac{b - 2 \text{tebal selimut} - 2D_{\text{senggang}} - (n \times D_{\text{tul lentur}})}{n - 1} \geq 25 \text{mm}$$

$$s = \frac{450 - 2(40) - 2(13) - (6 \times (22))}{6 - 1} = 42,4 \text{mm} \geq 25 \text{mm}$$

- Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak antar tulangan (s) $\leq C_{s1}$ dan C_{s2} .

$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400 \text{Mpa} = 266,67 \text{Mpa}$$

$$C_c = \text{tebal selimut beton} + (2 \times \text{diameter sengkang})$$

$$= 40 \text{mm} + (2 \times 13 \text{mm})$$

$$= 66 \text{mm}$$

$$C_{s1} = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c = 380 \frac{280}{266,7} - 2,5 \times 66 = 150 \text{mm} \geq 42,4 \text{mm}$$

$$C_{s2} = 300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,7} = 315 \text{mm} \geq 42,4 \text{mm}$$

→ SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 dan pasal 10.6.4 mensyaratkan batas jarak penulangan tekan (tumpuan momen positif):

- Jumlah lapis pemasangan tulangan 2 lapis.
- Jumlah tulangan maksimum perlapis 6 buah.
- Jarak antar tulangan $\geq 25 \text{mm}$.

$$s = \frac{b - 2 \text{tebal selimut} - 2D_{\text{senggang}} - (n \times D_{\text{tul lentur}})}{n - 1} \geq 25 \text{mm}$$

$$s = \frac{450 - 2(40) - 2(13) - (6 \times (22))}{6 - 1} = 42,4 \text{mm} \geq 25 \text{mm}$$

- Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak antar tulangan (s) \leq Cs1 dan Cs2.

$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400 \text{Mpa} = 266,67 \text{Mpa}$$

$$C_c = \text{tebal selimut beton} + (2 \times \text{diameter sengkang})$$

$$= 40 \text{mm} + (2 \times 13 \text{mm})$$

$$= 66 \text{mm}$$

$$Cs1 = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c = 380 \frac{280}{266,7} - 2,5 \times 66 = 150 \text{mm} \geq 42,4 \text{mm}$$

$$Cs2 = 300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,7} = 315 \text{mm} \geq 42,4 \text{mm}$$

- d. Hitung keperluan baja tulangan untuk menahan momen lentur pada daerah lapangan dengan metode tulangan tunggal. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

→ Lapangan momen negatif $M_u = 394,655 \times 10^6 \text{ N.mm}$.

→ Lapangan momen positif $M_u = 498,382 \times 10^6 \text{ N.mm}$.

→ Estimasi kebutuhan tulangan awal momen negatif.

Asumsi awal penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\phi=0,9$) ...(SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1).

Asumsikan tulangan dipasang satu lapis dengan diameter tulangan utama 22mm.

$d = h - (\text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \text{jarak titik berat tulangan})$

$$d = 700 - (40 + 13 + (22/2))$$

$$= 636 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{394,655 \times 10^6 \text{ N.mm}}{0,9 \times 400 \times 636^2} = 2,41$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \times f_c'}} \right) d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,41}{0,85 \times 50}} \right) \times 636 = 37,13 \text{ mm}$$

- Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A's = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 37,13 \times 440}{400} = 1775,52 \text{ mm}^2$$

- Cek kondisi penampang

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{37,13}{0,716} = 51,83 \text{ mm}$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 636 = 238,5 \text{ mm}$$

$c < 0,375d_t \Rightarrow$ penampang *tension controlled* (asumsi awal benar).

- Direncanakan menggunakan tulangan 5D22 ($A's = (5 \times 380,13) = 1900,66 \text{ mm}^2$)

- Cek momen nominal aktual

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1900,66 \times 400}{0,85 \times 50 \times 400} = 39,75 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 1900,66 \times 400 \times \left(636 - \frac{39,75}{2} \right) = 421,575 \times 10^6 \text{ N.mm} > M_u = 394,655 \times 10^6 \text{ N.mm}, \dots \text{OK}$$

→ Estimasi kebutuhan tulangan awal momen positif.

Asumsi awal penampang berada dalam kondisi *tension controlled* ($\phi=0,9$) ..(SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1).

Asumsikan tulangan dipasang satu lapis dengan diameter tulangan utama 22mm.

$d = h - (\text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \text{jarak titik berat tulangan})$

$$d = 700 - (40 + 13 + (22/2)) = 636 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{498,382 \times 10^6 \text{ N.mm}}{0,9 \times 440 \times 636^2} = 3,04$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,04}{0,85 \times 50}} \right) \times 636 = 47,28 \text{ mm}$$

- Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 50 \times 47,38 \times 400}{400} = 2260,75 \text{ mm}^2$$

- Cek kondisi penampang

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47,28}{0,716} = 65,99 \text{ mm}$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 636 = 238,5 \text{ mm}$$

$c < 0,375d_t \Rightarrow$ penampang *tension controlled* (asumsi awal benar).

- Direncanakan menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = (6 \times 380,13) = 2280,79 \text{ mm}^2$)

- Cek momen nominal aktual

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{2280,79 \times 400}{0,85 \times 50 \times 450} = 47,70 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 2280,79 \times 400 \times \left(636 - \frac{47,70}{2} \right) \\ &= 502,626 \times 10^6 \text{ N.mm} > M_u = 498,382 \times 10^6 \text{ N.mm, ...OK} \end{aligned}$$

- e. Kontrol syarat tulangan *longitudinal* pada daerah lapangan komponen lentur SRMPK. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

\rightarrow SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1 mensyaratkan batas penulangan:

- Luas tulangan aktual $> (1,4 b d / f_y)$.

$$\begin{aligned} 1,4 b d / f_y &= 1,4 \times 450 \text{ mm} \times 636 \text{ mm} / 400 \text{ Mpa} \\ &= 1001,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan aktual,

$$\begin{aligned} A_s &= 2280,79 \text{ mm}^2 > 1,4 b d / f_y \\ &= 4735,16 \text{ mm}^2 > 1001,7 \text{ mm}^2, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

- Luas tulangan aktual $> ((0,25 \sqrt{f_c}) f_y) b d$.

$$\begin{aligned} &((0,25 \sqrt{f_c}) / f_y) b d, \\ &= ((0,25 \times \sqrt{50 \text{ Mpa}}) / 400 \text{ Mpa}) \times 450 \text{ mm} \times 636 \text{ mm} \\ &= 1264,83 \text{ mm}^2 < A_s, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan aktual (ρ) $<$ rasio tulangan *balance* (ρ_b), SNI 2847:2013 lampiran B.10.3.3.

$$\rho = (A_s + A_s') / (b \times d)$$

$$= (2280,79 + 1900,66) / (450 \times 636)$$

$$= 0,0146$$

$$\rho_b = ((\beta_1 \times 0,85 \times f'_c) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= ((0,716 \times 0,85 \times 50) / 400) \times (600 / (600 + 400))$$

$$= 0,0456, \rho < \rho_b, \dots \text{OK.}$$

- Rasio tulangan tarik (ρ) < 0,025

$$\rho = A_s / bd$$

$$= 2280,79 \text{mm}^2 / (450 \text{mm} \times 636 \text{mm})$$

$$= 0,0079 < 0,025, \dots \text{OK.}$$

→ SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 dan pasal 10.6.4 mensyaratkan batas jarak penulangan tarik (lapangan momen negatif):

- Jumlah lapis pemasangan tulangan 1 lapis.
- Jumlah tulangan maksimum perlapis 5 buah.
- Jarak antar tulangan $\geq 25 \text{mm}$.

$$s = \frac{b - 2\text{tebal selimut} - 2D_{\text{senggang}} - (n \times D_{\text{tul lentur}})}{n - 1} \geq 25 \text{mm}$$

$$s = \frac{450 - 2(40) - 2(13) - (5 \times (22))}{5 - 1} = 64 \text{mm} \geq 25 \text{mm}$$

- Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak antar tulangan (s) $\leq C_{s1}$ dan C_{s2} .

$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400 \text{Mpa} = 266,67 \text{Mpa}$$

$$C_c = \text{tebal selimut beton} + (2 \times \text{diameter sengkang})$$

$$= 40 \text{mm} + (2 \times 13 \text{mm})$$

$$= 66 \text{mm}$$

$$C_{s1} = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c = 380 \frac{280}{266,7} - 2,5 \times 66 = 150 \text{mm} \geq 64 \text{mm}$$

$$C_{s2} = 300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,7} = 315 \text{mm} \geq 64 \text{mm}$$

→ SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 dan pasal 10.6.4 mensyaratkan batas jarak penulangan tekan (lapangan momen positif):

- Jumlah lapis pemasangan tulangan 1 lapis.
- Jumlah tulangan maksimum perlapis 6 buah.
- Jarak antar tulangan $\geq 25 \text{mm}$.

$$s = \frac{b - 2\text{tebal selimut} - 2D_{\text{senggang}} - (n \times D_{\text{tul lentur}})}{n - 1} \geq 25 \text{mm}$$

$$s = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - (6 \times (22))}{6 - 1} = 46,8\text{mm} \geq 25\text{mm}$$

- Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak antar tulangan (s) \leq Cs1 dan Cs2.

$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400\text{Mpa} = 266,67\text{Mpa}$$

$$\begin{aligned} C_c &= \text{tebal selimut beton} + (2 \times \text{diameter sengkang}) \\ &= 40\text{mm} + (2 \times 13\text{mm}) \\ &= 66\text{mm} \end{aligned}$$

$$Cs1 = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c = 380 \frac{280}{266,7} - 2,5 \times 66 = 150\text{mm} \geq 46,8\text{mm}$$

$$Cs2 = 300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{266,7} = 315\text{mm} \geq 46,8\text{mm}$$

- f. Hitung tulangan torsi komponen lentur SRMPK.

Pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor (TU) kurang dari $\emptyset 0,083 \lambda \sqrt{f_c} (A^2_{cp} / P_{cp})$.

$$\rightarrow \text{Momen torsi terfaktor (TU)} = 24954700 \text{ N.mm}$$

$$\rightarrow V_u = 388982,47 \text{ N}$$

\rightarrow P_{cp} adalah keliling luar penampang beton.

$$P_{cp} = b + (2 \times (h - \text{tebal pelat lantai}))$$

$$P_{cp} = 450\text{mm} + (2 \times (700\text{mm} - 125\text{mm}))$$

$$P_{cp} = 1600\text{mm}$$

\rightarrow A_{cp} adalah luasan yang dibatasi P_{cp}

$$A_{cp} = b \times (h - \text{tebal pelat lantai})$$

$$A_{cp} = 450\text{mm} \times (700\text{mm} - 125\text{mm})$$

$$A_{cp} = 258750 \text{ mm}^2$$

$\rightarrow \emptyset 0,083 \lambda \sqrt{f_c} (A^2_{cp} / P_{cp})$

$$= 0,9 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{50} \times (258750^2 / 1600)$$

$$= 22102751,36 \text{ N.mm}$$

$TU < \emptyset 0,083 \lambda \sqrt{f_c} (A^2_{cp} / P_{cp})$, maka tulangan torsi harus didesain. Dimensi penampang untuk menahan torsi terfaktor harus memenuhi (SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.1) :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$bh = b - 2 \times \text{tebal selimut} - \text{diameter sengkang}$$

$$bh = 450\text{mm} - 2 \times 40\text{mm} - 13\text{mm} = 357\text{mm}$$

$$hh = h - 2 \times \text{tebal selimut} - \text{diameter sengkang}$$

$$bh = 700\text{mm} - 2 \times 40\text{mm} - 13\text{mm} = 607\text{mm}$$

$$ph = 2 (bh + hh) = 2 \times (357\text{mm} + 607\text{mm}) = 1928\text{mm}$$

$$A_{oh} = (bh \times hh) = (357\text{mm} \times 607\text{mm}) = 216699\text{mm}^2$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{50} \times 450\text{mm} \times 636\text{mm} = 344035,73\text{N}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right)$$

$$= 2,91 < 4,40, \dots \text{OK}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right) \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

Dalam menghitung tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$, dan nilai $\theta = 45^\circ$ (SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6).

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 184194,15\text{mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \qquad \frac{T_u}{\phi} = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 A_o f_{yt} \cos \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{24954700}{0,75 \times 2 \times 184194,15 \times 400 \times \cos 45^\circ}$$

$$= 0,31 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi,

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cos^2 \theta \dots (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.7})$$

$$A_l = 0,31 \times 1928 \left(\frac{400}{400}\right) \cos^2 45, A_l = 435,34 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gunakan batang tulangan } 2 \text{ } \emptyset 13\text{mm} = 265,5\text{mm}^2.$$

$$\text{Tulangan torsi sisi kiri balok} = 265,5\text{mm}^2$$

$$\text{Tulangan torsi sisi kanan balok} = 265,5\text{mm}^2$$

$$\text{Total } A_s \text{ torsi} = 265,5 \times 2 \text{ sisi} = 530,92\text{mm}^2$$

$$\text{Jumlah } A_s \text{ torsi} = 530,92\text{mm}^2 > A_l, \dots \text{OK.}$$

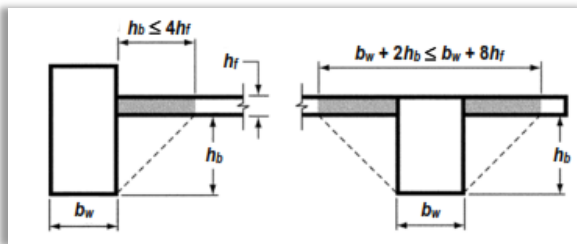
Disetiap sisi samping kiri kanan balok baik di sepanjang tumpuan maupun lapangan bentang dipasang tulangan torsi 2 $\text{Ø}13\text{mm}$.

4.4.1.2 Desain Tulangan Geser

Penulangan transversal atau geser harus di desain sesuai persyaratan SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3, gaya geser harus di dasarkan pada gaya geser desain (V_e) sesuai pasal 21.5.4.1, adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung momen ujung (M_{pr}).

Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tarik baja sebesar $1,25 f_y$ (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2) sehingga $1,25 \times 400 \text{ Mpa} = 500\text{Mpa}$. Momen ujung dihitung harus mempertimbangkan pelat lantai yang di cor secara monolit dengan balok, sehingga balok dan pelat lantai bekerja secara bersama. Lebar efektif (L_n) pelat lantai yang ikut dihitung harus sesuai dengan Pasal 13.2.4 SNI 2847:2013 seperti ditunjukkan gambar 4.45 dibawah.



Gambar 4.45. Lebar Efektif Sesuai Pasal 13.2.4

dimana:

$$b_w = 450\text{mm}$$

$$h = 700\text{mm}$$

$$h_f = 125\text{mm}$$

$$h_b = 700\text{mm} - 125 \text{ mm} = 575\text{mm}$$

$$b_w + 2h_b = 450\text{mm} + 2 \times 575\text{mm} = 1600\text{mm}$$

$$b_w + 8h_f = 450\text{mm} + 8 \times 125\text{mm} = 1450\text{mm}$$

sehingga Ln plat lantai yang dipakai adalah yang terkecil yaitu 1450mm.

→ Menghitung momen ujung tumpuan kiri.

Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

- As negatif balok = $4735,16\text{mm}^2$
- As tulangan plat.
 - Diameter tulangan = 10mm
 - Jarak tulangan (sf) = 200mm
 - Jumlah lapis tulangan (nf) = 2 lapis
 - Jumlah tulangan plat = $((Ln / sf)+1) \times nf$
 - = 17 buah
 - As pelat lantai = $17bh \times 78,53\text{mm}^2$
 - = $1335,17\text{mm}^2$
- As total = As balok + As pelat
- = $4735,16 + 1335,17$
- = $6070,34\text{mm}^2$

- d tumpuan negatif = 603,8mm

- d tumpuan positif = 603,8mm

- A's balok positif = $4244,29\text{mm}^2$

- $a_{pr} = \frac{As \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{6070,34 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 50 \times 400}$

$$a_{pr1} = 158,7\text{mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$M_{pr1} = 6070,34 \times 1.25 \times 400 \times (603,8 - 0.5 \times 158,7)$$

$$= 1591,79 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- $a_{pr} = \frac{A's \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{4244,29 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 50 \times 400}$

$$a_{pr2} = 110,96\text{mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$M_{pr2} = 4244,29 \times 1.25 \times 400 \times (603,8 - 0.5 \times 110,96)$$

$$= 1163,61 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

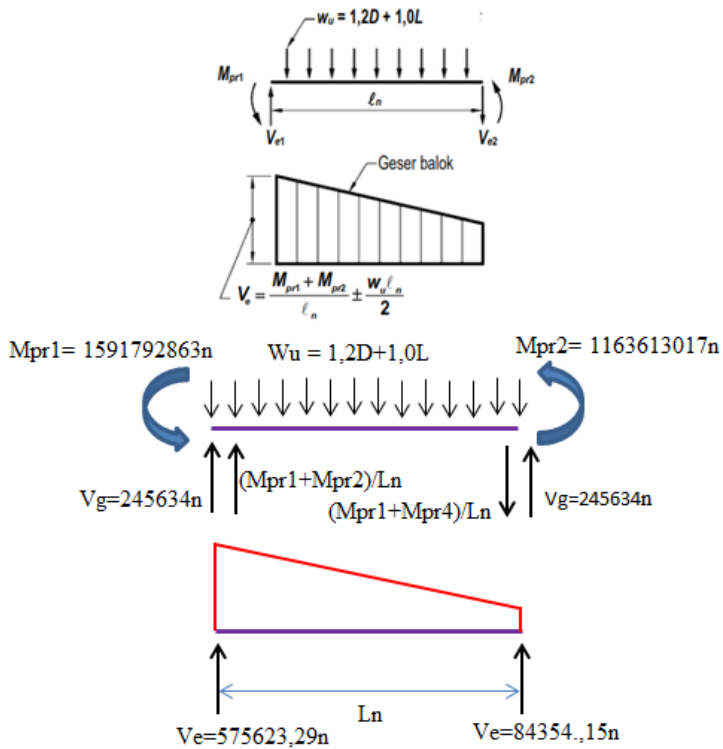
→ Menghitung momen ujung tumpuan kanan.

Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

- As negatif balok = $4735,16\text{mm}^2$
- As tulangan plat.
 - Diameter tulangan = 10mm
 - Jarak tulangan (sf) = 200mm
 - Jumlah lapis tulangan (nf) = 2 lapis
 - Jumlah tulangan plat = $((Ln / sf)+1) \times nf$
 - = 17 buah
 - As pelat lantai = $17bh \times 78,53\text{mm}^2$
 - = $1335,17\text{mm}^2$
 - As total = As balok + As pelat
 - = $4735,16 + 1335,17$
 - = $6070,34\text{mm}^2$
- d tumpuan negatif = 603,8mm
- d tumpuan positif = 603,8mm
- A's balok positif = $4244,29\text{mm}^2$
- $a_{pr} = \frac{As \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{6070,34 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 50 \times 400}$
- $a_{pr3} = 158,7\text{mm}$
- $M_{pr} = As \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$
- $M_{pr3} = 6070,34 \times 1.25 \times 400 \times (603,8 - 0.5 \times 158,7)$
- = $1591,79 \times 10^6 \text{ Nmm}$
- $a_{pr} = \frac{A's \cdot 1.25 f_y}{0.85 x f_c' x b} = \frac{4244,29 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 50 \times 400}$
- $a_{pr4} = 110,96\text{mm}$
- $M_{pr} = As \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a)$
- $M_{pr4} = 4244,29 \times 1.25 \times 400 \times (603,8 - 0.5 \times 110,96)$
- = $1163,61 \times 10^6 \text{ Nmm}$

b. Menghitung gaya geser desain.

Gaya geser desain harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2, sebagaimana diperlihatkan dalam gambar 4.46.



Gambar 4.46. Gaya Geser Desain Goyangan Ke Kiri (pasal 21.6.2.2)

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = \frac{5997,41n/m \times 8,350m}{2}$$

= geser terfaktor akibat grafitasi (1.2D+1.0L)

= 245634,56 N (dari gaya dalam Etabs)

$$L_n = 8350 \text{ mm}$$

→ Geser desain akibat gempa arah kiri.

$$V_{e1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + V_g$$

$$= \frac{(1591792863) + (1163613017)}{8350} + 245634,56$$

$$= 575623,29 \text{ N (menentukan)}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e2} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ln} - Vg \\
 &= \frac{(1591792863) + (1163613017)}{8350} - 245634,56 \\
 &= 84354,15 \text{ N}
 \end{aligned}$$

→ Geser desain akibat gempa arah kanan

$$\begin{aligned}
 V_{e1} &= \frac{M_{pr4} + M_{pr3}}{\ln} + Vg \\
 &= \frac{(1163613017) + (1591792863)}{8350} + 245634,56 \\
 &= 575623,29 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e2} &= \frac{M_{pr4} + M_{pr3}}{\ln} - Vg \\
 &= \frac{(1163613017) + (1591792863)}{8350} - 245634,56 \\
 &= 84354,15 \text{ N (menentukan)}
 \end{aligned}$$

c. Penulangan geser didaerah sendi plastis.

→ Untuk daerah sendi plastis sepanjang $2h$ dari muka kolom yaitu $2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$.

→ Nilai aksial terfaktor $P_u = 0$ (hasil Etabs) sehingga kurang dari nilai $A_g f_c' / 20$, sehingga nilai $V_c = 0$ (SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2)

→ Persyaratan tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2), (a) Senggang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu, (b) Spasi senggang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $d/4 = 603,8 \text{ mm} / 4 = 150,95 \text{ mm}$.
- $6D_b = 6 \times 22 \text{ mm} = 132 \text{ mm}$.
- 150 mm.

Jadi s maksimal adalah 132mm, dan tidak perlu kurang dari 100mm.

- Tumpuan kiri (Eksterior)
- $\emptyset = 0,75$
 - $V_e = 575623,29 \text{ N}$
 - $d = 603,8 \text{ mm}$
 - $V_s = (V_e/\phi) - V_c = (575623,29 / 0.75) - 0 = 518431,14 \text{ N}$
 - $V_{s \text{ max}} = (2/3)\sqrt{f_c'}xbwxd = (2/3)\sqrt{50}x400x603,8 = 1280853,22 \text{ N}$
 - $V_s \text{ pakai} = 518431,14 \text{ N}$
 - Dipakai sengkang 2 kaki D.13mm,
 $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$
 - $S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46x400x603,8}{518431,14} = 123,67 \text{ mm}$
 - Dipakai Sengkang (s) D13-120.
 - $s > 100 \text{ mm}$, ...OK
 - $s < 132 \text{ mm}$, ...OK
- Tumpuan Kanan (Interior)
- $\emptyset = 0,75$
 - $V_e = 575623,29 \text{ N}$
 - $d = 603,8 \text{ mm}$
 - $V_s = (V_e/\phi) - V_c = (575623,29 / 0.75) - 0 = 518431,14 \text{ N}$
 - $V_{s \text{ max}} = (2/3)\sqrt{f_c'}xbwxd = (2/3)\sqrt{50}x400x603,8 = 1280853,22 \text{ N}$
 - $V_s \text{ pakai} = 518431,14 \text{ N}$
 - Dipakai sengkang 2 kaki D.13mm,
 $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$
 - $S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46x400x603,8}{518431,14} = 123,67 \text{ mm}$
 - Dipakai Sengkang (s) D13-120.
 - $s > 100 \text{ mm}$, ...OK
 - $s < 132 \text{ mm}$, ...OK

d. Penulangan geser diluar daerah sendi plastis.

→ Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom $> 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$.

→ Beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (v_c) yang terjadi. Persyaratan tulangan transversal di luar sendi plastis sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 adalah jarak sengkang tidak lebih dari $d/2 = 601,9 \text{ mm} / 2 = 301,9 \text{ mm}$.

$$\blacksquare V_u = \frac{(8350 - 1400) \times (575623,29 - 271154,1)}{8350} + 271154,1 = 369094,27 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) x b w x d$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) x b w x d$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{50} \times 450 \times 603,8 = 320213,30 \text{ N}$$

$$\blacksquare V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_s = (369094,37 / 0.75) - 320213,30$$

$$V_s = 171912,53 \text{ N}$$

$$\blacksquare V_{s \text{ max}} = 0.66 \sqrt{f_c'} x b w x d = 0.66 \sqrt{50} \times 450 \times 603,8$$

$$V_{s \text{ max}} = 1280853,22 \text{ N}$$

$$\blacksquare V_s \text{ pakai adalah } 171912,53 \text{ N}$$

▪ Dipakai sengkang 2 kaki D13mm

$$\blacksquare A_v = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$\blacksquare S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \times 400 \times 603,8}{171912,53} = 372,95 \text{ mm}$$

▪ Dipakai Sengkang (s) D13-250.

▪ $s > 100 \text{ mm}$, ...OK

▪ $s < 301,9 \text{ mm}$, ...OK

4.4.1.3 Desain Panjang Penyaluran dan *Cut-off Point*

Dari diagram momen balok, tulangan perlu untuk momen negatif di ujung-ujung balok dapat dipotong di titik-titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi. Namun tetap harus diingat bahwa setidaknya harus ada dua buah tulangan yang dibuat menerus, masing-masing dibagian atas dan bawah penampang balok.

- a. Tulangan negatif dimuka kolom interior kanan dan kiri
 Jumlah tulangan atas terpasang pada tulangan negatif tumpuan adalah 6D22mm + 5D25mm, sedangkan jumlah tulangan negatif lapangan terpasang adalah 5D22mm, artinya akan ada tulangan 5D22mm yang menerus terpasang dan tulangan lainnya akan dipotong.

Kuat lentur rencana pada momen negatif lapangan adalah 502626994,2N.mm, untuk mendapatkan jarak dengan momen rencana tersebut dapat dilihat pada diagram momen dari momen *envelope* hasil analisis struktur program bantu Etabs 2013 (jarak maksimum akibat goyangan kiri dan kanan) yaitu senilai 1800mm dari muka kolom interior.

SNI 2847:2013 pasal 12.10.3 mensyaratkan bahwa tulangan diteruskan melampaui titik dimana tulangan tersebut sudah tidak diperlukan lagi untuk menahan lentur, sejauh tinggi efektif komponen struktur ($d=636\text{mm}$), dan 12 diameter tulangan utama ($12D_b=12 \times 22\text{mm}=264\text{mm}$), kecuali pada daerah tumpuan balok sederhana dan pada daerah ujung bebas kantilever.

SNI 2847:2013 pasal 12.12.3 mengharuskan setidaknya 1/3 tulangan tarik momen negatif pada tumpuan kanan harus ditanam melewati titik belok tidak kurang dari (d), ($12D_b$), atau ($L_n/16 = 8350\text{mm}/12 = 521,87\text{mm}$).

Jadi tulangan 5D25mm + 1D22mm atau tulangan yang dipotong dapat dihentikan pada jarak terbesar diantara:

$$\rightarrow 1800\text{mm} + 636\text{mm} = 2436\text{mm}$$

$$\rightarrow 1800\text{mm} + 264\text{mm} = 2064\text{mm}$$

$$\rightarrow 1800\text{mm} + 521,87\text{mm} = 2321,87\text{mm}$$

Dengan demikian ditetapkan tulangan negatif tumpuan balok 5D25mm + 1D22mm > 1/3 A's lapangan dipasang sejauh 2500mm dari muka kolom.

Karena pada tulangan positif tumpuan (6D22mm+4D25mm) lebih besar dari tulangan positif lapangan (6D22mm), maka pemotongan tulangan positif ditumpuan disamakan sejauh potongan tulangan negatif tumpuan.

Karena perhitungan pemotongan tulangan negatif tumpuan berdasarkan momen nominal terendah lapangan, maka untuk kemampuan momen nominal tulangan positif tumpuan dengan jarak yang sama akan sudah jelas mampu memikul momen perlu pada daerah negatif lapangan.

b. Penyaluran tulangan menerus.

Tulangan menerus harus mempunyai suatu panjang penanaman sejauh tidak kurang dari l_d diukur dari pemotongan tulangan lentur. Untuk tulangan D22mm atau lebih besar (SNI 2847:2013 pasal 12.2.2).

$$\Psi_t = 1,0 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 1,0 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$c_b = \text{cover} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} = 64\text{mm}$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3)}$$

$$(c_b + K_{tr}) / d_b = (64 + 0) / 25$$

$$= 2,9 > 2,5 \dots \text{maka diambil} = 2,5$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1,1 \times 1\sqrt{50}} \frac{1 \times 1 \times 1}{(2,5)} \right) 22 = 452,54 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang penyaluran 500 mm.

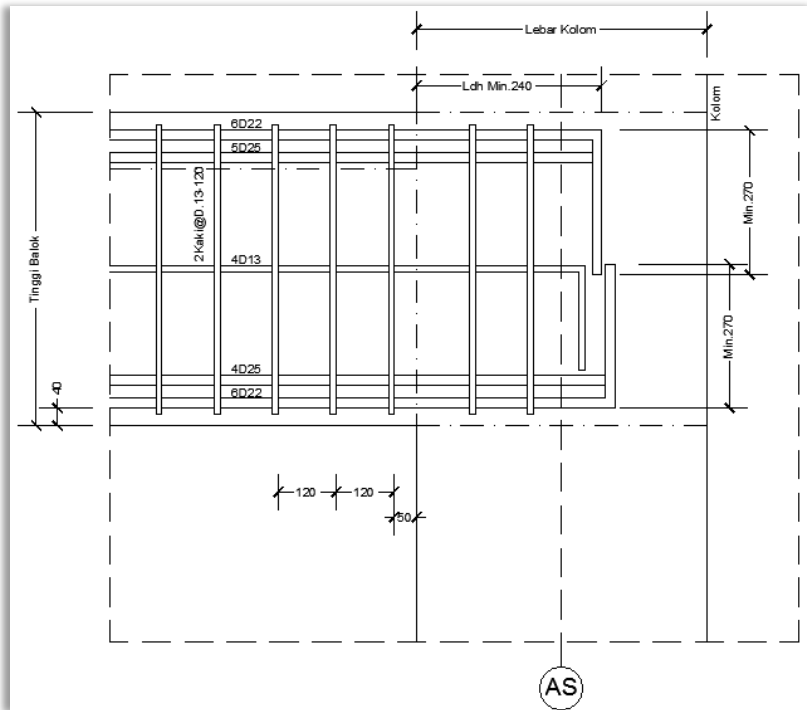
c. Penyaluran tulangan tarik.

Tulangan *longitudinal* yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang (pasal 21.5.2.2) dan harus berupa panjang penyaluran dengan kai 90° seperti ditunjukkan gambar 4.47. Menurut pasal 21.7.5.1 l_{dh} diambil maksimal dari nilai:

$$\rightarrow 8D_b = 8 \times 22\text{mm} = 176\text{mm dan } 150\text{mm}$$

$$\rightarrow (f_y \times D_b) / (5,4 \times \sqrt{f'_c}) = (400 \times 22) / (5,4 \times \sqrt{50}) = 231\text{mm.}$$

Maka digunakan panjang penyaluran ldh 240 mm. Sedangkan untuk panjang kait adalah 12Db (pasal 7.1.2) yaitu 12×22 mm, dipakai adalah 270 mm.



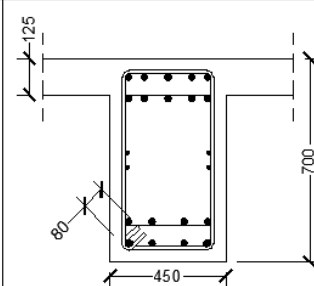
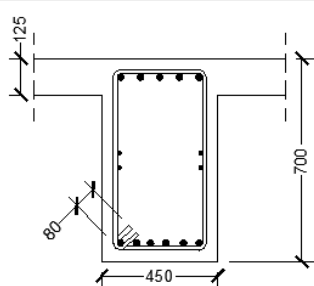
Gambar 4.47. Penyaluran Dalam Kondisi Tarik

4.4.1.4 Rangkuman Hasil Perhitungan

Dari perhitungan diatas dapat dirangkum sebagaimana dalam tabel 4.29. Tambahan untuk balok tipe B1 menggunakan tulangan torsi 4D13, gambar hasil perhitungan balok tipe B1 dapat dilihat pada gambar 4.48 dan untuk detailnya pada lampiran gambar. Kemudian untuk balok tipe B2, BL dan BA cara perhitungan desainnya sama dengan balok tipe B1 dan hasil desainnya dapat dilihat dalam lampiran gambar.

Tabel 4.29. Rangkuman Perhitungan Balok Tipe B1 (45cmx70cm)

Lokasi	Mn Perlu (N.mm)	AS Perlu (mm ²)	As Pasang (mm ²)	Tulangan Pasang		Mn Aktual (N.mm)
				Jumlah	Diameter	
Tumpuan Kiri Momen Negatif	953678889	4600.83	4735.17	6	22	1048564482
				5	25	
Tumpuan Kiri Momen Positif	897655556	2895.91	4244.29	6	22	947592750
				4	25	
Tumpuan Kanan Momen Negatif	1021503333	4600.83	4735.17	6	22	1048564482
				5	25	
Tumpuan Kanan Momen Positif	830347778	2895.91	4244.29	6	22	947592750
				4	25	
Lapangan Momen Negatif	394655000	1775.52	1900.66	5	22	421575845
Lapangan Momen Positif	498382000	2260.76	2280.80	6	22	502626994

BALOK	L. Sendi Plastik (Lsp)	L. Luar Sendi Plastik (Llsp)
BALOK INDUK TIPE B1.1 BENTANG 9 Meter		
UKURAN BALOK	450 x 700	450 x 700
AS - BENTANG - AS	(As)	(As)
	9000	
TUL. ATAS	Atas=6 D22 + Bawah=5D25	5 D22
TUL. BAWAH	Atas=6 D22 + Bawah=4D25	6 D22
TUL. TORSI	4D13	4D13
TUL. GESER	2 Kaki @ D13 - 120	2 Kaki @ D13 - 250
SUDUT KAIT TUL. GESER	45°	45°

Gambar 4.48. Penampang Balok Tipe B1

4.4.2 Desain Komponen Struktur Kolom SRMPK

Dalam bagian berikut ini diuraikan perhitungan desain penulangan kolom tipe K1A (*interior*) dengan label C17 dilantai 2, dengan data-data sebagai berikut:

- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu tulangan = 400Mpa
- Selimut beton = 40mm
- Faktor β_1 = 0,716 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)
- Lebar penampang (bk) = 1400mm
- Tinggi penampang (hk) = 1400mm
- Panjang kolom (pk) = 3700mm
- Lebar balok (bw) = 450mm
- Tinggi balok (hw) = 700mm
- Panjang bersih kolom (l_{nk}) = $pk - hw$ = 3000mm
- Gaya aksial terfaktor maksimum (P_u) = 46246 kN
- Asumsi tulangan sengkang diameter 16mm
- Asumsi tulangan *longitudinal* diameter 25mm

Selain itu, didalam bagian selanjutnya ini juga diuraikan perhitungan desain penulangan kolom tipe K3A (*exterior*) dengan label C1 dilantai 2, dengan data-data sebagai berikut:

- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu tulangan = 400Mpa
- Selimut beton = 40mm
- Faktor β_1 = 0,716 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)
- Lebar penampang (bk) = 700mm
- Tinggi penampang (hk) = 700mm
- Panjang kolom (pk) = 3700mm
- Lebar balok (bw) = 450mm
- Tinggi balok (hw) = 700mm
- Panjang bersih kolom (l_{nk}) = $pk - hw$ = 3000mm
- Gaya aksial terfaktor maksimum (P_u) = 21176 kN
- Asumsi tulangan sengkang diameter 13mm
- Asumsi tulangan *longitudinal* diameter 25mm

4.4.2.1 Definisi Kolom K1A (Interior)

Untuk komponen struktur penahan gaya gempa yang dikenai beban aksial dan lentur, sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.1, nilai P_u yaitu 46246kN harus lebih besar dari $A_g \cdot f'_c / 10$.

$$\begin{aligned} A_g \cdot f'_c / 10 &= (1400\text{mm} \times 1400\text{mm}) \times 50 \text{ Mpa} / 10 \\ &= 9800 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 9800 \text{ kN, berdasarkan nilai } A_g \times f'_c / 10 < P_u, \end{aligned}$$

maka syarat ini terpenuhi.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1 dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh kurang dari 300mm, dimana $(b_k = 1400\text{mm}) > 300\text{mm}$, maka syarat ini terpenuhi.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2 rasio penampang dimensi terpendek terhadap penampang tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4. Dimana $(b_k) = 1400\text{mm}$ dan $(h_k) = 1400\text{mm}$, sehingga $(b_k/h_k) = 1$, berdasarkan rasio penampang dimensi terpendek terhadap penampang tegak lurus nya adalah $1 > 0,4$ maka syarat ini terpenuhi.

4.4.2.2 Konfigurasi Penulangan Longitudinal Kolom K1A (Interior)

Dari hasil desain menggunakan program bantu spColumn berdasarkan gaya dalam semua kombinasi (untuk memeriksa *strong column weak beam*, lihat gambar 4.49, hanya dipakai kombinasi beban gempa). Untuk mampu memikul gaya kombinasi didapat dimensi penampang baru yaitu 1400mmx1400mm dengan tulangan *longitudinal* adalah 40 buah D25mm. Seharusnya dengan perubahan dimensi ini, maka pada tahapan analisis struktur harus dikontrol kembali, namun karena penampang bertambah besar maka secara tidak langsung kontrol analisis struktur akan memenuhi persyaratan.

SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 mensyaratkan rasio tulangan kolom tidak boleh kurang dari 1% dan tidak boleh lebih dari 6%, dimana:

$$\begin{aligned} A_s &= 19640\text{mm}^2, A_g &= (1400 \times 1400) = 1960000\text{mm}^2 \\ \rho &= A_s/A_g &= 1,002\% \end{aligned}$$

Syarat, $1\% < \rho < 6\%$, maka syarat ini memenuhi.

SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 mensyaratkan spasi bersih minimum antar batang tulangan tidak boleh kurang dari 25mm dan sebesar diameter tulangan *longitudinal* (25mm). Dari konfigurasi penulangan didapat jumlah maksimum tulangan sejajar adalah 11 buah, maka jarak antar tulangan,

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bk - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{senggang} - n \cdot \emptyset \text{ tul utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{1400 - 2 \times 40 - 2 \times 16 - 11 \times 25}{11-1} = 101,3 \text{ mm} \\
 S &= 101,3 \text{ mm} > 25 \text{ mm} > 25 \text{ mm}, \dots \text{OK.}
 \end{aligned}$$

4.4.2.3 Kuat Kolom K1A (Interior)

SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2 mensyaratkan $\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{ng}$, dimana:

ΣM_{nc} = jumlah M_n dua kolom yang bertemu dijoint

ΣM_{ng} = jumlah M_n dua balok yang bertemu dijoint (termasuk sumbangan pelat lantai sebesar lebar efektif),

sehingga:

a. Pemeriksaan arah X (salah satu contoh lihat gambar 4.49)

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &= M_n \text{ kolom atas bagian } \textit{bottom} + M_n \text{ kolom} \\
 &\quad \text{desain bagian } \textit{top}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{nc} = 9216,4 \text{ kN.m} + 9209,2 \text{ kN.m} = 18425,6 \text{ kN.m}$$

Nilai ΣM_{nc} diambil dari hasil hasil program bantu spColumn dengan nilai terendah dari gaya kombinasi yang dipengaruhi gempa.

Nilai ΣM_{ng} hanya ditinjau pada salah satu arah goyangan struktur, untuk pembahasan ini hanya ditinjau struktur bergoyang kekiri.

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{ngb} &= M_n \text{ balok tumpuan kiri} + M_n \text{ tumpuan kanan,} \\
 &\quad \text{pada saat struktur bergoyang kekiri.}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{ngb} = 947,52 \text{ kN.m} + 1048,56 \text{ kN.m}$$

$$= 1996,15 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{ngp} = \text{sumbangan } M_n \text{ pelat lantai selebar } b \cdot \text{efektif}$$

$$= A_s \times f_y \times (d - (a/2))$$

$$= 569,41 \times 400 \times (603,8^* - (84,27^*/2))$$

$$= 127,92\text{kN.m}$$

*dari hitungan penulangan balok tumpuan momen negatif.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{ng} &= \Sigma M_{ngb} + \Sigma M_{ngp} \\ &= 1996,15\text{kN.m} + 127,92\text{kN.m} \\ &= 2124,08\text{kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2 \Sigma M_{ng} &= 1,2 \times 2124,08\text{kN.m} \\ &= 2548,90\text{kN.m}\end{aligned}$$

Kontrol, $\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{ng} = 18425\text{kN.m} > 2548,90\text{kN.m}$, ...OK.

b. Pemeriksaan arah Y

$$\Sigma M_{nc} = M_n \text{ kolom atas bagian } bottom + M_n \text{ kolom desain bagian } top$$

$$\Sigma M_{nc} = 9216,4\text{kN.m} + 9209,2\text{kN.m} = 18425,6\text{kN.m}$$

Nilai ΣM_{nc} diambil dari hasil hasil program bantu spColumn dengan nilai terendah dari gaya kombinasi yang dipengaruhi gempa.

Nilai ΣM_{ng} hanya ditinjau pada salah satu arah goyangan struktur, untuk pembahasan ini hanya ditinjau struktur bergoyang kekiri.

$$\Sigma M_{ngb} = M_n \text{ balok tumpuan kiri} + M_n \text{ tumpuan kanan, pada saat struktur bergoyang kekiri.}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{ngb} &= 947,52\text{kN.m} + 1048,56\text{kN.m} \\ &= 1996,15\text{kN.m}\end{aligned}$$

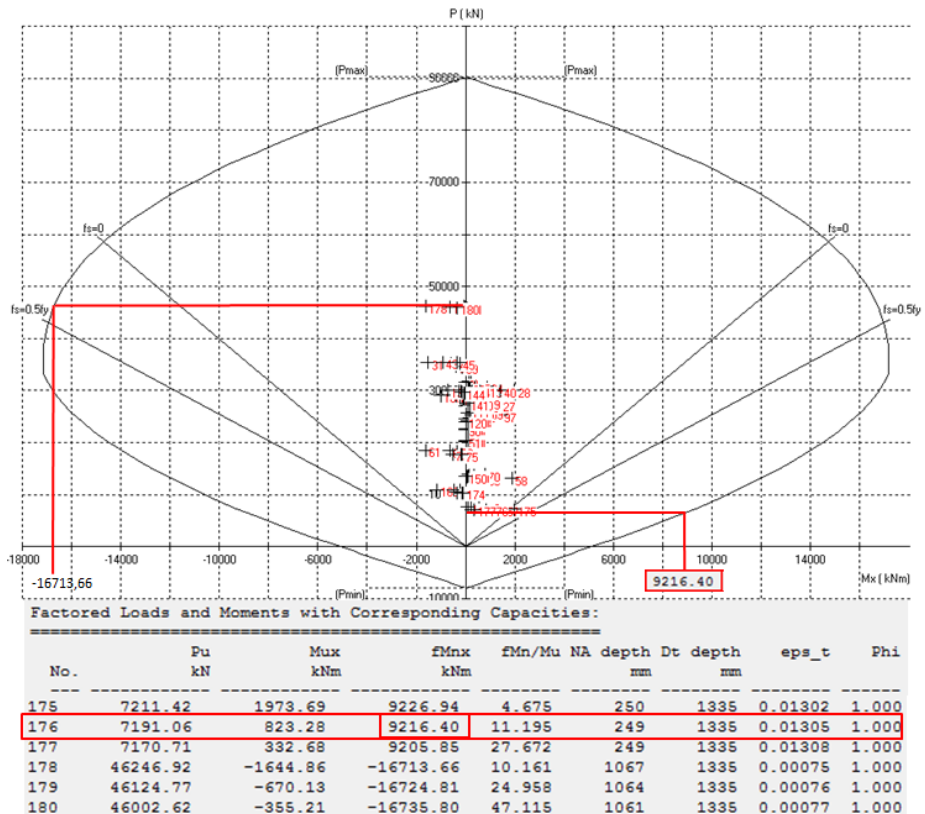
$$\begin{aligned}\Sigma M_{ngp} &= \text{sumbangan } M_n \text{ pelat lantai selebar } b.\text{effektif} \\ &= A_s \times f_y \times (d - (a/2)) \\ &= 569,41 \times 400 \times (603,8^* - (84,27^*/2)) \\ &= 127,92\text{kN.m}\end{aligned}$$

*dari hitungan penulangan balok tumpuan momen negatif.

$$\begin{aligned}\Sigma M_{ng} &= \Sigma M_{ngb} + \Sigma M_{ngp} \\ &= 1996,15\text{kN.m} + 127,92\text{kN.m} \\ &= 2124,08\text{kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2 \Sigma M_{ng} &= 1,2 \times 2124,08\text{kN.m} \\ &= 2548,90\text{kN.m}\end{aligned}$$

Kontrol, $\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{ng} = 18425\text{kN.m} > 2548,90\text{kN.m}$, ...OK.



Gambar 4.49. Diagram Interaksi Mn Kolom Tipe K1A Arah X

Dari gambar 4.49, didapat 2 nilai Mn terendah yaitu posisi diatas kurva *balance* dan dibawah kurva *balance* (-16713,66kNm dan 9216,40kNm), untuk pemeriksaan kuat kolom digunakan nilai Mn mutlak yang terendah pada gambar 4.49 ditandai dalam garis kotak, yaitu 9216,40kNm.

4.4.2.4 Desain Tulangan *Confinement* Kolom K1A (Interior)

a. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 mensyaratkan daerah pemasangan (L_o) yaitu nilai yang terbesar dari:

- Tinggi elemen kolom (h) dijoint yaitu 1400mm.

- 1/6 tinggi bersih komponen struktur kolom yaitu 500mm.
- 450mm.

Maka nilai L_o dipasang sejauh 1400mm dari ujung-ujung kolom.

- b. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 mensyaratkan luas tulangan *confinement* tidak boleh kurang nilai terbesar dari A_{sh1} dan A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

- b_c adalah lebar penampang inti beton yang terkekang (mm).

$$b_c = b - 2(\text{selimut} + 1/2db) = 1400 - 2(40 + 1/2(16))$$

$$b_c = 1304 \text{ mm}$$

- A_{ch} adalah luas penampang yang diukur sampai tepi luar tulangan trasversal, mm^2

$$A_{ch} = (b - 2 \text{tselimit}) \times (h - 2 \text{tselimit})$$

$$A_{ch} = (1400 - 2(40)) \times (1400 - 2(40))$$

$$A_{ch} = 1742400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3x \left(\frac{120x1304x50}{400} \right) \left(\frac{1400^2}{1742400} - 1 \right) = 732,82 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) = 0,09x \left(\frac{120x1304x50}{400} \right) = 1760,4 \text{ mm}^2$$

Dicoba gunakan sengkang 9D16-120

$$A_{s_{pasang}} = 9 \text{ tul.} \times 0,25 \times \pi \times (16)^2$$

$$= 1809,55 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 1760,4 \text{ mm}^2, \dots \text{OK.}$$

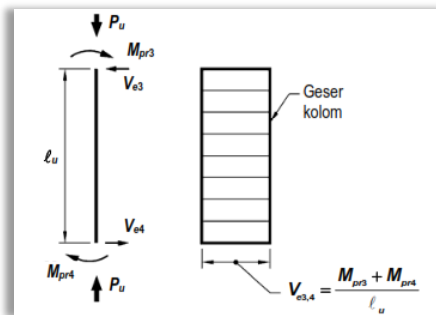
- c. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 mensyaratkan spasi maksimum (S_o) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- 1/4 dimensi komponen struktur minimum yaitu (1/4x1400) adalah 350mm.
- 6 kali diameter tulangan *longitudinal* terkecil yaitu 6 x 25mm adalah 150mm.

dan nilai (S_o) tidak lebih kecil dari 100mm dan tidak lebih besar dari 150mm, maka (S_o) 120mm memenuhi syarat.

4.4.2.5 Desain Tulangan Geser Kolom K1A (Interior)

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain V_e yang diatur dalam SNI 3847:2013 pasal 21.6.5.1, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan V_e dihitung dengan ketentuan pasal 21.6.2.2 seperti gambar 4.50 dibawah.



Gambar 4.50. Gaya Geser Disain untuk Kolom

- a. V_e dari M_{pr} Berdasarkan rentang beban aksial yang mungkin terjadi dengan $\phi=1$ dan $1,25 f_y$ dari momen diagram interaksi kolom.

Nilai M_{pr} didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban P_u terfaktor yang bekerja dengan menggunakan $f_s=1.25f_y$ dan $\phi=1$, maka dari program bantu spColumn didapat:

M_{pr} maksimum kolom desain <i>top</i> arah X	= 12671kN.m
M_{pr} maksimum kolom desain <i>top</i> arah Y	= 12671kN.m
M_{pr} maksimum kolom desain <i>bottom</i> X	= 12642kN.m
M_{pr} maksimum kolom desain <i>bottom</i> Y	= 12642kN.m
M_{pr} pakai kolom desain <i>top</i>	= 12671kN.m
M_{pr} pakai kolom desain <i>bottom</i>	= 12642kN.m

$$V_e = \frac{Mpr.bottom + Mpr.top}{ln} = \frac{12642 + 12671}{3000} = 8437,66kN$$

- b. V_e dari Mpr Berdasarkan Penjumlahan untuk masing-masing balok dilantai atas dan lantai bawah dimuka kolom interior. Akibat Goyangan kiri sama dengan kanan dan Nilai Mpr balok atas sama dengan balok bawah, maka:

$$Mpr_1 \text{ balok atas} = 1591,79kN.m$$

$$Mpr_2 \text{ balok atas} = 1163,61kN.m$$

$$Mpr_1 \text{ balok bawah} = 1591,79kN.m$$

$$Mpr_2 \text{ balok bawah} = 1163,61kN.m$$

Karena kolom lantai diatas dan lantai dibawah mempunyai kekakuan yang sama, maka faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain (DF) adalah 0,5.

$$V_e = \frac{(Mpr.bottom \times DF) + (Mpr.top \times DF)}{ln}$$

$$V_e = \frac{((1591,79 + 1163,61) \times 0,5) + ((1591,79 + 1163,61) \times 0,5)}{3000}$$

$$= 918,46kN$$

- c. V_e dari nilai maksimum analisa struktur dengan Etabs 2013 adalah 769,92kN.

Nilai V_e ditentukan, V_e point (a) tidak harus lebih besar dari V_e point (b) dan tidak boleh lebih kecil dari V_e point (c), maka nilai V_e pakai adalah 918,46kN.

Nilai $V_c=0$ untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) dibawah terpenuhi (SNI 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) :

- a. Gaya geser yang ditimbulkan gempa, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .
 $= V_e$ dari Etabs $>$ (0,5 V_e pakai)
 $= 769,92kN >$ (0,5 x 918,46kN), ...OK.
- b. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u kurang dari $A_g f'_c / 20$.
 $A_g f'_c / 20 = 1400^2 \times 50 / 20 = 4900kN$
 $P_u = 46246,92 \text{ Kn} > 49000 \text{ Kn}$, Maka nilai V_c diperhitungkan.

Perhitungan V_c :

- Beban aksial terfaktor minimum dari Etabs (N_u) = 7170,70kN
- λ = 1 Untuk beton Normal
- N_u/Ag = 3,65Mpa, d kolom = 1331,5mm
- V_e / \emptyset = 918,46kN / 0,75 = 1224,62kN

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0.17 \left(1 + \frac{7170,70}{14 \times 1400^2} \right) \cdot (1) \cdot \sqrt{50} \cdot 1400 \times 1331,5$$

$$= 2826,37 \text{ kN}$$

$$0,5 V_c = 1413,18 \text{ kN}$$

$$V_{c+(1/3)b_k \cdot d} = 2826,37 + (1/3) \times 1400 \text{ mm} \times 1331,5 \text{ mm}$$

$$= 2826,99 \text{ kN}$$

Karena $V_e / \emptyset < 0,5V_c$, maka hanya diperlukan tulangan untuk *confinement*. Kemudian $V_{c+(1/3)b_w \cdot d} > 0,5V_c$ maka cukup digunakan tulangan geser minimum.

Tulangan *confinement* terpasang sebelumnya yaitu 9 kaki diameter 16mm dengan jarak 120mm, maka:

$$A_s \text{ minimum} = (1/3) \times ((b_k \times 120)/f_y)$$

$$= (1/3) \times ((1400 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}) / 400 \text{ Mpa})$$

$$= 140 \text{ mm}^2$$

As confinement,

$$A_s = 0.25 \times 3,14 \times 16^2 \text{ mm} \times 9 \text{ buah}$$

$$= 1809,55 \text{ mm}^2$$

Syarat, $A_s \text{ minimum} < A_s \text{ confinement terpasang, ...OK.}$

$$V_s = (A_s \times f_y \times d) / S_o$$

$$= (1809,55 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \times 1331,5 \text{ mm}) / 120 \text{ mm}$$

$$= 8031,41 \times 10^3 \text{ N} = 8031,41 \text{ kN}$$

$$\emptyset(V_s + V_c) = 0,75 \times (8031,41 \text{ kN} + 2826,99 \text{ kN}) = 8143,34 \text{ kN}$$

Syarat $\emptyset(V_s + V_c) > V_e$, ...OK.

Berdasarkan perhitungan diatas, maka Ash terpasang menurut pasal 21.6.4.2 disepanjang L_o sudah cukup untuk menahan geser.

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 5 yaitu:

- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 $= 6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Tulangan *confinement* terpasang diatas, dengan V_s ,

$$\begin{aligned} V_s &= (A_s \times f_y \times d) / S_o \\ &= (1809,55 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \times 1331,5 \text{ mm}) / 120 \text{ mm} \\ &= 8031,41 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 8031,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

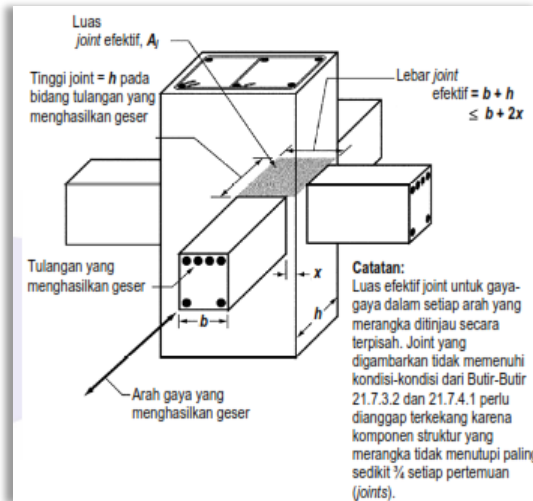
Nilai V_u untuk daerah diluar L_o adalah nol, karena $(V_e/\emptyset) < V_c$. Sehingga dengan tulangan *confinement* terpasang 9D16mm – 150mm sudah mampu memikul gaya geser.

4.4.2.6 Desain Hubungan Balok Kolom SRMPK Kolom K1A (Interior)

Pada bagian berikut disampaikan contoh perhitungan desain penulangan pada hubungan balok-kolom SRMPK yang merupakan tempat pertemuan komponen struktur balok dan kolom. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

a. Dimensi Join

SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1 mengatakan luas efektif seperti gambar 4.51, hubungan balok-kolom dinyatakan dalam A_j .



Gambar 4.51. SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1

Maka A_j adalah:

- Lebar joint efektif (LA_j)
 $= b + h = 1400\text{mm} + 1400\text{mm} = 2800\text{mm}$
- $LA_j \leq bw + 2X = 450\text{mm} + (2 \times (1400\text{mm} - 450\text{mm}) / 2) = 1400\text{mm}$, X adalah jarak sisi luar balok kesisi luar kolom.

Maka dipakai lebar joint efektif adalah 1400mm, sehingga $A_j = \text{lebar joint efektif} \times \text{lebar kolom} = 1400\text{mm} \times 1400\text{mm} = 1960000\text{mm}^2$

SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3 mensyaratkan dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan *longitudinal* balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan *longitudinal* terbesar, yaitu $20 \times 25\text{mm}$ adalah 440mm. Sedangkan dimensi kolom yang sejajar adalah 1400mm, maka syarat ini telah terpenuhi.

- b. Penulangan Transversal Untuk *Confinement* Pada Join
 SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.1 mengharuskan ada tulangan *confinement* didalam joint, dan SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2 mengatakan jumlah tulangan *confinement* yang dibutuhkan setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang dibutuhkan diujung-ujung kolom.

Dari penulangan *confinement* sebelumnya diperoleh:

Diameter tulangan (D) = 16mm

Jumlah tulangan (n) = 9 kaki

Jarak tulangan (s) = 120mm

- Luas tulangan (Ash) dibutuhkan diujung-ujung joint:

$$\text{Ash} = 1760,4\text{mm}^2,$$

$$0,5\text{Ash/s} = (0,5 \times 1760,4\text{mm}^2) \times 120\text{mm} \\ = 7,335\text{mm}^2/\text{mm}.$$

- Spasi vertikal diijinkan diperbesar hingga 150mm, maka Ash yang dibutuhkan:

$$\text{Ash perlu} = 150\text{mm} \times 7,335\text{mm}^2/\text{mm} \\ = 1100,25\text{mm}^2$$

Berdasarkan Ash perlu, dicoba pasang tulangan:

Diameter = 13mm

Jumlah = 9 kaki

Ash terpasang = 1194,59mm²

Ash terpasang besar dari Ash perlu, maka pada daerah join dapat didapasang tulangan *confinement* 9D13mm jarak 150mm.

- c. Perhitungan Geser di Join dan Cek Kuat Geser

Berdasarkan gambar 4.52, maka didapatkan data desain sebelumnya:

$$\text{As tulangan balok} = 4735,16\text{mm}^2$$

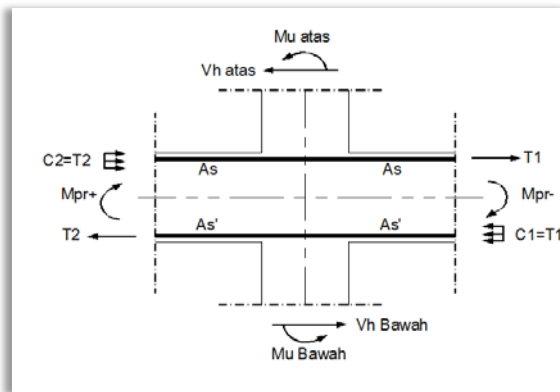
$$\text{A's tulangan balok} = 4244,29\text{mm}^2$$

$$\text{As pelat sepanjang b.eff.} = 1335,17\text{mm}^2$$

Maka dapat dihitung:

- $T_1 = C_1 = 1,25 (A_s + A_{s_{\text{plat}}}) f_y$
 $= 1,25 \times (4735,16\text{mm}^2 + 1335,17\text{mm}^2) \times 400\text{Mpa}$
 $= 3035,17\text{kN}$

- $T_2 = C_2 = 1,25 (A's) f_y$
 $= 1,25 \times (4244,29 \text{mm}^2) \times 400 \text{Mpa}$
 $= 2122,14 \text{kN}$



Gambar 4.52. Skema Geser Yang Terjadi Dijoint

Berdasarkan data desain balok sebelumnya, balok yang memasuki joint memiliki *probable moment* Mpr^+ dan Mpr^- .

$$Mpr^+ = 1163,61 \text{kN.m}$$

$$Mpr^- = 1591,79 \text{kN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah adalah sama yaitu dengan DF 0,5 sehingga:

$$\begin{aligned} Mu &= DF \times (Mpr^+ + Mpr^-) \\ &= 0,5 \times (1163,61 \text{kN.m} + 1591,79 \text{kN.m}) \\ &= 1377,70 \text{kN.m} \end{aligned}$$

Gaya geser pada kolom desain (Vh):

$$\begin{aligned} Vh &= (Mu_{atas} + Mu_{bawah}) / Ln_k \\ &= (1377,70 \text{kN.m} + 1377,70 \text{kN.m}) / 3\text{m} \\ &= 918,46 \text{kN} \end{aligned}$$

Sehingga, Vu adalah:

$$\begin{aligned} Vu &= T_1 + T_2 - Vh \\ &= 3035,17 \text{kN} + 2122,14 \text{kN} - 918,46 \text{kN} \\ &= 4238,84 \text{kN} \end{aligned}$$

SNI 2847:2013 mensyaratkan kuat geser nominal yang dikekang keempat sisinya $\phi V_n > Vu$, maka:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \\
 &= 1,7 \times \sqrt{50\text{Mpa}} \times 1960000\text{mm} \\
 &= 23560,79\text{kN} \\
 \phi V_n &= 0,75 \times 23560,79\text{kN} \\
 &= 17670,59\text{kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, $\phi V_n > V_u$ sehingga kuat geser join telah memadai.

4.4.2.7 Desain Sambung Lewatan Kolom K1A (Interior)

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.3 sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas (B). Sepanjang sambungan lewatan, spasi tulangan *transversal* dipasang sesuai spasi tulangan *confinement* diatas yaitu 120mm.

Untuk sambungan kelas (B) panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3l_d$ (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1).

$$\begin{aligned}
 db &= 25 \text{ mm} \\
 \Psi_t &= 1,0 \text{(SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(a))} \\
 \Psi_e &= 1,0 \text{(SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(b))} \\
 \Psi_s &= 1,0 \text{(SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(c))} \\
 \lambda &= 1,0 \text{(SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(d))} \\
 c_b &= \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} \\
 &= 40+16+(0,5 \times 25) = 68,5 \text{ mm} \\
 K_{tr} &= 0 \text{(SNI 2847:2013 pasal 12.2.3)}
 \end{aligned}$$

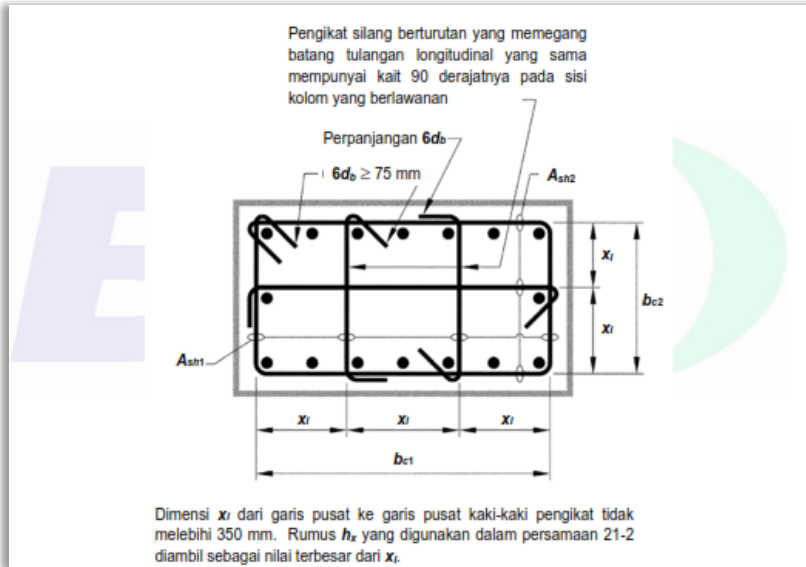
Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) SNI 2847:2013 pasal. 12.2.3.

$$(cb+K_{tr})/db = (68,5+0)/25 = 2,74 > 2,5 \text{ ...maka diambil} = 2,5$$

$$\begin{aligned}
 ld &= \left[\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{cb+K_{tr}}{db}\right)} \right] db = \left(\frac{400}{1,1\sqrt{50}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{(2,5)} \right) \times 25 \\
 &= 514,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ld_{min} &= 300 \text{ mm} \dots (\text{SNI } 03-2847-2013 \text{ pasal } 12.2.1) \\
 1.3 ld &= 1.3 \times 514,25 \text{ mm} \\
 &= 669,5 \text{ mm, dipakai } 670 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Untuk konfigurasi pemasangan tulangan trasversal dimuat pada SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 gambar S21.6.4.2, sebagaimana dapat dilihat dalam gambar 4.53 berikut:



Gambar 4.53. Konfigurasi Pemasangan Tulangan Trasversal

$$x_i \text{ max} = 350 \text{ mm}$$

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

H_x adalah spasi horizontal kait silang atau kaki sengkang tertutup (*hoop*) pusat kepusat maksimum pada semua muka kolom.

$$H_x = \pm 165 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 X_i &= S_o \\
 &= 161,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

X_i terbesar adalah $161,66 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$, maka konfigurasi penulangan transversal sudah memenuhi.

Kemudian panjang penyaluran pada ujung join (kedalam pour pondasi) sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.1, untuk diameter 10-36mm, panjang penyaluran ldh untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar

- $8db = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- 150 mm dan

$$ldh = \frac{fy \cdot db}{5.4 \sqrt{fc'}}$$

$$ldh = \frac{400 \cdot 25}{5.4 \sqrt{50}} = 261,89 \text{ mm}$$

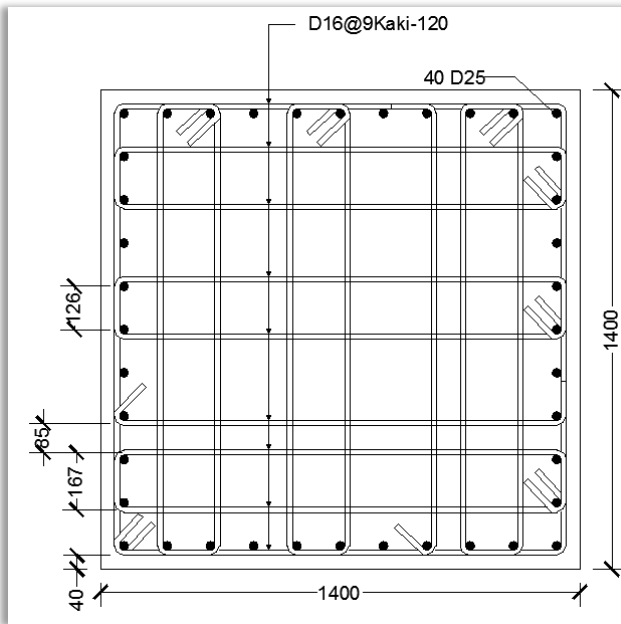
Maka, dipakai $ldh = 350 \text{ mm}$, sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.3, batang tulangan lurus yang berhenti pada suatu joint harus melewati inti terkekang dari suatu kolom atau suatu elemen pembatas.

4.4.2.8 Rangkuman Kolom K1A (Interior)

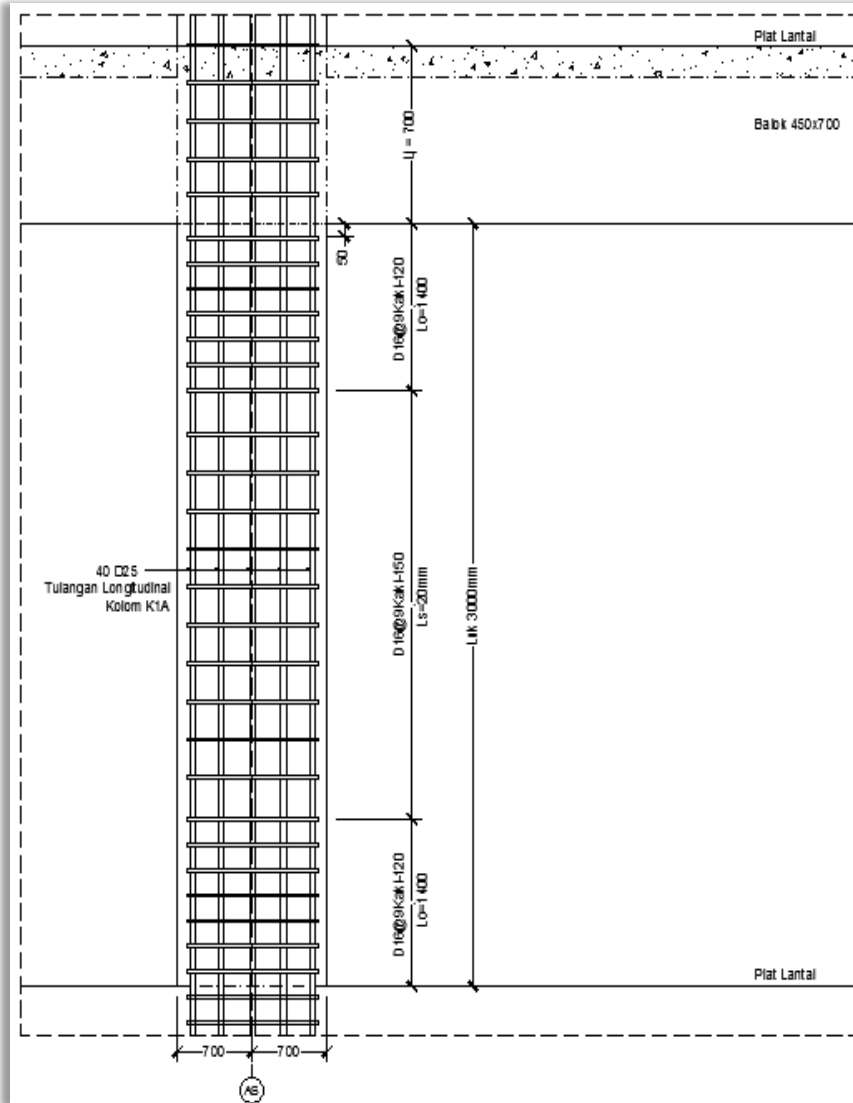
Dari perhitungan diatas dapat dirangkum seperti uraian berikut:

- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu baja tulangan = 400Mpa
- Selimut beton = 40mm
- Beban aksial (Pu) = 46246,92kN
- Dimensi kolom = 1400x1400mm
- Tinggi kolom = 3700mm
- Tulangan *longitudinal* = 40D25mm
- Tulangan *confinement* Lo = 9D16mm jarak 120mm
- Tul. *confinement* diluar Lo = 9D16mm jarak 150mm
- Panjang Lo dari ujung kolom = 1400mm
- Tulangan *transversal* HBK = 9D13mm jarak 150mm
- Panjang join HBK = 700mm
- Panjang sambungan lewatan = 670mm dengan *confi.* Lo
- Sambungan diujung join (ldh) = 300mm

Gambar hasil perhitungan kolom tipe K1A dapat dilihat pada gambar 4.54 & 4.55. Untuk detailnya pada lampiran gambar. Kemudian untuk kolom interior tipe lainnya, cara perhitungan desainnya sama dengan kolom tipe K1A dan hasil desainnya dapat dilihat dalam lampiran gambar.



Gambar 4.54. Penampang Kolom Tipe K1A



Gambar 4.55. Badan Kolom Tipe K1A

4.4.2.9 Definisi Kolom K3A (Eksterior)

Untuk komponen struktur penahan gaya gempa yang dikenai beban aksial dan lentur, sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.1, nilai P_u yaitu 21176kN harus lebih besar dari $A_g \cdot f_c / 10$.

$$\begin{aligned} A_g \cdot f_c / 10 &= (700\text{mm} \times 700\text{mm}) \times 50 \text{ Mpa} / 10 \\ &= 2450 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 2450 \text{ kN, berdasarkan nilai } A_g \times f_c / 10 < P_u, \\ &\text{maka syarat ini terpenuhi.} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1 dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh kurang dari 300mm, dimana $(b_k = 700\text{mm}) > 300\text{mm}$, maka syarat ini terpenuhi.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2 rasio penampang dimensi terpendek terhadap penampang tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4. Dimana $(b_k) = 700\text{mm}$ dan $(h_k) = 700\text{mm}$, sehingga $(b_k/h_k) = 1$, berdasarkan rasio penampang dimensi terpendek terhadap penampang tegak lurus nya adalah $1 > 0,4$ maka syarat ini terpenuhi.

4.4.2.10 Konfigurasi Penulangan *Longitudinal* Kolom K3A (Eksterior)

Dari hasil desain menggunakan program bantu spColumn (lihat gambar 4.56) berdasarkan gaya dalam semua kombinasi (untuk memeriksa *strong column weak beam* hanya dipakai kombinasi beban gempa), untuk mampu memikul gaya kombinasi didapat dimensi penampang baru yaitu 700mm x 700mm dengan tulangan *longitudinal* kolom adalah 16 buah diameter 25mm. Seharusnya dengan perubahan dimensi ini, maka pada tahapan analisis struktur harus dikontrol kembali, namun karena penampang bertambah besar maka secara tidak langsung kontrol analisis struktur akan memenuhi persyaratan.

SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 mensyaratkan rasio tulangan kolom tidak boleh kurang dari 1% dan tidak boleh lebih dari 6%, dimana:

$$\begin{aligned} A_s &= 7853,98\text{mm}^2 \\ A_g &= (700 \times 700) = 490000\text{mm}^2 \\ \rho &= A_s/A_g = 1,603\% \end{aligned}$$

Syarat, $1\% < \rho < 6\%$, maka syarat ini memenuhi.

SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 mensyaratkan spasi bersih minimum antar batang tulangan tidak boleh kurang dari 25mm dan sebesar diameter tulangan *longitudinal* (25mm). Dari konfigurasi penulangan didapat jumlah maksimum tulangan sejajar adalah 11 buah, maka jarak antar tulangan,

$$S = \frac{bk - 2.decking - 2.Øsengkang - n.Ø \text{ tul utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{700 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 25}{5-1} = 117,25 \text{ mm}$$

$$S = 117,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm} > 25 \text{ mm}, \dots \text{OK.}$$

4.4.2.11 Kuat Kolom (Tipe K3A)

SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2 mensyaratkan $\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{ng}$, dimana:

ΣM_{nc} = jumlah M_n dua kolom yang bertemu dijoint

ΣM_{ng} = jumlah M_n dua balok yang bertemu dijoint (termasuk sumbangan pelat lantai sebesar lebar efektif), sehingga:

a. Pemeriksaan arah X (salah satu contoh lihat gambar 4.56)

$$\Sigma M_{nc} = M_n \text{ kolom atas bagian } bottom + M_n \text{ kolom desain bagian } top$$

$$\Sigma M_{nc} = 1298 \text{ kN.m} + 1301 \text{ kN.m} = 2599 \text{ kN.m}$$

Nilai ΣM_{nc} diambil dari hasil hasil program bantu spColumn dengan nilai terendah dari gaya kombinasi yang dipengaruhi gempa.

Nilai ΣM_{ng} hanya ditinjau pada salah satu arah goyangan struktur, untuk pembahasan ini hanya ditinjau struktur bergoyang kekiri.

$$\Sigma M_{ngb} = M_n \text{ balok tumpuan kiri} + M_n \text{ tumpuan kanan, pada saat struktur bergoyang kekiri.}$$

$$\Sigma M_{ngb} = 947,52 \text{ kN.m} + 1048,56 \text{ kN.m} = 1996,15 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{ngp} = \text{sumbangan } M_n \text{ pelat lantai selebar } b.effektif$$

$$= A_s \times f_y \times (d - (a/2))$$

$$= 569,41 \times 400 \times (603,8^* - (84,27^*/2))$$

$$= 127,92 \text{ kN.m}$$

*dari hitungan penulangan balok tumpuan momen negatif.

$$\begin{aligned}\Sigma Mng &= \Sigma Mngb + \Sigma Mngp \\ &= 1996,15\text{kN.m} + 127,92\text{kN.m} \\ &= 2124,08\text{kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2 \Sigma Mng &= 1,2 \times 2124,08\text{kN.m} \\ &= 2548,90\text{kN.m}\end{aligned}$$

Kontrol, $\Sigma Mnc > \Sigma Mng = 2599\text{kN.m} > 2548,90\text{kN.m}$, ...OK.

b. Pemeriksaan arah Y

$$\Sigma Mnc = M_n \text{ kolom atas bagian } bottom + M_n \text{ kolom desain bagian } top$$

$$\begin{aligned}\Sigma Mnc &= 1298\text{kN.m} + 1301\text{kN.m} \\ &= 2599\text{kN.m}\end{aligned}$$

Nilai ΣMnc diambil dari hasil hasil program bantu spColumn dengan nilai terendah dari gaya kombinasi yang dipengaruhi gempa.

Nilai ΣMng hanya ditinjau pada salah satu arah goyangan struktur, untuk pembahasan ini hanya ditinjau struktur bergoyang kekiri, hanya ada satu balok yang menumpu.

$\Sigma Mngb = M_n$ balok tumpuan kiri (tidak ada balok) + M_n tumpuan kanan, pada saat struktur bergoyang kekiri.

$$\begin{aligned}\Sigma Mngb &= 0\text{kN.m} + 1048,56\text{kN.m} \\ &= 1048,56\text{kN.m}\end{aligned}$$

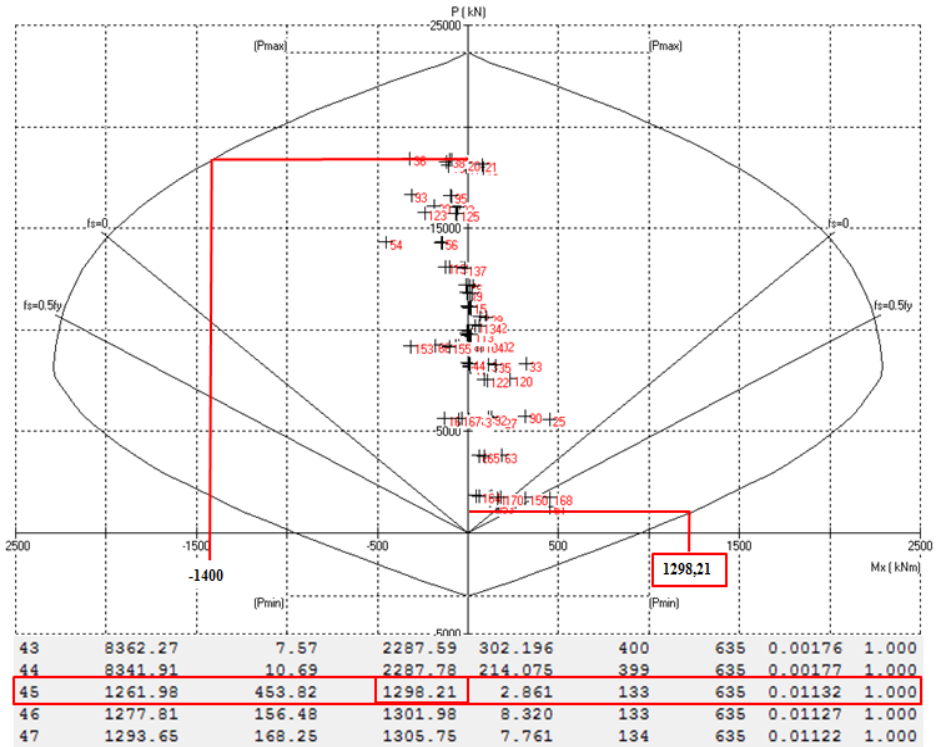
$$\begin{aligned}\Sigma Mngp &= \text{sumbangan } M_n \text{ pelat lantai selebar } b.\text{efektif} \\ &= A_s \times f_y \times (d - (a/2)) \\ &= 569,41 \times 400 \times (603,8 - (84,27/2)) \\ &= 127,92\text{kN.m}\end{aligned}$$

*dari hitungan penulangan balok tumpuan momen negatif.

$$\begin{aligned}\Sigma Mng &= \Sigma Mngb + \Sigma Mngp \\ &= 1048,56\text{kN.m} + 127,92\text{kN.m} \\ &= 1176,49\text{kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2 \Sigma Mng &= 1,2 \times 1176,49\text{kN.m} \\ &= 1411,78\text{kN.m}\end{aligned}$$

Kontrol, $\Sigma Mnc > \Sigma Mng = 2599\text{kN.m} > 1411,78\text{kN.m}$, ...OK.



Gambar 4.56. Diagram Interaksi Mn Kolom Tipe K3A

Dari gambar 4.56, didapat 2 nilai Mn terendah yaitu posisi diatas kurva *balance* dan dibawah kurva *balance* (-1400kNm dan 1298,21kNm), untuk pemeriksaan kuat kolom digunakan nilai Mn mutlak yang terendah pada gambar 4.56 ditandai dalam garis kotak, yaitu 1298,21kNm.

4.4.2.12 Desain Tulangan *Confinement* Kolom K3A (Eksterior)

- a. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 mensyaratkan daerah pemasangan (L_o) yaitu nilai yang terbesar dari:
 - Tinggi elemen kolom (h) dijoint yaitu 700mm.
 - 1/6 tinggi bersih komponen struktur kolom yaitu 500mm.

- 450mm.

Maka nilai L_o dipasang sejauh 700mm dari ujung-ujung kolom.

- b. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 mensyaratkan luas tulangan *confinement* tidak boleh kurang nilai terbesar dari A_{sh1} dan A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

- b_c adalah lebar penampang inti beton yang terkekang (mm).

$$b_c = b - 2(\text{selimut} + 1/2db) = 700 - 2(40 + 1/2(13))$$

$$b_c = 607 \text{ mm}$$

- A_{ch} adalah luas penampang yang diukur sampai tepi luar tulangan trasversal, mm^2

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ tselimut}) \times (h - 2 \text{ tselimut})$$

$$A_{ch} = (700 - 2(40)) \times (700 - 2(40))$$

$$A_{ch} = 384400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3x \left(\frac{100x607x50}{400} \right) \left(\frac{700^2}{384400} - 1 \right) = 625,31 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \left(\frac{S.b.c.f_c'}{f_{yt}} \right) = 0.09x \left(\frac{100x607x50}{400} \right) = 633,37 \text{ mm}^2$$

Dicoba gunakan sengkang 5D13-100

$$A_{S_{\text{pasang}}} = 5 \text{ tul.} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2$$

$$= 663,66 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 633,37 \text{ mm}^2, \dots \text{OK.}$$

- c. SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 mensyaratkan spasi maksimum (S_o) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $1/4$ dimensi komponen struktur minimum yaitu ($1/4 \times 700$) adalah 175mm.
- 6 kali diameter tulangan *longitudinal* terkecil yaitu 6×25 mm adalah 150mm.

dan nilai (S_o) tidak lebih kecil dari 100mm dan tidak lebih besar dari 150mm, maka (S_o) 100mm memenuhi syarat.

4.4.2.13 Desain Tulangan Geser Kolom K3A (Eksterior)

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain V_e yang diatur dalam SNI 3847:2013 pasal 21.6.5.1, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan V_e dihitung dengan ketentuan pasal 21.6.2.2 seperti gambar 4.50.

- a. V_e dari M_{pr} Berdasarkan rentang beban aksial yang mungkin terjadi dengan $\phi=1$ dan $1,25 f_y$ dari momen diagram interaksi kolom.

Nilai M_{pr} didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban P_u terfaktor yang bekerja dengan menggunakan $f_s=1.25f_y$ dan $\phi=1$, maka dari program bantu spColumn didapat:

M_{pr} maksimum kolom desain *top* arah X = 2351kN.m

M_{pr} maksimum kolom desain *top* arah Y = 2351kN.m

M_{pr} maksimum kolom desain *bottom* X = 2332kN.m

M_{pr} maksimum kolom desain *bottom* Y = 2332kN.m

M_{pr} pakai kolom desain *top* = 2351kN.m

M_{pr} pakai kolom desain *bottom* = 2351kN.m

$$V_e = \frac{M_{pr.bottom} + M_{pr.top}}{l_n} = \frac{2351 + 2351}{3000} = 1561 \text{ kN}$$

- b. V_e dari M_{pr} Berdasarkan Penjumlahan untuk masing-masing balok dilantai atas dan lantai bawah dimuka kolom eksterior. Akibat goyangan kiri sama dengan kanan dan nilai M_{pr} balok atas sama dengan balok bawah, ditinjau dengan posisi kritis yaitu dengan ada 2 tumpuan balok, maka:

M_{pr_1} balok atas = 1591,79kN.m

M_{pr_2} balok atas = 1163,61kN.m

M_{pr_1} balok bawah = 1591,79kN.m

M_{pr_2} balok bawah = 1163,61kN.m

Karena kolom lantai diatas dan lantai dibawah mempunyai kekakuan yang sama, maka faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain (DF) adalah 0,5.

$$V_e = \frac{(M_{pr.bottom} \times DF) + (M_{pr.top} \times DF)}{l_n}$$

$$V_e = \frac{((1591,79 + 1163,61) \times 0,5) + ((1591,79 + 1163,61) \times 0,5)}{3000}$$

$$= 918,46 \text{ kN}$$

- c. V_e dari nilai maksimum analisa struktur dengan Etabs 2013 adalah 645,82kN.

Nilai V_e ditentukan, V_e point (a) tidak harus lebih besar dari V_e point (b) dan tidak boleh lebih kecil dari V_e point (c), maka nilai V_e pakai adalah 918,46kN.

Nilai $V_c=0$ untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) dibawah terpenuhi (SNI3 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) :

- a. Gaya geser yang ditimbulkan gempa, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .
 $= V_e$ dari Etabs $>$ (0,5 V_e pakai)
 $= 645,82 \text{ kN} >$ (0,5 x 918,46kN), ...OK.
- b. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u kurang dari $A_g f'_c / 20$.
 $A_g f'_c / 20 = 700^2 \times 50 / 20 = 1225 \text{ kN}$
 $P_u = 21176 \text{ Kn} > 1225 \text{ Kn}$, Maka nilai V_c diperhitungkan.

Perhitungan V_c :

- Beban aksial terfaktor minimum dari Etabs (N_u) = 1261,97kN
- $\lambda = 1$ Untuk beton Normal
- $N_u / A_g = 2,57 \text{ Mpa}$
- d kolom = 634,5mm
- $V_e / \phi = 918,46 \text{ kN} / 0,75 = 1224,62 \text{ kN}$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} . b . w . d$$

$$= 0.17 \left(1 + \frac{1261,97}{14 \times 700^2} \right) . (1) . \sqrt{50} . x 700 . x 634,5$$

$$= 632,12 \text{ kN}$$

$$0,5 V_c = 316,06 \text{ kN}$$

$$V_c + (1/3) b k . d = 316,06 + (1/3) \times 700 \text{ mm} \times 634,5 \text{ mm}$$

$$= 632,27 \text{ kN}$$

Karena $V_e / \emptyset > 0,5V_c$, maka diperlukan tulangan geser, namun kemudian $V_c + (1/3)bw.d > 0,5V_c$ maka cukup digunakan tulangan geser minimum.

Tulangan *confinement* terpasang sebelumnya yaitu 5 kaki diameter 13mm dengan jarak 100mm, maka:

$$\begin{aligned} A_s \text{ minimum} &= (1/3) \times ((b_k \times 100)/f_y) \\ &= (1/3) \times ((700\text{mm} \times 100\text{mm}) / 400\text{Mpa}) \\ &= 58,33\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As confinement,

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2\text{mm} \times 5\text{buah} \\ &= 663,66\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat, $A_s \text{ minimum} < A_s \text{ confinement}$ terpasang, ...OK.

$$\begin{aligned} V_s &= (A_s \times f_y \times d) / S_o \\ &= (663,66\text{mm}^2 \times 400\text{Mpa} \times 634,5\text{mm}) / 100\text{mm} \\ &= 1684,37 \times 10^3\text{N} \\ &= 1684,37\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset(V_s + V_c) &= 0,75 \times (1684,37\text{kN} + 632,12\text{kN}) \\ &= 1737,37\text{kN} \end{aligned}$$

Syarat $\emptyset(V_s + V_c) > V_e$, ...OK.

Berdasarkan perhitungan diatas, maka Ash terpasang menurut pasal 21.6.4.2 disepanjang L_o sudah cukup untuk menahan geser.

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 5 yaitu:

- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 $= 6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Tulangan *confinement* terpasang diatas, dengan V_s ,

$$\begin{aligned} V_s &= (A_s \times f_y \times d) / S_o \\ &= (663,66\text{mm}^2 \times 400\text{Mpa} \times 634,5\text{mm}) / 100\text{mm} \\ &= 1684,37 \times 10^3\text{N} \\ &= 1684,37\text{kN} \end{aligned}$$

Karena $(V_e/\phi) > V_c$, maka nilai V_u untuk daerah diluar L_o adalah $V_e / \phi - V_c = 592,50\text{kN}$, sehingga dengan tulangan *confinement* terpasang 5D13mm – 100mm sudah mampu memikul gaya geser yaitu dengan $\phi V_s = 1263,27\text{kN} > V_u$, maka dengan tulangan *confinement* terpasang sudah mampu menahan geser diluar L_o .

4.4.2.14 Desain Hubungan Balok Kolom SRMPK Kolom K3A (Eksterior)

Pada bagian berikut disampaikan contoh perhitungan desain penulangan pada hubungan balok-kolom SRMPK yang merupakan tempat pertemuan komponen struktur balok dan kolom. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

a. Dimensi Join

SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1 mengatakan luas efektif seperti gambar 4.51, hubungan balok-kolom dinyatakan dalam A_j .

Maka A_j adalah:

- Lebar join efektif (LA_j)
 $= b + h = 700\text{mm} + 700\text{mm} = 1400\text{mm}$
- $LA_j \leq bw + 2X = 450\text{mm} + (2 \times (700\text{mm} - 450\text{mm}) / 2)$
 $= 700\text{mm}$, X adalah jarak sisi luar balok kesisi luar kolom.

Maka dipakai lebar join efektif adalah 700mm, sehingga A_j
 $= \text{lebar join efektif} \times \text{lebar kolom}$
 $= 700\text{mm} \times 700\text{mm} = 490000\text{mm}^2$

SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3 mensyaratkan dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan *longitudinal* balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan *longitudinal* terbesar, yaitu 20x25mm adalah 440mm. Sedangkan dimensi kolom yang sejajar adalah 700mm, maka syarat ini telah terpenuhi.

b. Penulangan Transversal Untuk *Confinement* Pada Join

SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.1 mengharuskan ada tulangan *confinement* didalam joint, dan SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2

mengatakan jumlah tulangan *confinement* yang dibutuhkan setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang dibutuhkan diujung-ujung kolom. Dari penulangan *confinement* sebelumnya diperoleh:

Diameter tulangan (D) = 13mm

Jumlah tulangan (n) = 5 kaki

Jarak tulangan (s) = 100mm

- Luas tulangan (Ash) dibutuhkan diujung-ujung joint:

Ash = $632,37\text{mm}^2$,

$0,5\text{Ash}/s = (0,5 \times 632,37\text{mm}^2) \times 100\text{mm}$

= $3,41\text{mm}^2/\text{mm}$.

- Spasi vertikal diijinkan diperbesar hingga 150mm, maka Ash yang dibutuhkan:

Ash perlu = $150\text{mm} \times 3,41\text{mm}^2/\text{mm}$

= $512,15\text{mm}^2$

Berdasarkan Ash perlu, dicoba pasang tulangan:

Diameter = 13mm

Jumlah = 4 kaki

Ash terpasang = $530,92\text{mm}^2$

Ash terpasang besar dari Ash perlu, maka pada daerah joint dapat didapasang tulangan *confinement* 4D13mm jarak 150mm.

c. Perhitungan Geser di Join dan Cek Kuat Geser

Berdasarkan gambar 4.52, maka didapatkan data desain sebelumnya:

As tulangan balok = $4735,16\text{mm}^2$

A's tulangan balok = $4244,29\text{mm}^2$

As pelat sepanjang b.eff. = $1335,17\text{mm}^2$

Maka dapat dihitung:

- $T_1 = C_1 = 1,25 (A_s + A_{s_{\text{plat}}}) f_y$
 = $1,25 \times (4735,16\text{mm}^2 + 1335,17\text{mm}^2) \times 400\text{Mpa}$
 = $3035,17\text{kN}$

- $T_2 = C_2 = 1,25 (A's) f_y$
 = $1,25 \times (4244,29\text{mm}^2) \times 400\text{Mpa} = 2122,14\text{kN}$

Berdasarkan data desain balok sebelumnya, balok yang memasuki join memiliki *probable moment* M_{pr}^+ dan M_{pr}^- .

$$M_{pr}^+ = 1163,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr}^- = 1591,79 \text{ kN.m}$$

Pada join, kekakuan kolom atas dan kolom bawah adalah sama yaitu dengan DF 0,5 sehingga:

$$\begin{aligned} \mu &= DF \times (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) \\ &= 0,5 \times (1163,61 \text{ kN.m} + 1591,79 \text{ kN.m}) \\ &= 1377,70 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Gaya geser pada kolom desain (V_h):

$$\begin{aligned} V_h &= (\mu_{atas} + \mu_{bawah}) / L_{nk} \\ &= (1377,70 \text{ kN.m} + 1377,70 \text{ kN.m}) / 3 \text{ m} \\ &= 918,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga, V_u adalah:

$$\begin{aligned} V_u &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 3035,17 \text{ kN} + 2122,14 \text{ kN} - 918,46 \text{ kN} \\ &= 4238,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

SNI 2847:2013 mensyaratkan kuat geser nominal yang dikekang keempat sisinya $\phi V_n > V_u$, maka:

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \sqrt{f_c} A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{50 \text{ Mpa}} \times 490000 \text{ mm} \\ &= 5890,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5890,19 \text{ kN} \\ &= 4417,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, $\phi V_n > V_u$ sehingga kuat geser join telah memadai.

4.4.2.15 Desain Sambung Lewatan Kolom K3A (Eksterior)

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.3 sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas (B). Sepanjang

sambungan lewatan, spasi tulangan *transversal* dipasang sesuai spasi tulangan *confinement* diatas yaitu 100mm.

Untuk sambungan kelas (B) panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3l_d$ (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1).

$$db = 25 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \text{ ... (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{ ... (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 1,0 \text{ ... (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ ... (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$\begin{aligned} c_b &= \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} \\ &= 40+13+(0,5 \times 25) \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 12.2.3)}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) SNI 2847:2013 pasal. 12.2.3.

$$(c_b + K_{tr}) / db = (65,5 + 0) / 25 = 2,62 > 2,5 \text{ ...maka diambil} = 2,5$$

$$\begin{aligned} ld &= \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db}\right)} \right) db = \left(\frac{400}{1,1\sqrt{50}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{(2,5)} \right) \times 25 \\ &= 514,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$ld \text{ min} = 300 \text{ mm ... (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.1)}$$

$$\begin{aligned} 1,3 ld &= 1,3 \times 514,25 \text{ mm} \\ &= 669,5 \text{ mm, dipakai } 670 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Untuk konfigurasi pemasangan tulangan trasversal dimuat pada SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 gambar S21.6.4.2, sebagaimana dapat dilihat dalam gambar 4.53,

$$xi \text{ max} = 350 \text{ mm}$$

$$So = 100 + \frac{350 - hx}{3}$$

Hx adalah spasi horizontal kait silang atau kaki sengkang tertutup (*hoop*) pusat kepusat maksimum pada semua muka kolom.

$$Hx = \pm 124 \text{ mm}$$

$$Xi = So = 155 \text{ mm}$$

Xi terbesar adalah $155\text{mm} < 350\text{mm}$, maka konfigurasi penulangan transversal sudah memenuhi.

Kemudian panjang penyaluran pada ujung join (kedalam pour pondasi) sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.1, untuk diameter 10-36mm, panjang penyaluran ldh untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar

- $8db = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- 150 mm dan

$$ldh = \frac{fy \cdot db}{5.4 \sqrt{fc'}}$$

$$ldh = \frac{400 \times 25}{5.4 \sqrt{50}} = 261,89\text{mm}$$

Maka, dipakai $ldh = 300 \text{ mm}$, sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.3, batang tulangan lurus yang berhenti pada suatu joint harus melewati inti terkekang dari suatu kolom atau suatu elemen pembatas.

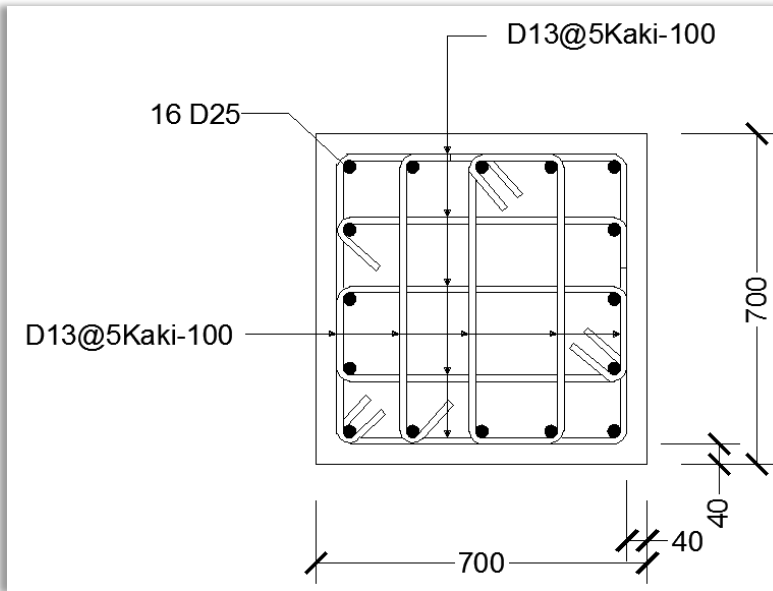
4.4.2.16 Rangkuman Kolom K3A (Eksterior)

Dari perhitungan diatas dapat dirangkum seperti uraian dibawah:

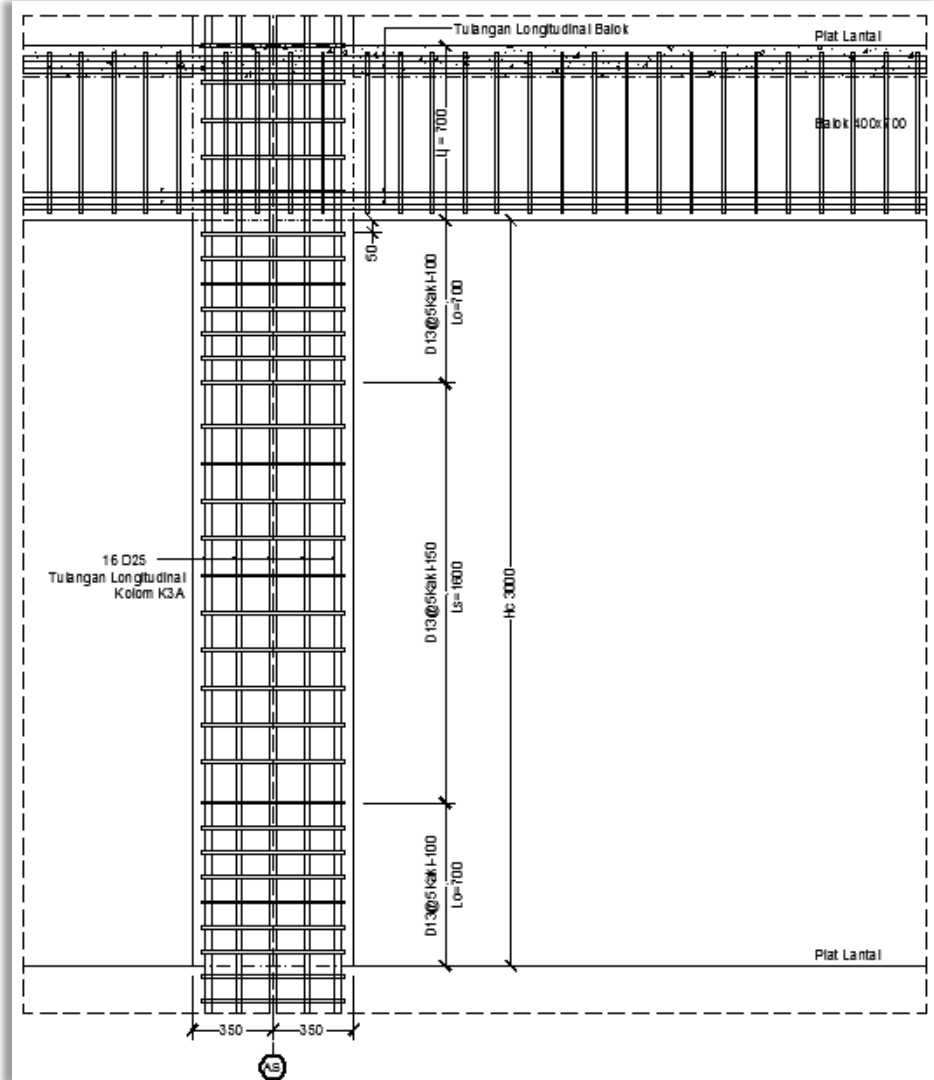
- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu baja tulangan = 400Mpa
- Selimut beton = 40mm
- Beban aksial (Pu) = 21176,58kN
- Dimensi kolom = 700x700mm
- Tinggi kolom = 3700mm
- Tulangan *longitudinal* = 16D25mm
- Tulangan *confinement* Lo = 5D13mm jarak 100mm
- Tul. *confinement* diluar Lo = 5D13mm jarak 150mm
- Panjang Lo dari ujung kolom = 700mm
- Tulangan *transversal* HBK = 4D13mm jarak 150mm
- Panjang join HBK = 700mm
- Panjang sambungan lewatan = 670mm dengan *confi.* Lo

- Sambungan diujung join (ldh)= 300mm

Gambar hasil perhitungan kolom tipe K3A dapat dilihat pada gambar 4.61 & 4.62. Untuk detailnya pada lampiran gambar. Kemudian untuk kolom eksterior tipe lainnya, cara perhitungan desainnya sama dengan kolom tipe K3A dan hasil desainnya dapat dilihat dalam lampiran gambar.



Gambar 4.57. Penampang Kolom Tipe K3A



Gambar 4.58. Badan Kolom Tipe K3A

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

4.5 Desain Dinding Geser Khusus

Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa diserap oleh dinding geser.

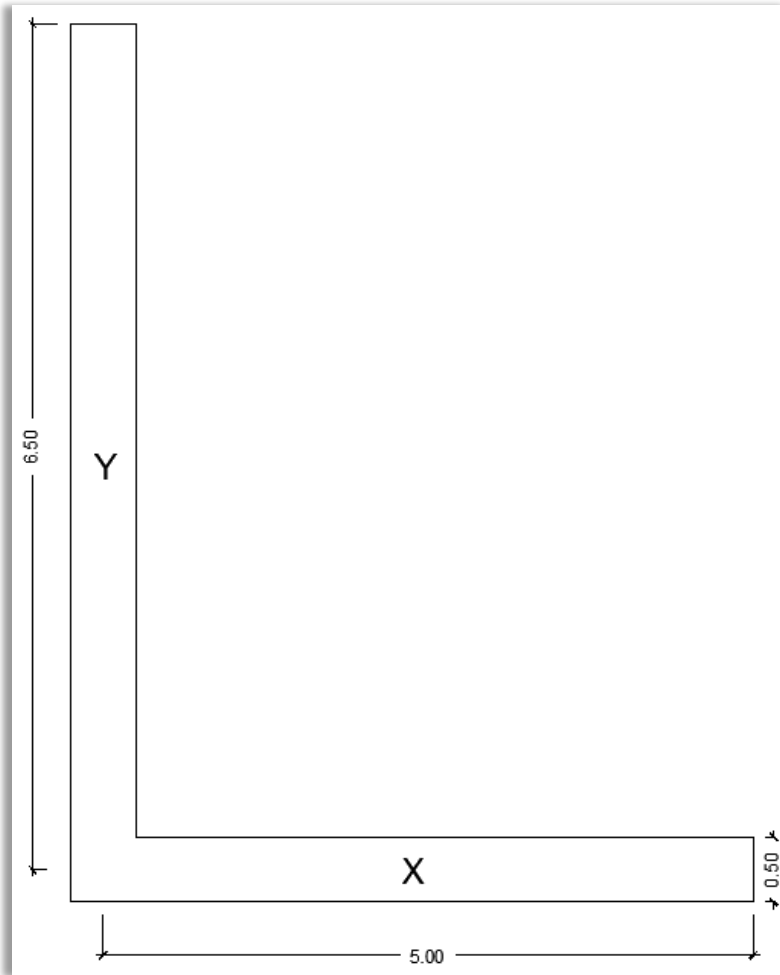
4.5.1 Desain Komponen *Shear Wall*

Shear wall merupakan bagian dari komponen struktur yang fungsi utamanya untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana.

Pada pembahasan ini akan diuraikan hitungan desain *shearwall* tipe LA yang berada di 10 lantai pertama dengan data-data awal sebagai berikut:

- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu baja tulangan = 400Mpa
- Selimut beton = 40mm
- Faktor β_1 = 0,716
- Geometri dinding = berbentuk siku
- Panjang segmen arah X = 5000mm
- Panjang segmen arah Y = 6500mm (segmen ditinjau)
- Tebal dinding = 500mm
- Tinggi dinding = 3700mm per lantai
- Beban aksial terfaktor (P_u) = 125644,91kN
- Momen terfaktor (M_u) = 123091,76kN.m
- Geser terfaktor (V_u) = 5449,36kN

Adapun sketsa denah dinding geser dapat dilihat dalam gambar 4.58.



Gambar 4.59. Dimensi Awal *Shear Wall*

Berikut tahapan perhitungan desain *shear wall*:

- a. Menghitung Kebutuhan Baja Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum.

→ Syarat tulangan minimum $V_u < 0,083 A_{vc} \lambda \sqrt{f_c}$.

A_{cv} adalah luas bruto penampang beton yg dibatasi tebal badan, panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau (arah Y), maka:

$$\begin{aligned} A_{cv} &= (L_y - \text{tebal}) \times \text{tebal} \\ &= (6500\text{mm} - (500\text{mm}/2)) \times 500\text{mm} \\ &= 3125000\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_u < 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$$

$$5449,36 < 0,083 \times 3125000 \times 1 \times \sqrt{50}$$

$5449,36 > 1834,05\text{kN}$, menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1, maka rasio tulangan ρ harus besar dari 0,0025.

→ Periksa apakah baja tulangan masing-masing perlu dipasang dua lapis.

SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2 mengharuskan baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis, apabila gaya geser bidang terfaktor (V_u) melebihi $0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$, maka:

$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c} = 3756,50\text{kN}$$

$$V_u = 5449,36\text{kN}$$

Maka diperlukan tulangan dua lapis.

→ Kebutuhan baja tulangan *longitudinal* dan *transversal*.

SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1 mengharuskan bahwa untuk dinding struktural, rasio tulangan *longitudinal* (ρ_l) dan rasio tulangan transversal (ρ_t) minimum adalah 0,0025, kecuali $V_u < 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$ dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450mm.

Luas penampang (A) *longitudinal* dan *transversal* dinding geser per meter panjang adalah tebal x 1m yaitu $0,5\text{m} \times 1\text{m}$ sama dengan $0,5\text{m}^2$.

Luas minimum kebutuhan tulangan *longitudinal* dan *transversal* permeter panjang adalah:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho_{\text{min}} \times A \\ &= 0,0025 \times 0,5\text{m}^2 \\ &= 1250\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk awal digunakan baja tulangan dengan diameter 19mm sebanyak 2 lapis. Maka Luas tulangan (A_s) adalah:

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times 3,14 \times D^2 \times \text{jumlah lapis} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 19\text{mm} \times 19\text{mm} \times 2 \text{ lapis} \\ &= 567,05\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan perlu permeter panjang adalah:

$$\begin{aligned} N_s \text{ perlu} &= A_{s_{\min}} / A_s \\ &= 1250\text{mm}^2 / 567,05\text{mm}^2 \\ &= 2,20 \text{ buah, digunakan sebanyak 3 buah.} \end{aligned}$$

Spasi tulangan permeter panjang adalah:

$$\begin{aligned} S &= 1000\text{mm} / N_s \text{ perlu} \\ &= 1000\text{mm} / 3 \text{ buah} \\ &= 333,33\text{mm, digunakan spasi 300mm.} \end{aligned}$$

Syarat spasi yaitu $S < 450\text{mm}$, ...OK.

Maka digunakan baja tulangan awal untuk tulangan *longitudinal* 2 lapis D19mm jarak 300mm dan untuk tulangan *transversal* 2 lapis diameter 19mm jarak 300mm.

b. Menghitung Baja Tulangan Yang Diperlukan Untuk Menahan Geser.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser nominal dinding struktural dapat dihitung dengan persamaan berikut:

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

$$A_{cv} = 3125000\text{mm}^2$$

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

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

α_c dapat juga variatif secara linear antara 0,25 dan 0,17 untuk nilai h_w/l_w antara 1,5 dan 2,0.

$$\alpha_c = h_w/l_w$$

$$= 3700\text{mm} / 6500\text{mm}$$

$$= 0,56, \text{ maka dipakai } 0,25$$

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

$$\rho_t = A_s / (S \times \text{tebal dinding})$$

$$= 567,05\text{mm}^2 / (300\text{mm} \times 500\text{mm})$$

$$= 0,00378, \rho_t > \rho_{\min}, \dots\text{OK.}$$

Menurut pasal 11.9.9.4, rasio tulangan longitudinal yaitu:

$$\begin{aligned}\rho_l &= (0,0025 + (0,5 \times (2,5 - (hw/lw)))) \times (\rho_t - 0,0025) \\ &= (0,0025 + (0,5 \times (2,5 - (0,56))) \times (0,00378 - 0,0025) \\ &= 0,00374, \rho_l > \rho_{\min}, \dots \text{OK.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_n &= 3125000\text{mm}^2 (0,25 \times 1 \times \sqrt{50\text{Mpa}} + 0,00378 \times 400\text{Mpa}) \\ &= 10249,75\text{kN}\end{aligned}$$

Kuat Geser Perlu:

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &= 0.75 V_n \\ &= 0,75 \times 10249,75\text{kN} \\ &= 7687,31\text{kN}\end{aligned}$$

$$V_u = 5449,36\text{kN}$$

$$V_u < \emptyset V_n, \dots \text{OK.}$$

SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, membatasi kuat geser nominal maksimum dinding geser:

$$V_n \text{ Maks } (0.83 A_{cw} \sqrt{f_c}) \geq \emptyset V_n,$$

$$V_n \text{ Maks } (0.66 A_{cv} \sqrt{f_c}) \geq \emptyset V_n,$$

A_{cw} adalah luas penampang beton dr segmen dinding vertikal yg ditinjau, sedangkan A_{cv} adalah luas kombinasi bruto dari semua segmen dinding vertikal,

$$\begin{aligned}A_{cw} &= l_w \times h_w \\ &= 6500\text{mm} \times 500\text{mm} \\ &= 3250000\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{cv} &= ((L_{wx} + L_{wy}) - \text{tebal}) \times \text{tebal} \\ &= ((5000\text{mm} + 6500\text{mm}) - 500\text{mm}) \times 500\text{mm} \\ &= 5500000\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{n\text{Maks}} (0.83 A_{cw} \sqrt{f_c}) &= 0,83 \times 3250000\text{mm}^2 \times \sqrt{50\text{Mpa}} \\ &= 19074,20\text{kN}\end{aligned}$$

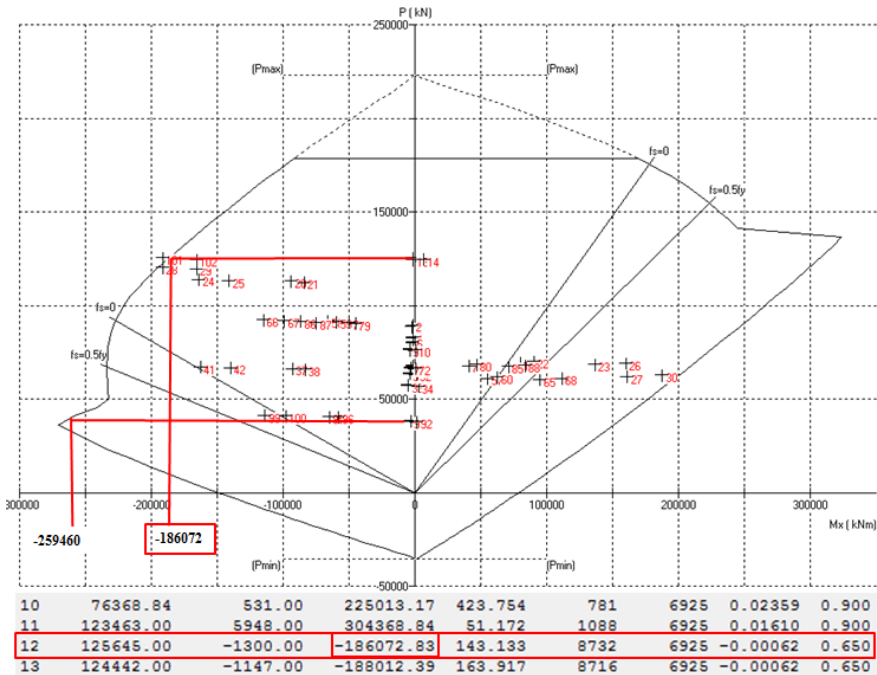
$$\begin{aligned}V_{n\text{Maks}} (0.66 A_{cv} \sqrt{f_c}) &= 0,66 \times 5500000\text{mm}^2 \times \sqrt{50\text{Mpa}} \\ &= 25667,97\text{kN}\end{aligned}$$

$$V_{n\text{Maks}} > \emptyset V_n, \dots \text{OK.}$$

Makan tulangan *transversal* 2D19mm jarak 300mm dapat digunakan, sedangkan untuk tulangan *longitudinal* harus memenuhi point (c) berikut.

- c. Desain Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur.
Dengan hanya mengandalkan tulangan vertikal terpasang pada badan penampang untuk memikul gaya kombinasi yang

dihasilkan dalam analisis struktur dengan Etabs, maka selanjutnya dilakukan proses *trial error* dengan analisis diagram interaksi menggunakan program bantu spColumn. Dari hasil *trial error* ditunjukkan dalam gambar 4.60, didapat tulangan *longitudinal baru* dan penambahan dimensi penampang diujung-ujung sisi panjang *shear wall*, yang mampu memikul gaya aksial dan lentur terfaktor pada masing-masing arah gaya yang bekerja.



Gambar 4.60. Diagram Interaksi *Shear Wall* Tipe LA

Dari gambar 4.60, didapat 2 nilai momen normal terendah yaitu posisi diatas kurva *balance* dan dibawah kurva *balance* (-186072kNm dan -259460kNm), untuk pemeriksaan kuat dinding digunakan nilai momen normal mutlak yang terendah pada gambar 4.60 ditandai dalam garis kotak, yaitu -186072kNm.

Selanjutnya perlu diperiksa kuat tekan dan kuat momen penampang:

$$P_u \text{ (analisis Etabs)} = 125644,91\text{kN}$$

$$M_u \text{ (analisis Etabs)} = 123091,766\text{kN.m}$$

$$\emptyset P_n \text{ Analisis spCol} = 125645\text{kN}$$

$$\emptyset M_n \text{ Analisis spCol} = 186072,83\text{kN}$$

$$\emptyset P_n > P_u, \dots \text{OK.}$$

$$\emptyset M_n > M_u, \dots \text{OK.}$$

Sehingga tulangan yang digunakan untuk tulangan *longitudinal* baru yang mampu menahan gaya aksial dan lentur adalah:

$$\text{Diameter} = 32\text{mm}$$

$$\text{Spasi (s)} = 300\text{mm} > 450\text{mm}, \dots \text{OK.}$$

$$\text{Jumlah lapis} = 2 \text{ lapis}$$

$$A_s = 1608,49\text{mm}^2$$

$$\rho_1 = A_s / (s \times \text{tebal})$$

$$= 1608,49\text{mm}^2 / (300\text{mm} \times 500\text{mm})$$

$$= 0,010 > 0,0025 > \rho_1, \dots \text{OK.}$$

Dibagian ujung-ujung dinding terdapat penambahan dimensi yaitu tebal dinding sepanjang 1 meter dari serat luar menjadi 1000mm dengan tulangan:

$$\text{Diameter} = 32\text{mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 20 \text{ buah}$$

$$A_g = 1000\text{mm} \times 1000\text{mm} = 1000000\text{mm}^2$$

$$A_s = 1608,49\text{mm}^2$$

$$\rho_1 = A_s / A_g$$

$$= 1608,49\text{mm}^2 / 1000000\text{mm}^2$$

$$= 0,016 > 0,0025 > \rho_1, \dots \text{OK.}$$

Jumlah maksimum tulangan 1 baris adalah 6 buah, sehingga spasi tulangan adalah $(1000\text{mm}/(6-1)) = 200\text{mm} > 450\text{mm}$, maka syarat spasi maksimum telah memenuhi.

- d. Menghitung Apakah *Special Boundary Element* (Komponen Batas Khusus) Diperlukan.

- Berdasarkan pendekatan tegangan, *special boundary element* (KBK) diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi $0,2f_c$. Jadi *special boundary element* diperlukan

$$\text{jika: } \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I} x \frac{L_w}{2} > 0,2f'_c$$

$$P_u = 125644,91 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = 1,23 \times 10^{11} \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} I_{g_1} &= I_g \text{ segmen 1 arah Y} \\ &= (1/12) \times \text{tebal} \times \text{panjang}^3 \\ &= (1/12) \times 500 \text{ mm} \times 6500^3 \text{ mm} \\ &= 1,14 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{g_2} &= I_g \text{ segmen 2 arah Y} \\ &= (1/12) \times \text{tebal}^3 \times \text{panjang} \\ &= (1/12) \times 500^3 \text{ mm} \times 5000 \text{ mm} \\ &= 5,208 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{g_Y} &= I_{g_1} + I_{g_2} \\ &= 1,1442 \times 10^{13} \text{ mm}^4 + 5,208 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ &= 1,494 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_w/2 &= (6500 \text{ mm} - (500 \text{ mm}/2)) / 2 \\ &= 3125 \text{ mm} \end{aligned}$$

A_g disini adalah luas kombinasi bruto dari semua segmen dinding vertikal yaitu 5500000 mm^2 .

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I} x \frac{L_w}{2} > 0,2f'_c$$

$$\frac{125644,91 \times 10^3 \text{ N}}{5500000 \text{ mm}^2} + \frac{1,23 \times 10^{11} \text{ N.mm}}{1,494 \times 10^{13} \text{ mm}^4} \times 3125 \text{ mm} > 10 \text{ Mpa}$$

$56,30 \text{ Mpa} > 10 \text{ Mpa}$, Maka diperlukan komponen batas khusus.

- Berdasarkan pendekatan perpindahan, *special boundary element* diperlukan jika jarak sumbu netral (c) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari nilai berikut ini:

$$C > \frac{Lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)}$$

dimana $\left(\frac{\delta u}{hw}\right) \geq 0,007$

Pada persamaan diatas δ_u adalah perpindahan maksimum dinding geser (dipuncak gedung) dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau dan (c) adalah panjang garis netral untuk gaya aksial tekan terfaktor dan kapasitas momen nominal penampang yang konsisten dengan δ_u . Nilai δ_u didapat dari analisis oleh program bantu Etabs 2013 yaitu 3244,55mm (arah X) dan 3304,95mm (arah Y) sedangkan nilai (c) didapat dari analisis program bantu spColumn yaitu dengan harga minimal sebesar 1106mm, sehingga persamaan diatas menjadi:

$$1106 > \frac{6500\text{mm}}{600\left(\frac{3244,55\text{mm}}{3700\text{mm}}\right)}, \text{ untuk arah X}$$

$$1106 > \frac{5000\text{mm}}{600\left(\frac{3304,95\text{mm}}{3700\text{mm}}\right)}, \text{ untuk arah Y}$$

$$\text{Arah X} = 1106\text{mm} < 475,17\text{mm}$$

$$\text{Arah Y} = 1106\text{mm} < 606,41\text{mm}$$

Maka berdasarkan kriteria ini tidak dibutuhkan komponen batas, namun menurut kriteria sebelumnya dibutuhkan komponen batas. Maka digunakan komponen batas sebesar (c) yaitu 1106mm dari serat tekan terluar dinding geser.

Namun, menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas khusus setidaknya harus dibuat sepanjang tidak kurang dari:

- $c - 0,1Lw$

$$\text{Arah X} = 1106\text{mm} - (0,1 \times 5000\text{mm}) = 606\text{mm}$$

$$\text{Arah Y} = 1106\text{mm} - (0,1 \times 6500\text{mm}) = 456\text{mm}$$

- $c/2$, yaitu $1106\text{mm}/2 = 553\text{mm}$

Gunakan nilai terbesar, sehingga panjang *special boundary element* diperlukan sepanjang 606mm untuk arah X dan 553mm untuk arah Y.

Karena sebelumnya penampang diujung-ujung dan dipertemuan segmen telah diperbesar hingga panjang 1000mm, maka komponen batas khusus ditetapkan sepanjang 1000mm, sehingga berbentuk persegi dengan area 1000mm x 1000mm.

- e. Menghitung Tulangan *Longitudinal* dan *Transversal* yang di Perlukan di Daerah *Special Boundary Element*.

Sesuai *trial error* sebelumnya menggunakan program spColumn, dipasang tulangan 20D32mm dengan $\rho_1 = 0,016$.

Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan *longitudinal* (ρ_1) minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Jadi tulangan *longitudinal* terpasang sudah memenuhi syarat minimum.

- Tulangan *confinement* pada *special boundary element* (KBK).

Gunakan *hoop* berbentuk persegi dengan diameter tulangan D16mm. Karakteristik inti penampang (bc):

$$\begin{aligned} bc &= \text{panjang KBK pakai} - (2 \times \text{selimut beton}) - ((2 \\ &\times \text{diameter } hoop) / 2)) \\ &= 1000\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - ((2 \times 16\text{mm}) / 2) \\ &= 904\text{mm} \end{aligned}$$

bc sama dengan dimensi inti yang diukur dari sumbu ke sumbu *hoop*.

Panjang KBK perlu dengan nilai maksimum pada perhitungan sebelumnya adalah 606mm, maka nilai (bc) > (c_{perlu}), sehingga telah memenuhi.

Spasi (S_x) maksimum *hoop* ditentukan yang terkecil oleh antara:

$$1/4 \text{ panjang sisi terpendek} = 1/4 \times 1000\text{mm} = 250\text{mm}$$

$$6 \text{ diameter tulangan } long. = 6 \times 32\text{mm} = 192\text{mm}$$

Namun S_x tidak perlu kecil dari 100mm dan S_x tidak boleh lebih dari $100 + ((350-hx)/3)$.

Jumlah kaki *confinement* awal diasumsikan sebanyak 6 kaki, sehingga nilai hx adalah:

$Hx = (1000\text{mm} - (2 \times 40\text{mm})) / (6-1) = 184\text{mm}$,
maka: $((350-hx)/3)$ adalah $155,33\text{mm}$.

Digunakan spasi pakai 120mm dengan diameter 16mm ,
maka luasan tulangan (A_s) adalah:

$$\begin{aligned} A_{s_c} &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \text{mm} \\ &= 201,06\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Confinement yang dibutuhkan menurut SNI 2847:2013
pasal 23.6.4.4 adalah tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} Ash_1 &= (0,09 \times S_x \times bc \times f'_c) / f_y \\ &= (0,09 \times 120\text{mm} \times 904\text{mm} \times 50\text{Mpa}) / 400\text{Mpa} \\ &= 1220,4\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash_2 &= 0,3x \left(\frac{S_x \cdot hc \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ &= 0,3x \left(\frac{120 \cdot (1000 - (2x(40 + (\frac{16}{2})))) \cdot 50}{400} \right) \cdot \left[\left(\frac{(1000 \times 1000)}{(1000-40) \times (1000-40)} \right) - 1 \right] \\ &= 346,06\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai Ash_1 dengan luas perlu $1220,4\text{mm}^2$, sehingga:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki perlu} &= Ash / A_{s_c} \\ &= 1220,4\text{mm}^2 / 201,06\text{mm}^2 \\ &= 6, \text{ maka asumsi awal digunakan} \end{aligned}$$

tulangan *confinement* dengan 6 kaki diameter 16mm jarak 120mm .

- Panjang penyaluran tulangan *transversal* kebadan dinding komponen batas khusus.

Dari perhitungan sebelumnya didapat diameter (Db)
tulangan *transversal* adalah 19mm , maka panjang
penyaluran ldh menurut pasal 21.7.5.1 diambil nilai
terbesar dari:

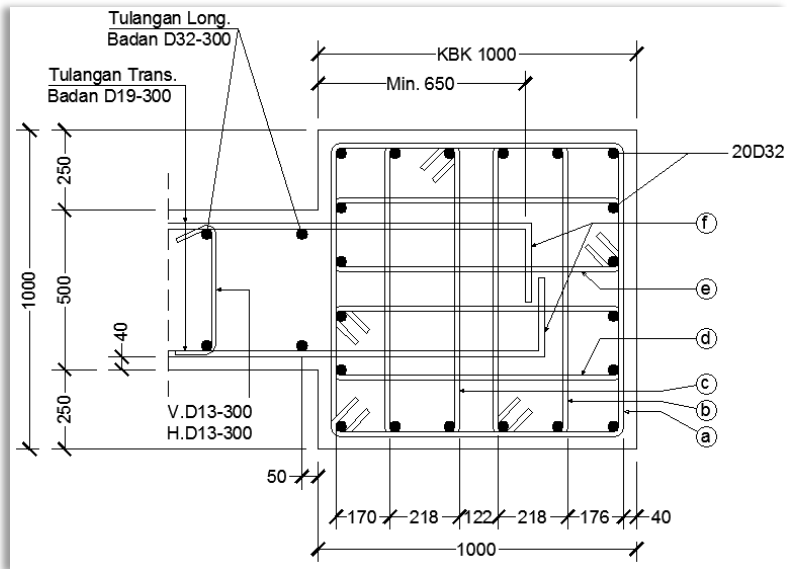
$$\begin{aligned} 8 \text{ diameter tulangan } transversal &= 8 \times 19\text{mm} = 152\text{mm} \\ \text{Panjang minimum} &= 150\text{mm} \\ (f_y \times Db) / (5,4 \times \sqrt{f'_c}) &= (400 \times 19) / (5,4 \times \sqrt{50}) \\ &= 200\text{mm} \end{aligned}$$

Maka dipakai panjang penyaluran minimum adalah
 200mm , panjang penyaluran tulangan tarik $ld = 3,25 ldh =$

650mm, kemudian diujungnya tulangan dibengkokkan dengan kait 90° yang harus ditempatkan dalam inti terkekang dari suatu komponen batas, panjang kait yaitu $12D_b$, maka panjang kait dipakai 230mm.

f. Rangkuman Perhitungan Desain *Shear Wall*

Dari perhitungan diatas dapat dirangkum sesuai sketsa gambar 4.65 dibawah ini, dengan simbol (a,b,c,d,e) adalah tulangan *confinement* KBK dan (f) adalah tulangan *transversal* yang ditanam minimum sepanjang perhitungan panjang penyaluran minimum.



Gambar 4.61. Sketsa Desain *Shear Wall* Tipe LA

Adapun dimensi hasil desain *shear wall* tipe LA yaitu:

- Tebal dinding = 500mm
- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu baj tulangan = 400Mpa
- Tulangan dinding = D32mm-300mm (*longitudinal*)

- Tul. *longitudinal* KBK = 20D32mm
- Tul. *confinement* KBK= 6 kaki D16mm jarak 120mm
- Dimensi KBK = 1000mm x 1000mm
- *ld* = 650mm

4.5.2 Desain Komponen *Core Wall*

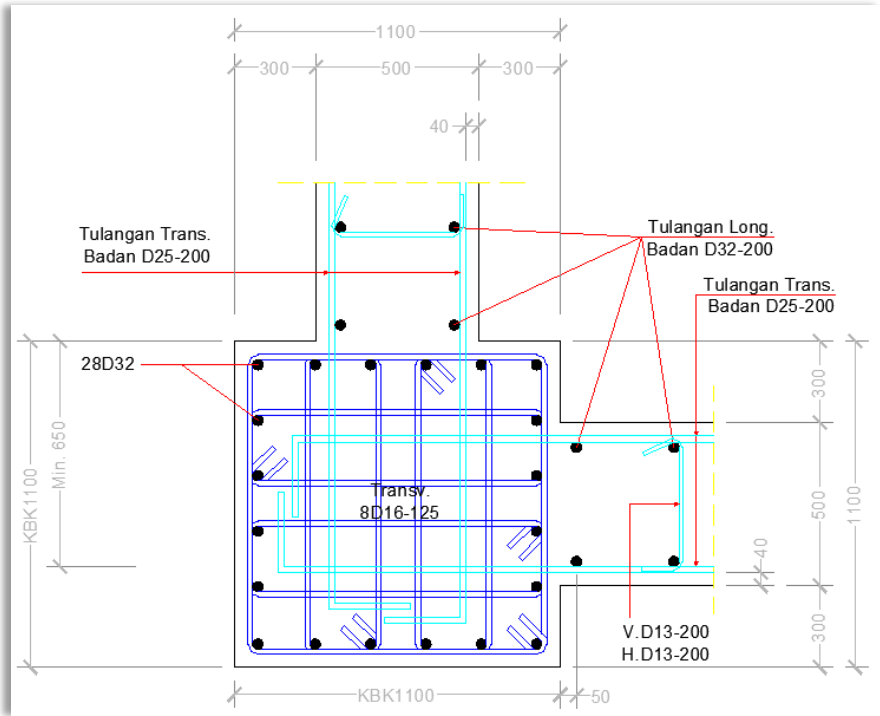
Dalam pembahasan ini selain *shear wall*, *core wall* juga akan memikul momen guling yang terjadi akibat gempa. *Core wall* terdiri dari sepasang dinding geser (*couple wall*) yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai (*couple beam*).

4.5.2.1 Desain *Couple Wall*

Couple wall prosedur desainnya sama dengan *shear wall* diatas. Hasil rangkuman dalam pembahasan ini diperlihatkan *couple wall* tipe (CA) yaitu 10 lantai pertama, dimana terdapat dua komponen batas khusus (KBK) yaitu KBK bagian sudut dan KBK bagian sisi bukaan dinding. Adapun rangkuman hasil desainnya diperlihatkan dalam gambar 4.62.

Dimensi hasil desain *couple wall* tipe LA yaitu:

- Tebal dinding = 500mm
- Mutu beton = 50Mpa
- Mutu baj tulangan = 400Mpa
- Tulangan dinding = D32mm-200mm (*longitudinal*)
= D25mm-200mm (*transversal*)
- Tul. *longitudinal* KBK₁ = 28D32mm (KBK sudut)
- Tul. *longitudinal* KBK₂ = 12D32mm (KBK sisi bukaan)
- Tul. *confinement* KBK= 8 kaki D16mm jarak 125mm
- Dimensi KBK₁ = 1100mm x 1100mm (sudut)
- Dimensi KBK₂ = 500mm x 600mm
- *ld* = 650mm



Gambar 4.62. Sketsa Desain *Couple Wall* Tipe CA

4.5.2.2 Desain *Couple Beam*

Couple beam mempunyai peran penting dalam mendistribusikan geser dari satu dinding yang terhubung, dan memungkinkan terjadinya deformasi yang cukup besar akibat geser yang bekerja pada sistem dinding. Adapun perhitungan *couple beam* harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

- a. Persyaratan Geometris
 SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.1 dan pasal 21.9.7.2 memberikan beberapa ketentuan terkait dimensi dan gaya dalam yang bekerja, yaitu:
 - *Couple beam* ini termasuk kategori $ln/h \leq 2$, dimana:

$$\begin{aligned}
 l_n &= 2000\text{mm (lebar bukaan)} \\
 h &= 3700\text{mm-tinggi bukaan} \\
 &= 3700\text{mm}-2000\text{mm} \\
 &= 1700\text{mm} \\
 l_n/h &= 1,17 \dots l_n/h \leq 2.
 \end{aligned}$$

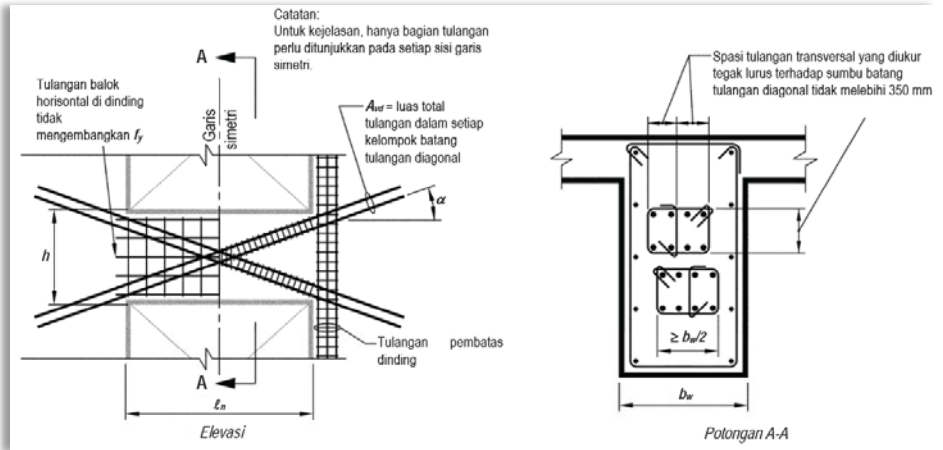
- Kemudian dengan V_u melebihi $0,33 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$, dimana:

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 1 \\
 A_{cv} &= h \times \text{tebal badan} \\
 &= 1700\text{mm} \times 500\text{mm} = 850000\text{mm}^2 \\
 \sqrt{f_c} &= 7,07\text{Mpa} \\
 A_{cv} &= 1983,43\text{kN} \\
 V_u &= 3802,6\text{kN} \\
 0,33 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c} &= 1983,43\text{kN}
 \end{aligned}$$

Jika kedua poin diatas terjadi, maka:

- *couple beam* harus ditulangi dengan sekelompok tulangan yang disusun secara diagonal dalam dua arah yang berlawanan secara simetris.

- Setiap kelompok tulangan diagonal harus memiliki sekurang-kurangnya empat tulangan yang disusun dalam suatu inti. Dimana sisi inti tersebut berukuran minimal ($b_w/2$) dalam arah tegak lurus bidang balok, kemudian ($b_w/5$) dalam arah bidang *couple beam* dan tegak lurus arah diagonalnya. Sisi tersebut diukur dari tepi-tepi terluar tulangan transversal kelompok tulangan diagonal sebagaimana dalam gambar S21.9.7 SNI 2847:20134, yang ditunjukkan pada gambar 4.63.



Gambar 4.63. Gambar S21.9.7 SNI 2847:2013

b. Persyaratan Geser dan Lentur

Gaya-gaya dalam yang harus dipikul oleh *couple beam* adalah:

$$M_u = 1823488,5 \text{ kN.m}, V_u = 3802,6 \text{ kN}$$

Diasumsikan setiap kelompok *couple beam* memiliki tulangan *longitudinal* dengan diameter 32mm sejumlah 12 buah. Maka akan menghasilkan gaya nominal yaitu:

$$M_n = (\phi A_{vd} f_y \cos \alpha) \times (h - 2d')$$

A_{vd} = luas total tulangan dalam setiap kelompok batang tulangan diagonal, yaitu $(0,25 \times \pi \times 322 \text{ mm} \times 12 = 9650,97 \text{ mm}^2)$.

α = sudut kelompok terhadap sumbu horizontal adalah $36,87^\circ$.

h = tinggi panel adalah 1700mm

d' = jarak bidang tarik terhadap titik berat tulangan tarik pada panel yaitu selimut beton ditambah sebagian tinggi tulangan tarik $(40 \text{ mm} + (32 \text{ mm}/2))$ adalah 56mm.

$$M_n = (\phi A_{vd} f_y \cos \alpha) \times (h - 2d')$$

$$\begin{aligned} M_n &= (0,9 \times 9650,97\text{mm}^2 \times 400\text{Mpa} \cos 36,87^\circ) \times \\ &\quad (1700\text{mm} - 2 \times 56\text{mm}) \\ &= 4413808,51\text{kN.m} > M_u, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Dari masing-masing kelompok tulangan diagonal diatas (12D32mm) harus memiliki tulangan transversal yang mana tahanan geser nominalnya, ($V_n = 2A_{vd} f_y \sin \alpha$), harus besar dari V_u dan V_n harus lebih besar dari $0,83A_{cw} \sqrt{f_c}$, dimana:

A_{cw} = luas penampang beton dari segmen dinding vertikal individu yang ditinjau ($1700\text{mm} \times 500\text{mm} = 850000\text{mm}^2$), sehingga:

$$\begin{aligned} 0,83A_{cw} \sqrt{f_c} &= 0,83 \times 850000\text{mm}^2 \times \sqrt{50\text{Mpa}} \\ &= 4988,63\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 2\phi A_{vd} f_y \sin \alpha \\ &= 2 \times 0,9 \times 9650,97\text{mm}^2 \times 400\text{Mpa} \times \sin 36,87^\circ \\ &= 4169,23\text{kN}, V_n > V_u > 0,83A_{cw} \sqrt{f_c}, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Tulangan *longitudinal* tersebut harus ditanam kedalam dinding tidak kurang dari 1,25 kali panjang penyaluran untuk f_y dalam kondisi tarik. Dari perhitungan sebelumnya didapat diameter (D_b) tulangan adalah 32mm, maka panjang penyaluran l_{dh} menurut pasal 21.7.5.1 diambil nilai terbesar dari:

$$\begin{aligned} 8 \text{ diameter tulangan } transversal &= 8 \times 32\text{mm} = 256\text{mm} \\ \text{Panjang minimum} &= 150\text{mm} \\ (f_y \times D_b) / (5,4 \times \sqrt{f_c}) &= (400 \times 32) / (5,4 \times \sqrt{50}) \\ &= 335,22\text{mm} \end{aligned}$$

Maka dipakai panjang penyaluran minimum adalah 335,22mm, panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 3,25 l_{dh} = 1100\text{mm}$.

Adapun persyaratan lain yang harus dipenuhi yaitu:

- Tulangan transversal harus memenuhi ketentuan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.44.

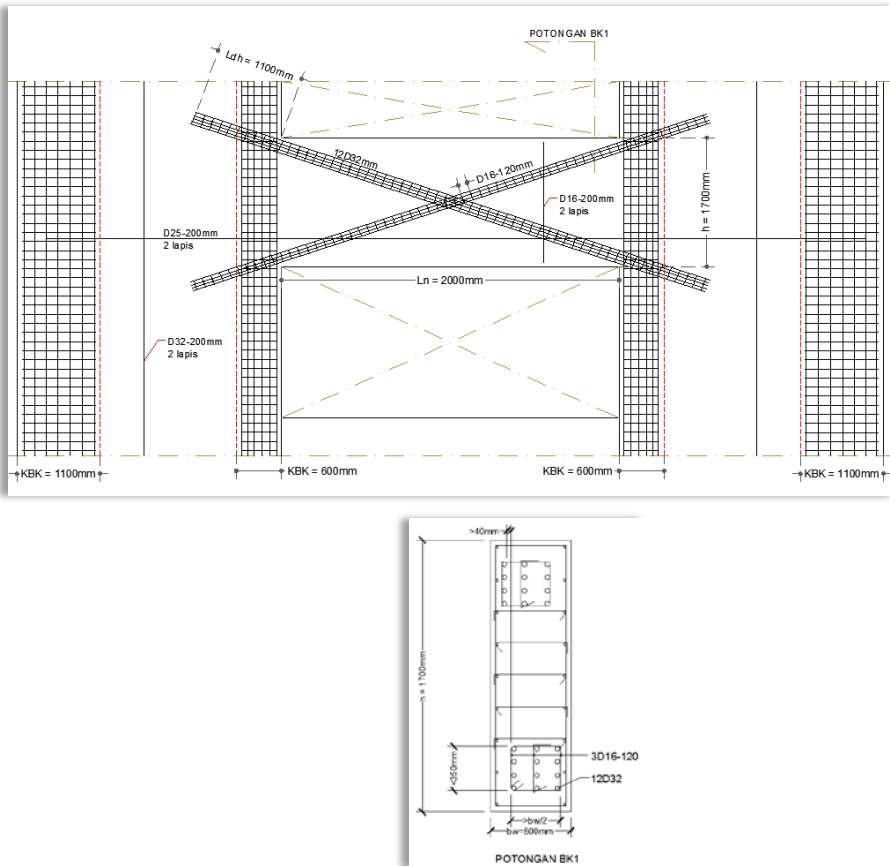
$$Ash_1 = (0,09 \times S_x \times b_c \times f'_c) / f_y$$

$$Ash_2 = 0,3x \left(\frac{S_x \cdot hc \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

maka didapat tulangan transversal 3D16mm jarak 120mm.

- Spasi tulangan transversal tidak melebihi 6 kali tulangan diagonal terbesar ($6 \times 32\text{mm} = 192\text{mm} > 120\text{mm}$, ...OK).
- Tulangan transversal dipasang menerus sepanjang balok diagonal.
- Spasi tulangan tidak melebihi 150mm, ($150\text{mm} > 120\text{mm}$, ...OK).

Adapun sketsa hasil dari perhitungan balok kopel dapat dilihat dalam gambar 4.64.



Gambar 4.64. Desain *Couple Beam*

4.6 Desain Struktur Bawah

Struktur bawah terdiri dari pondasi dan pour. Sloof dimensinya disamakan dengan balok tipe B1 yaitu ukuran 45cm x 70cm, karena sloof pada prinsipnya berfungsi sebagai pengaku struktur pour atau kolom, agar jika terjadi bangunan akan turun secara bersamaan.

4.6.1 Desain Pondasi dan Pour Kolom

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian dasar atau konstruksi yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya untuk di teruskan secara merata ke lapisan tanah.

Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi dangkal (*shallow foundations*) dan Pondasi dalam (*deep foundations*). Yang termasuk dalam pondasi dangkal ialah seperti pondasi tapak. Sedangkan yang termasuk dalam pondasi dalam ialah seperti pondasi tiang bor (*bored pile*), pondasi tiang pancang. Pada pembahasan ini akan digunakan pondasi dalam yaitu *bored pile*. Pour berfungsi mendistribusikan beban ke pondasi.

4.6.1.1 Desain Pondasi Kolom

Ada empat tipe pondasi kolom dalam pembahasan ini, yaitu pondasi kolom tipe 1 (PK1), kolom tipe 2 (PK2), kolom tipe 3 (PK3), kolom tipe 4 (PK4) sebagaimana gaya gaya yang bekerja dapat dilihat dalam tabel 4.30 dibawah. Namun dalam uraian perhitungan ini akan ditampilkan pondasi tipe kolom 1 (PK1).

Tabel 4.30. Gaya Yang Bekerja Pada Perhitungan Pondasi

Pondasi Kolom Tipe	Joint	Kombinasi Beban	P kN	FX kN	FY kN	MX kN-m	MY kN-m
PK1	26	D + L	26690.9971	-125.645	-11.4281	-13.4986	-461.8179
	26	D + L + EQX + W	48270.1902	2921.0884	489.9732	2051.2357	10805.5682
	26	D + L + EQY + W	31044.0692	159.3252	2759.6715	11340.692	509.507
PK2	35	D + L	19191.2076	-67.7528	4.2359	-17.3249	-241.4817
	35	D + L + EQX + W	32171.207	1909.3863	306.5441	1051.601	6141.2219
	35	D + L + EQY + W	28927.2789	356.7073	1728.0418	5945.8666	1042.2102
PK3	28	D + L	12547.199	-57.9985	27.2799	-43.2207	-131.3614
	28	D + L + EQX + W	34086.5462	708.3734	350.9175	876.1959	2325.0624
	28	D + L + EQY + W	15443.6256	36.5841	945.0944	3007.0431	100.6195
PK4	59	D + L	11734.2565	-12.5819	-4.9124	0.5634	-85.1135
	59	D + L + EQX + W	17459.4264	667.5889	157.5528	487.2073	2515.945
	59	D + L + EQY + W	38483.4446	204.0462	788.4549	2565.4241	660.3785

Adapun data umum untuk desain pondasi *bored pile* adalah mutu beton 50Mpa, baja tulangan 400Mpa selimut beton 75mm dan faktor β_1 adalah 0,716.

a. Perhitungan dimensi *bored pile*.

$$Q_w = 48270 \text{ KN}$$

$$f_c' = 50 \text{ Mpa} = 50000 \text{ kN/m}^2$$

Untuk pondasi tipe (PK1), diasumsikan jumlah (n) tiang pondasi dalam 1 kelompok pour adalah sejumlah 9 buah, maka Q_w untuk satu tiang adalah:

$$Q_w/n = 48270 \text{ kN} / 9 = 5363,35 \text{ kN}.$$

Diameter tiang :

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{Q_w}{f_c'}}$$

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{5363,35 \text{ KN}}{50000 \text{ kN/m}^2}} = 0,73 \text{ m, dipakai 1 meter.}$$

Maka digunakan dalam 1 kelompok dengan 9 buah pondasi *bored pile* diameter 100cm.

b. Perhitungan daya dukung *bored pile*

Daya dukung pada pondasi tiang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan: $Q_u = Q_p + Q_s$.

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang tersebut. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang tunggal yang berdiri sendiri.
- Daya dukung tiang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 15,5 m.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \cdot A_p \\
 &= (N_p \cdot K) \cdot A_p \\
 &= (43 \times 40) \cdot 0,7853 \\
 &= 1350,88 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$N_p = (14+55+60) / 3 = 43$$

K = Koefisien karakteristik tanah
 = 12 t/m², untuk tanah lempung
 = 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung
 = 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir
 = 40 t/m², untuk tanah pasir
 = 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang
 = $\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 = 0,7853 \text{ m}^2$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned}
 Q_s &= q_s \cdot A_s \\
 &= ((N_s/3)+1) \times A_s \\
 &= ((8,5 / 3) + 1) \times 47,12 \text{ m} \\
 &= 180,64 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$ = Mulai dari kedalaman 2 m:

$$N_s = (3+14)/2 = 8,5$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam
 = $\pi \cdot 1 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 47,12 \text{ m}^2$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1350,88 \text{ ton} + 180,64 \text{ ton} \\
 &= 1531,52 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{ijin 1 tiang}} &= Q_u / SF \\
 &= 1531,52 / 2
 \end{aligned}$$

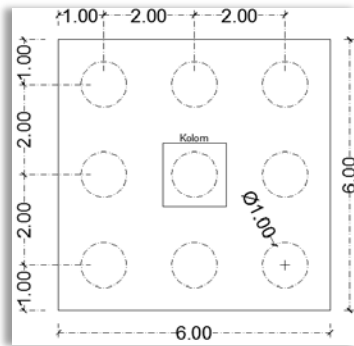
$$= 765,76 \text{ Ton}$$

$$= 7657,63 \text{ kN}, P_{\text{ijin 1 tiang}}$$

Dimana, $SF = \text{safety factor}$

Selanjutnya menghitung daya dukung tiang kelompok, adapun tahapannya adalah sebagai berikut:

- Dari diameter tiang dan jumlah tiang, ditentukan jarak tiang (S), dimana S minimal adalah $2D$ untuk. Kemudian jarak tiang ke tepi pour minimal adalah $1D$, sebagaimana ditunjukkan dalam gambar 4.69 dibawah ini.



Gambar 4.65. Jarak Pondasi Tiang

- Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(\text{1 tiang})} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90 m n} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang adalah 1m

s = jarak antar tiang pancang adalah 2m

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris adalah 3buah

n = jumlah baris tiang pancang adalah 3baris

θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

Berdasarkan persamaan diatas maka didapat nilai Ek adalah 0,99.

Maka nilai dala kelompok, $P_{ijin\ 1\ tiang} = 7657,63kN \times 0,99$.

$$P_{ijin} = 7656,64kN$$

- Menghitung jarak titik berat pour terhadap tiang.
 Karena konfigurasi tiang simetris (arah X dan Y), maka:
 X_{xy} 4 tiang = berjarak 2m
 X_{xy} 4 tiang = berjarak 2m
 X_{xy} 1 tiang = berjarak 0m
 Maka nilai maksimum jarak titik berat pour terhadap tiang adalah 2m (XY_{max}).

$$X1 = 2m$$

$$X2 = 2m$$

$$X3 = 2m$$

$$X4 = 2m$$

$$X5 = 2m$$

$$X6 = 2m$$

$$X7 = 2m$$

$$X8 = 2m$$

$$X9 = 0m$$

$$\Sigma x^2 = 32m$$

$$\Sigma x^2 = 32m$$

- Selanjutnya dapat dihitung repetisi beban diatas tiang kelompok untuk masing-masing kombinasi beban.

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

P_i = beban vertikal ekivalen

P = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

+P_{D+L} = 2886,41kN

-P_{D+L} = 2886,41kN

+P_{D+L+Ex+W} = 7618,05kN

-P_{D+L+Ex+W} = 3330,87kN

+P_{D+L+Ey+W} = 1473,57kN

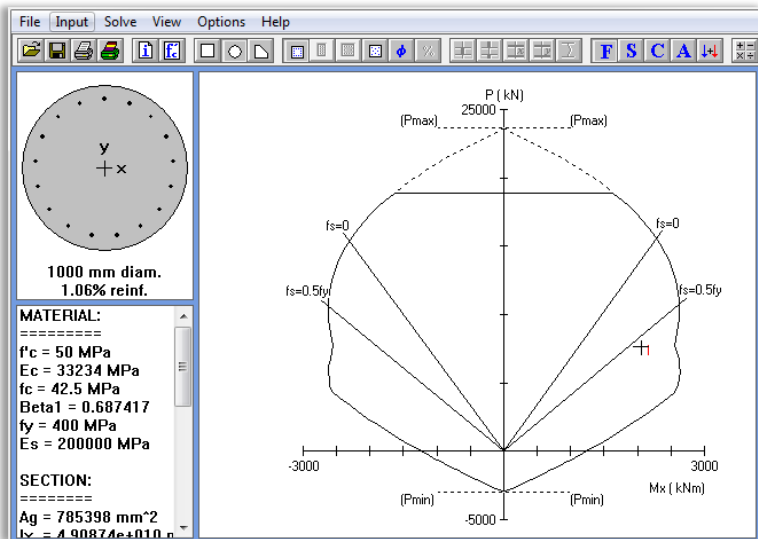
-P_{D+L+Ey+W} = 5425,10kN

Maka berdasarkan nilai diatas, pondasi 1 tiang harus mampu memikul beban maksimum yaitu 7618,05kN.

P_{ijin} > P_{ekivalen}, maka tiang kelompok sudah mampu memikul beban tersebut.

c. Perhitungan struktur *bored pile*

Diperlukan baja tulangan dengan rasio tulangan 0,01-0,08Ag. Perhitungan berdasarkan SNI 2847:2013. Direncanakan 17D25mm (8344,85mm²).



Gambar 4.66. Diagram Interaksi *Bored Pile*

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.9.3 rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \left(\frac{785398,16}{608212,33} - 1 \right) \frac{50}{400} = 0,016\end{aligned}$$

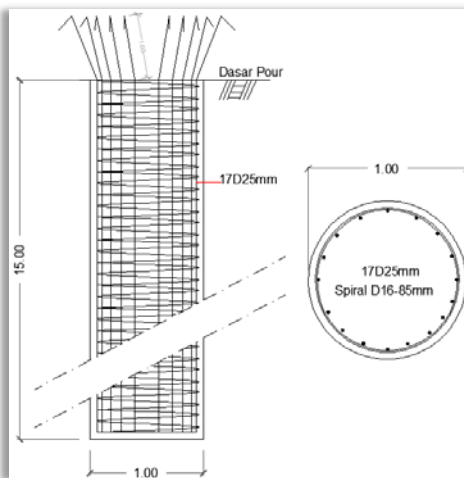
Jarak spiral maksimal 150 mm.

A_{st} = luas tulangan sengkang dipakai diameter 16mm.

$$\begin{aligned}D_c &= \text{Diameter tiang} - 2 \times \text{selimut beton} \\ &= 1000\text{mm} - 2 \times 75\text{mm} \\ &= 850\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_{st} \pi (D_c - d_b)}{(\pi/4) D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{(2 \times 201,06) \pi (880 - 16)}{(\pi/4) 850^2 0,016} = 85,94 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D16 - 85mm, hasil perhitungan pondasi *bored pile* untuk kolom tipe K1 ditunjukkan dalam gambar 4.67 dibawah.



Gambar 4.67. Desain Pondasi *Bored Pile*

4.6.1.2 Desain Pour Kolom

Pour terdiri dari 9 buah tiang bor yang berdiameter 1000mm, dan memikul kolom struktur pada contoh perhitungan ini adalah kolom K1A (C17) dengan dimensi 1400x1400mm. Beban kolom terdiri dari beban mati (P_D) adalah 18328kN, dan beban hidup (P_L) adalah 1967kN. Mutu beton digunakan f'_c 50Mpa dan mutu baja adalah f_y 400Mpa. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Hitung beban terfaktor yang dipikul oleh kolom.

Maka:

$$P_u = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_u = (1,2 \times 18328\text{kN}) + (1,6 \times 1967\text{kN})$$

$$= 25140,8\text{kN}$$

Sehingga reaksi pada masing-masing tiang bor adalah:

$$V_u = P_u / n$$

$$= 25140,8\text{kN} / 9\text{buah}$$

$$= 2793,42\text{kN}$$

- b. Periksa terhadap geser 2 arah (SNI 03 2847:2013 Pasal 11.11.2.1). Diasumsikan tebal pour adalah 1400mm, dengan selimut beton 75mm, dan tulangan diameter 25mm. Sehingga nilai:

$$d = 1400\text{mm} - 75\text{mm} - (0,5 \times 25\text{mm}) = 1312,5\text{mm}.$$

Akibat kolom, poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi seperti gambar 4.68, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03 2847:2013 Pasal 11.11.2.1.

$$b_o = 4(c+d)$$

$$= 4 \times (1400\text{mm} \times 1312,5\text{mm}) = 10850\text{mm}$$

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = 1400mm/1400mm = 1

λ = 1 (beton normal)

$\alpha_s = 40$ (kolom interior. pasal 11.11.2.1b)

$$Vc1 = 0,17(1 \frac{2}{\beta_c} \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

$$Vc1 = 0,17(1x \frac{2}{1} x 1x \sqrt{50Mpa} x 10850mm x 1312,5mm)$$

$$Vc1 = 51355,17kN$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{as d}{bo} + 2) \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{40x1312,5mm}{10850mm} + 2) 1 \sqrt{50Mpa} x 10850mm x 1312,5mm$$

$$Vc2 = 40440,98kN$$

$$Vc3 = 0,333 \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

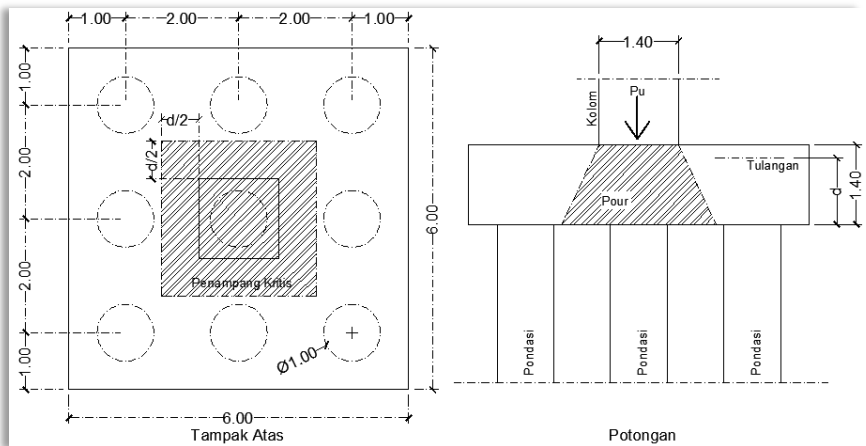
$$Vc3 = 0,333 x 1x \sqrt{50Mpa} x 10850mm x 1312,5mm$$

$$Vc3 = 33531,90kN$$

Maka nilai Vc yang terendah adalah 33531,9kN, selanjutnya:

$$\emptyset Vn = 0,75 x 33531,9kN = 25148,93kN$$

$\emptyset Vn > Pu$, ...OK.



Gambar 4.68. Geser Ponds Akibat Kolom

Akibat tiang pondasi, nilai bo sebagaimana diperlihatkan dalam gambar 4.69, sehingga nilai:

$$\begin{aligned} bo &= 1000mm + 1000mm + ((\pi(1000mm + (d/2))))/4 \\ &= 2000mm + ((\pi(1000mm + (1312,5mm/2))))/4 \\ &= 3300mm \end{aligned}$$

$$Vc1 = 0,17(1 \frac{2}{\beta c} \lambda \sqrt{f'c} b o d$$

$$Vc1 = 0,17(1 \times \frac{2}{1} \times 1 \times \sqrt{50Mpa} \times 3300mm \times 1312,5mm)$$

$$Vc1 = 15623,40kN$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{as d}{bo} + 2) \lambda \sqrt{f'c} b o d$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{40 \times 1312,5mm}{3300mm} + 2) 1 \sqrt{50Mpa} \times 3300mm \times 1312,5mm$$

$$Vc2 = 40440,98kN$$

$$Vc3 = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} b o d$$

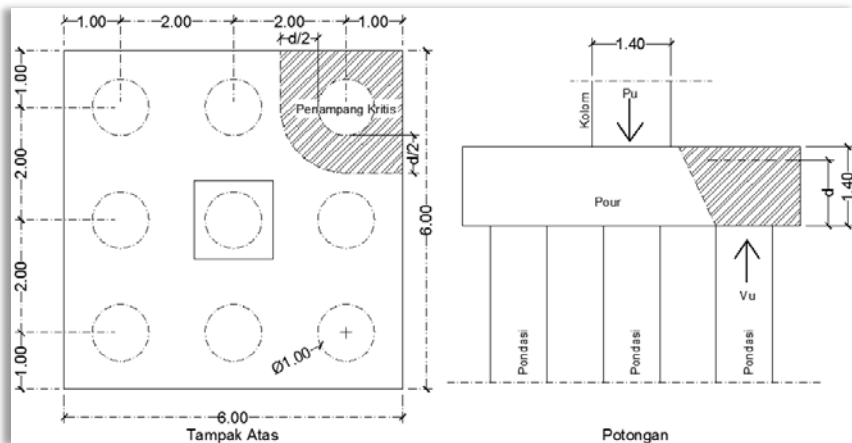
$$Vc3 = 0,333 \times 1 \times \sqrt{50Mpa} \times 3300mm \times 1312,5mm$$

$$Vc3 = 10201,16kN$$

Maka nilai Vc yang terendah adalah 10201,16kN, selanjutnya:

$$\emptyset Vn = 0,75 \times 10201,16kN = 7650,87kN$$

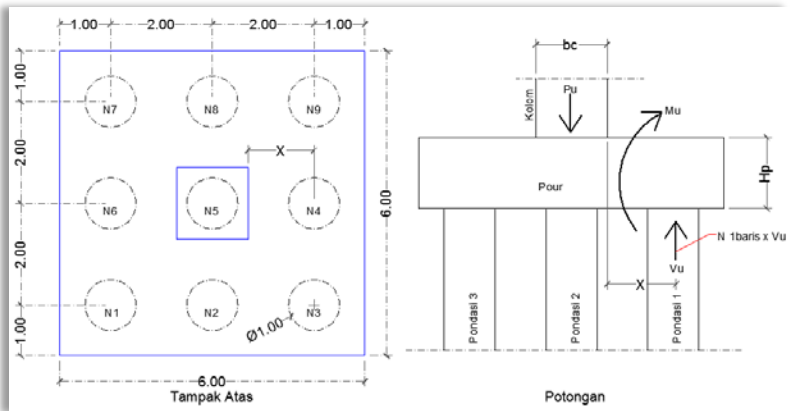
$\emptyset Vn > Vu$, ...OK.



Gambar 4.69. Geser Ponds Akibat Pondasi

Desain terhadap lentur. Nilai momen lentur yang digunakan untuk mendesain penulangan pour diambil dari reaksi tiang terhadap muka kolom sejauh (X) seperti ditunjukkan dalam gambar 4.70. Dalam pembahasan ini ada tiga buah tiang

yang menimbulkan momen terhadap muka kolom dimasing-masing arah.



Gambar 4.70. Gaya Pada Pour

$$\begin{aligned} Mu &= (n \times Vu) \times (X) \\ &= (3 \times 2793,42\text{kN}) \times (2\text{m} - (1/2bc)) \\ &= 10894,34\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= Mu / (\phi bd^2) \\ &= 10894,34 \times 10^6 \text{kN.mm} / (0,9 \times 6000\text{mm} \times 1312\text{mm}) \\ &= 1,172 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85f'c}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 50}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,172}{0,85 \times 50}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0029$$

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

Maka digunakan rasio tulangan 0,0029. Sehingga luas tulangan perlu adalah:

$$\begin{aligned} As_{\text{min}} &= \rho b d \\ &= 0,0029 \times 6000\text{mm} \times 1312,5\text{mm} = 23383,56\text{mm}^2 \end{aligned}$$

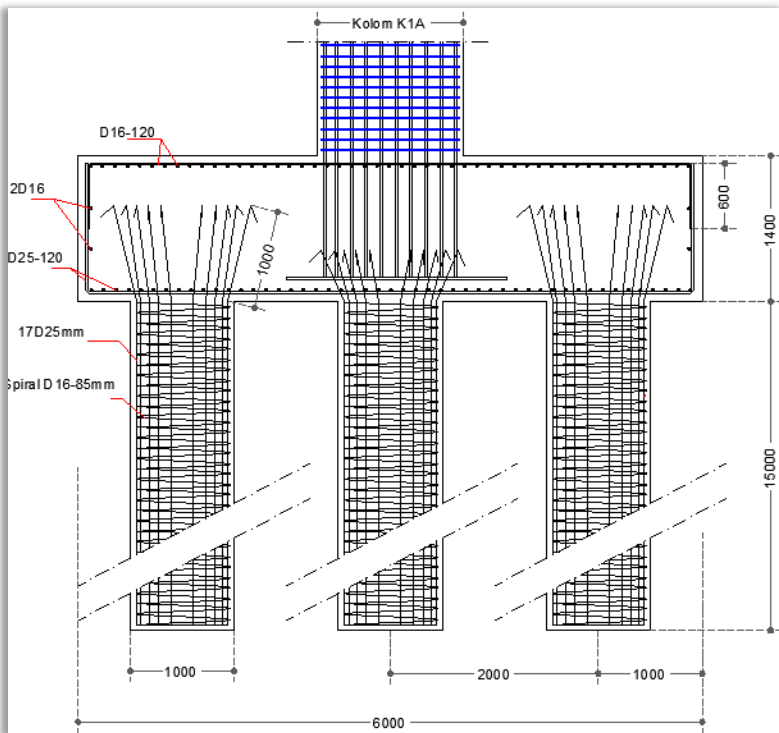
Digunakan tulangan dengan diameter 25mm sebanyak 48 buah, maka:

$$\begin{aligned}
 A_s &= (0.25 \times \pi \times D^2) \times n \\
 &= (0,25 \times \pi \times 25^2 \text{mm}) \times 48 \text{ buah} \\
 &= 23561,94 \text{mm}^2, A_s > A_{s_{\min}}, \dots \text{OK.}
 \end{aligned}$$

Maka jarak tulangan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= (b - 2\text{selimut beton} - D) / (n-1) \\
 &= (6000 \text{mm} - (2 \times 75 \text{mm}) - 25 \text{mm}) / (48-1) \\
 &= 123,93 \text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka dapat disimpulkan dipakai tulangan D25mm jarak 120mm pada bagian bawah, dan untu bagian atas dapat digunakan tulangan D16mm jarak 120mm, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.71 dibawah.



Gambar 4.71. Pondasi Dan Pour Kolom Tipe K1A

4.6.2 Desain Pondasi dan Pour Dinding Geser

4.6.2.1 Desain Pondasi Dinding Geser

Ada lima tipe pondasi dinding geser dalam pembahasan ini, yaitu pondasi dinding geser tipe 1 (PL1), tipe 2 (PL2), tipe 3 (PL3), tipe 4 (PL4) dan tipe 5 (PC). Namun dalam uraian perhitungan ini akan ditampilkan pondasi tipe dinding geser 1 (PL1). Adapun data umum untuk desain pondasi *bored pile* adalah mutu beton 50Mpa, baja tulangan 400Mpa selimut beton 75mm dan faktor β_1 adalah 0,716.

a. Perhitungan dimensi *bored pile*.

$Q_w = 235572\text{kN}$ (semua titik join pada perletakan dinding)

$f_c' = 50 \text{ Mpa} = 50000 \text{ kN/m}^2$

Untuk pondasi tipe (PL1), diasumsikan jumlah (n) tiang pondasi dalam 1 kelompok pour adalah sejumlah 28 buah, maka Q_w untuk satu tiang adalah:

$Q_w/n = 235572\text{kN} / 28 = 8413,29\text{kN}$.

Diameter tiang :

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{Q_w}{f_{cr}}}$$

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{8413,29 \text{ KN}}{50000 \text{ kN/m}^2}} = 0,92 \text{ m, dipakai 1meter.}$$

Maka digunakan dalam 1 kelompok pour dengan 28 buah pondasi *bored pile* diameter 100cm.

b. Perhitungan daya dukung *bored pile*

Daya dukung pada pondasi tiang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan: $Q_u = Q_p + Q_s$.

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang tersebut. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang tunggal yang berdiri sendiri.

- Daya dukung tiang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 15,5 m.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$= (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$= (43 \times 40) \cdot 0,7853$$

$$= 1350,88 \text{ ton}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$N_p = (14+55+60) / 3 = 43$$

K = Koefisien karakteristik tanah

$$= 12 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lempung}$$

$$= 20 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berlempung}$$

$$= 25 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berpasir}$$

$$= 40 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah pasir}$$

$$= 40 \text{ t/m}^2, \text{ untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)}$$

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 = 0,7853 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s$$

$$= ((N_s/3)+1) \times A_s$$

$$= ((8,5 / 3) + 1) \times 94,24 \text{ m}$$

$$= 361,28 \text{ Ton}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$ = Mulai dari kedalaman 2 m:

$$N_s = (3+14)/2 = 8,5$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \cdot 1 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = 94,24 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

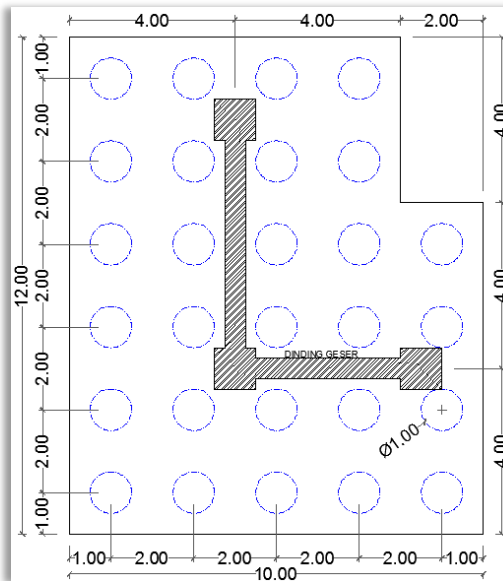
$$\begin{aligned} Q_u &= 1350,88 \text{ ton} + 361,28 \text{ ton} \\ &= 1712,16 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{ijin 1 tiang}} &= Q_u / SF \\ &= 1712,16 / 2 \\ &= 856,08 \text{ Ton} \\ &= 8560,83 \text{ kN}, P_{\text{ijin 1 tiang}} \end{aligned}$$

Dimana, $SF = \text{safety factor}$

Selanjutnya menghitung daya dukung tiang kelompok, adapun tahapannya adalah sebagai berikut:

- Dari diameter tiang dan jumlah tiang, ditentukan jarak tiang (S), dimana S minimal adalah $2D$ untuk. Kemudian jarak tiang ke tepi pour minimal adalah $1D$, sebagaimana ditunjukkan dalam gambar 4.72 dibawah ini.



Gambar 4.72. Jarak Pondasi Tiang Dinding Geser

- Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90 m n} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang adalah 1m

s = jarak antar tiang pancang adalah 2m

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris adalah 6buah

n = jumlah baris tiang pancang adalah 4baris

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

Berdasarkan persamaan diatas maka didapat nilai E_k adalah 0,99.

Maka nilai dala kelompok, $P_{ijin \ 1 \ \text{tiang}} = 8560,83\text{kN} \times 0,99$.

$$P_{ijin} = 8559,59\text{kN}$$

- Menghitung jarak titik berat pour terhadap tiang. Seperti ditunjukkan dalam gambar 4.xx, maka selanjutnya dengan menggunakan perumusan statis momen maka, dapat ditentukan titik berat poer, maka titik berat poer dapat ditentukan sebagai berikut :

$$A_I = 8 \times 10 = 80\text{m}^2$$

$$A_{II} = 8 \times 4 = 32\text{m}^2$$

$$A_{total} = 80 + 32 = 112 \text{ m}^2$$

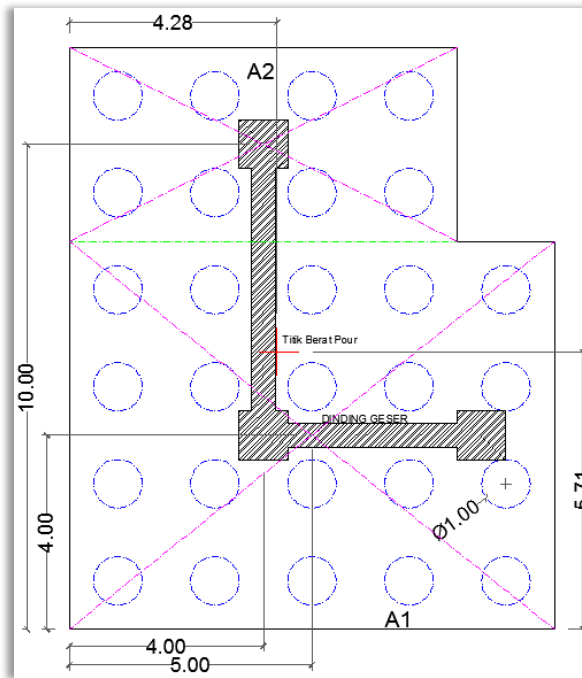
$$X_o = \frac{A_I \times x_1 + A_{II} \times x_2}{A_{total}} = \frac{80 \times 4 + 32 \times 5}{112} = 4,28\text{m}$$

$$Y_o = \frac{A_I \times y_1 + A_{II} \times y_2}{A_{total}} = \frac{80 \times 4 + 32 \times 10}{112} = 5,71\text{m}$$

Maka, titik berat poer berada pada koordinat X 4,28m dan Y 5,71m.

Selanjutnya berdasarkan gambar 4.73 dapat ditentukan yang masing-masing pondasi sejajar terhadap garis titik

berat pour dengan $X_{\max} = 5,28$, $Y_{\max} = 4,71$ sehingga didapat ΣX^2 yaitu 313,71 dan ΣY^2 yaitu 252.



Gambar 4.73. Jarak Pondasi Ke Titik Berat Pour

- Selanjutnya dapat dihitung repetisi beban diatas tiang kelompok untuk masing-masing kombinasi beban.

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

P_i = beban vertikal ekuivalen

P = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

$$+P_{D+L} = 2443,74\text{kN}$$

$$-P_{D+L} = 2421,71\text{kN}$$

$$+P_{D+L+Ex+W} = 7997,66\text{kN}$$

$$-P_{D+L+Ex+W} = 7928,42\text{kN}$$

$$+P_{D+L+Ey+W} = 8451,92\text{kN}$$

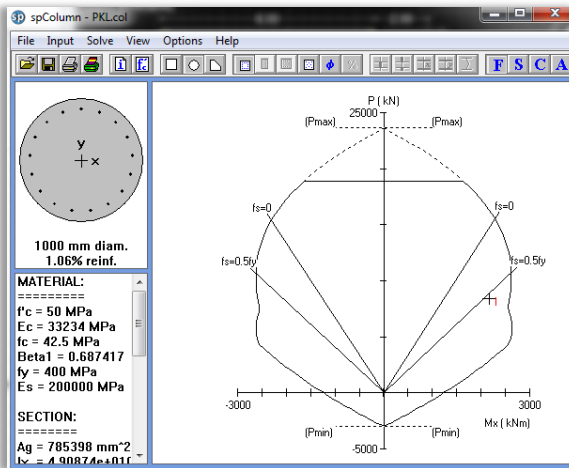
$$-P_{D+L+Ey+W} = 8374,65\text{kN}$$

Maka berdasarkan nilai diatas, pondasi 1 tiang harus mampu memikul beban maksimum yaitu 8451,92kN.

$P_{ijin} > P_{ekivalen}$, maka tiang kelompok sudah mampu memikul beban tersebut.

c. Perhitungan struktur *bored pile*

Diperlukan baja tulangan dengan rasio tulangan 0,01-0,08 A_g . Perhitungan berdasarkan SNI 2847-2013. Direncanakan 17D25mm (8344,85mm²).



Gambar 4.74. Diagram Interaksi *Bored Pile*

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \left(\frac{785398,16}{567450,17} - 1 \right) \frac{50}{400} = 0,016\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm.

A_{st} = luas tulangan sengkang dipakai diameter 16mm.

D_c = Diameter tiang – 2xselimut beton

$$= 1000\text{mm} - 2 \times 75\text{mm}$$

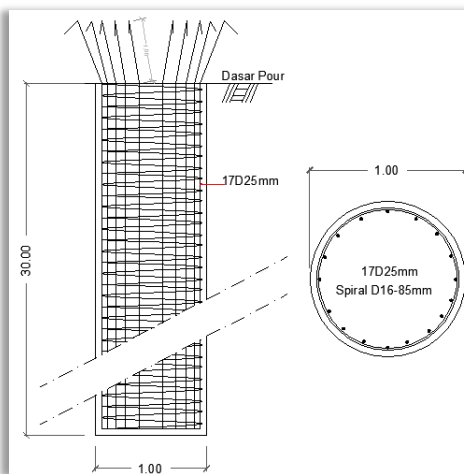
$$= 850\text{mm}$$

$$s = \frac{A_{st} \pi (D_c - d_b)}{(\pi/4) D_c^2 \rho_s}$$

$$= \frac{(2 \times 201,06) \pi (850 - 16)}{(\pi/4) 850^2 0,016}$$

$$= \frac{(2 \times 201,06) \pi (850 - 16)}{(\pi/4) 850^2 0,016} = 85,94 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan spiral D16 - 85mm, hasil perhitungan pondasi *bored pile* untuk dinding geser ditunjukkan dalam gambar 4.75 dibawah.



Gambar 4.75. Desain Pondasi *Bored Pile* Dinding Geser

4.6.2.2 Desain Pour Dinding Geser

Pour terdiri dari 28 buah tiang bor yang berdiameter 1000mm, dan memikul kolom struktur pada contoh perhitungan ini adalah kolom LA dengan dimensi seperti gambar 4.76. Beban terdiri dari beban mati (P_D) adalah 21791kN, dan beban hidup (P_L) adalah 3546kN. Mutu beton digunakan f'_c 50Mpa dan mutu baja adalah f_y 400Mpa. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Hitung beban terfaktor yang dipikul oleh dinding.

Maka:

$$P_u = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_u = (1,2 \times 21791\text{kN}) + (1,6 \times 3546\text{kN})$$

$$= 32822,8\text{kN}$$

Sehingga reaksi pada masing-masing tiang bor adalah:

$$V_u = P_u / n$$

$$= 32822,8\text{kN} / 28\text{buah}$$

$$= 1136,52\text{kN}$$

- b. Periksa terhadap geser 2 arah (SNI 03 2847:2013 Pasal 11.11.2.1). Diasumsikan tebal pour adalah 2000mm, dengan selimut beton 75mm, dan tulangan diameter 32mm. Sehingga nilai:

$$d = 2000\text{mm} - 75\text{mm} - (0,5 \times 32\text{mm}) = 1909\text{mm}.$$

Akibat dinding, poer harus mampu menyebarkan beban dari dinding ke pondasi seperti gambar 4.76 dibawah, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03 2847:2013 pasal 11.11.2.1.

b_o = keliling luasan kritis yang berjarak sejauh $d/2$ dari tepi tepi dinding, (diukur dari cad = 28990mm)

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $8900\text{mm}/5590\text{mm} = 1,59$

$\lambda = 1$ (beton normal)

$\alpha_s = 20$ (kolom sudut, pasal 11.11.2.1b)

$$Vc1 = 0,17(1 \frac{2}{\beta_c} \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

$$Vc1 = 0,17(1x \frac{2}{1} x 1x \sqrt{50Mpa} x 28990mm x 1909mm)$$

$$Vc1 = 150093kN$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{as d}{bo} + 2) \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

$$Vc2 = 0,083(\frac{20x1909mm}{28990mm} + 2) 1 \sqrt{50Mpa} x 28990mm x 1909mm$$

$$Vc2 = 42776kN$$

$$Vc3 = 0,333 \Lambda \sqrt{f'c} bo d$$

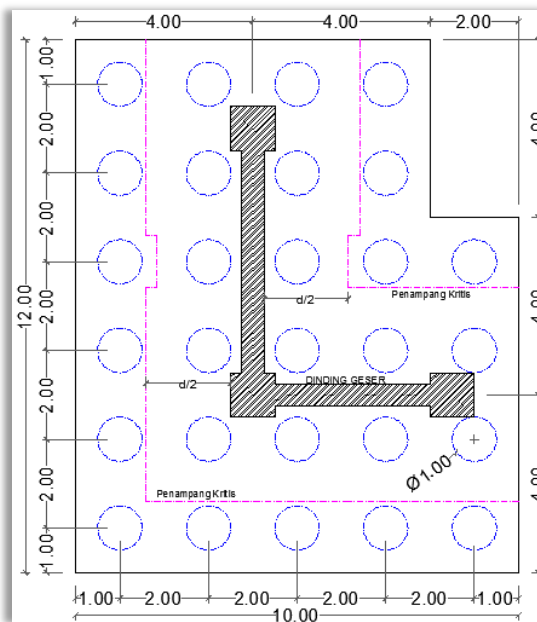
$$Vc3 = 0,333 x 1x \sqrt{50Mpa} x 28990mm x 1909mm$$

$$Vc3 = 130311kN$$

Maka nilai Vc yang terendah adalah 42776kN, selanjutnya:

$$\emptyset Vn = 0,75 x 42776kN = 32082kN$$

$\emptyset Vn > Pu$, ...OK.



Gambar 4.76. Geser Ponds Akibat Dinding

Akibat tiang pondasi, nilai b_o sebagaimana diperlihatkan dalam gambar 4.77 dibawah, sehingga nilai:

$$\begin{aligned}
 b_o &= 1000\text{mm} + 1000\text{mm} + ((\pi(1000\text{mm}+(d/2))))/4 \\
 &= 2000\text{mm} + ((\pi(1000\text{mm}+(1312,5\text{mm}/2))))/4 \\
 &= 3300\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$V_{c1} = 0,17(1 \frac{2}{\beta_c}) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_{c1} = 0,17(1x \frac{2}{1} x 1x \sqrt{50\text{Mpa}} x 3300\text{mm} x 1909\text{mm})$$

$$V_{c1} = 18302\text{kN}$$

$$V_{c2} = 0,083(\frac{a_s d}{b_o} + 2) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0,083(\frac{40x1909\text{mm}}{3300\text{mm}} + 2) 1 \sqrt{50\text{Mpa}} x 3300\text{mm} x 1909\text{mm}$$

$$V_{c2} = 42776\text{kN}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

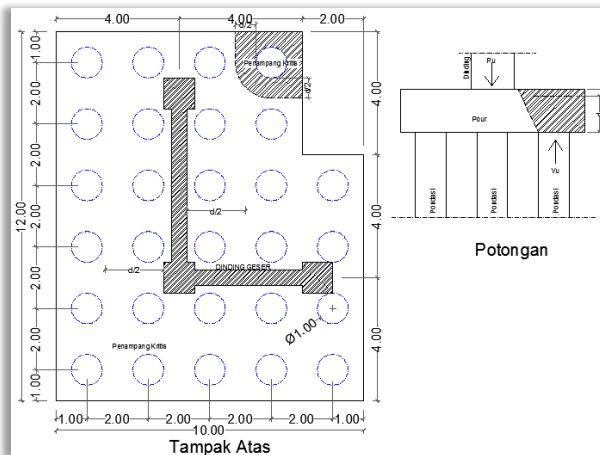
$$V_{c3} = 0,333 x 1x \sqrt{50\text{Mpa}} x 3300\text{mm} x 1909\text{mm}$$

$$V_{c3} = 15890\text{kN}$$

Maka nilai V_c yang terendah adalah 15890kN, selanjutnya:

$$\phi V_n = 0,75 x 15890\text{kN} = 11917\text{kN}$$

$$\phi V_n > V_u, \dots \text{OK.}$$



Gambar 4.77. Geser Ponds Akibat Pondasi

- c. Desain terhadap lentur. Nilai momen lentur yang digunakan untuk mendesain penulangan pour diambil dari reaksi tiang terhadap muka dinding sejauh (X). Dalam pembahasan ini ada enam buah tiang yang menimbulkan momen terhadap muka dinding pada arah X.

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (n \times \text{Vu}) \times (X) \\ &= (6 \times 1136,52\text{kN}) \times (3,75\text{m}) \\ &= 25571,89\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \text{Mu} / (\phi b d^2) \\ &= 25571,89 \times 10^6 \text{kN.mm} / (0,9 \times 12000 \text{mm} \times 1909 \text{mm}) \\ &= 0,97 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Rn}}{0,85 f'_c}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 50}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,97}{0,85 \times 50}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0024$$

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

Maka digunakan rasio tulangan 0,0024. Sehingga luas tulangan perlu adalah:

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{min}}} &= \rho b d \\ &= 0,0024 \times 12000 \text{mm} \times 1909 \text{mm} \\ &= 56469,38 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan dengan diameter 32mm sebanyak 71 buah, maka:

$$\begin{aligned} A_s &= (0,25 \times \pi \times D^2) \times n \\ &= (0,25 \times \pi \times 32^2 \text{mm}) \times 71 \text{ buah} \\ &= 57101,58 \text{mm}^2, A_s > A_{S_{\text{min}}}, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Maka jarak tulangan adalah:

$$\begin{aligned} S &= (b - 2 \text{selimut beton} - D) / (n-1) \\ &= (12000 \text{mm} - (2 \times 75 \text{mm}) - 32 \text{mm}) / (71-1) \\ &= 111,68 \text{mm} \end{aligned}$$

Maka dapat disimpulkan dipakai tulangan D32mm jarak 110mm pada bagian bawah arah X, dan untuk bagian atas

dapat digunakan tulangan D16mm jarak 110mm, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.78.

Nilai momen lentur yang digunakan untuk mendesain penulangan pour diambil dari reaksi tiang terhadap muka dinding sejauh (X). Dalam pembahasan ini ada lima buah tiang yang menimbulkan momen terhadap muka dinding pada arah Y.

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (n \times V_u) \times (X) \\ &= (5 \times 1136,52\text{kN}) \times (3,75\text{m}) \\ &= 21309,91\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \text{Mu} / (\phi b d^2) \\ &= 21309,91 \times 10^6 \text{kN.mm} / (0,9 \times 10000 \text{mm} \times 1909 \text{mm}) \\ &= 0,64 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 50}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,64}{0,85 \times 50}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0016$$

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

Maka digunakan rasio tulangan 0,0018. Sehingga luas tulangan perlu adalah:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{min}}} &= \rho b d \\ &= 0,0018 \times 10000 \text{mm} \times 1909 \text{mm} \\ &= 34361 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

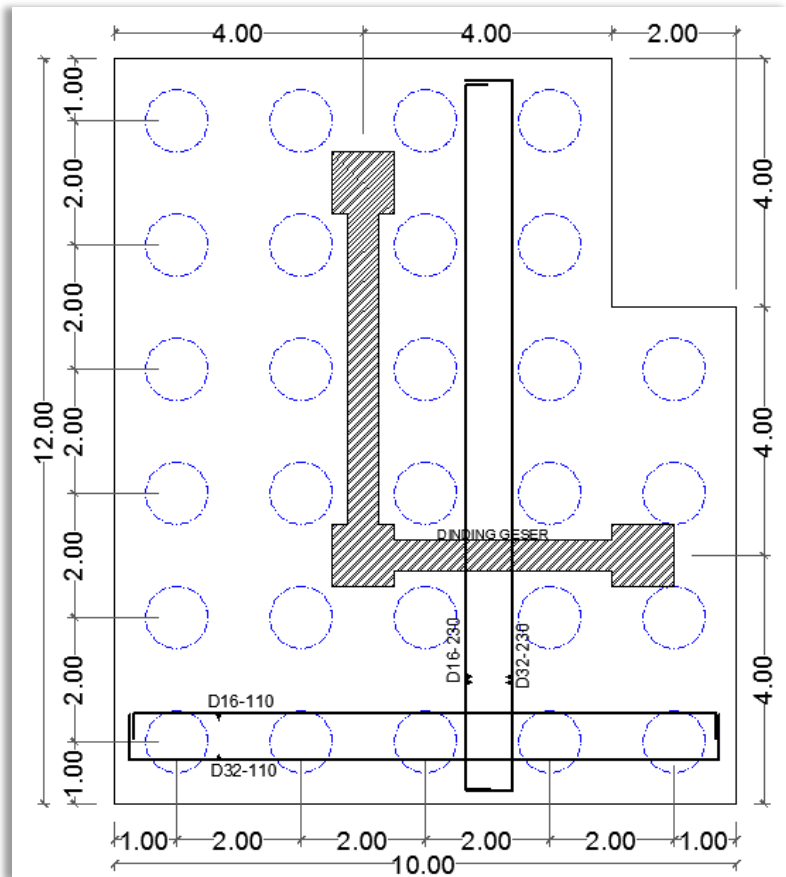
Digunakan tulangan dengan diameter 32mm sebanyak 43 buah, maka:

$$\begin{aligned} A_s &= (0,25 \times \pi \times D^2) \times n \\ &= (0,25 \times \pi \times 32^2 \text{mm}) \times 43 \text{ buah} \\ &= 34582,65 \text{mm}^2, A_s > A_{s_{\text{min}}}, \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Maka jarak tulangan adalah:

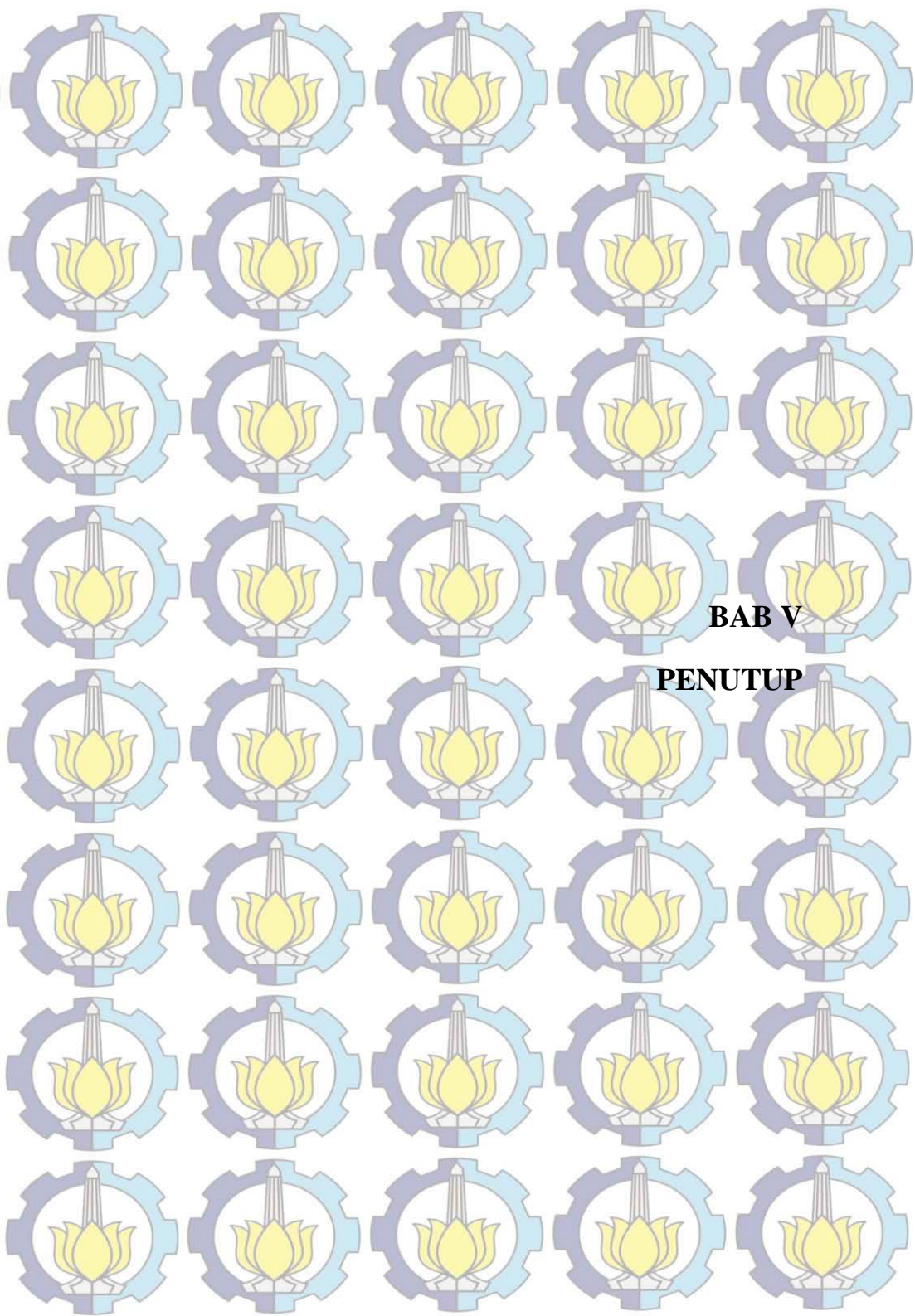
$$\begin{aligned} S &= (b - 2 \text{selimut beton} - D) / (n-1) \\ &= (12000 \text{mm} - (2 \times 75 \text{mm}) - 32 \text{mm}) / (43-1) \\ &= 233,76 \text{mm} \end{aligned}$$

Maka dapat disimpulkan dipakai tulangan D32mm jarak 230mm pada bagian bawah arah Y, dan untuk bagian atas dapat digunakan tulangan D16mm jarak 230mm, seperti ditunjukkan dalam gambar 4.78 dibawah.



Gambar 4.78. Pondasi Dan Pour Dinding Geser

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"



BAB V

PENUTUP

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah diuraikan dalam laporan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan:

- a. Desain pendahuluan yang dihitung, tidak menjamin akan menjadi hasil akhir dari dimensi yang digunakan, contohnya kolom tipe K1A pada desain pendahuluan berdimensi 1200mm x 1200mm, sedangkan dalam proses hasil akhir diperlukan dimensi 1400mm x 1400mm untuk dapat memikul gaya aksial dan lentur yang terjadi.
- b. Semakin besar massa struktur, maka periode getar (T) juga akan semakin besar.
- c. Model yang direncanakan sesuai dengan *layout* gambar rencana. Terdapat banyak tipe elemen yang dimodelkan, gedung setinggi 50 lantai ini dimodelkan dengan tipe yang sama disetiap interval 10 lantai.
- d. Analisis struktur dibantu oleh program bantu Etabs 2013 dan hasil analisis telah memenuhi persyaratan kontrol analisis.
- e. Hasil desain struktur bangunan gedung tinggi 50 lantai dengan sistem *rigid frame – shear wall – core wall* pada daerah resiko gempa tinggi, dapat diwujudkan dan telah memenuhi bangunan yang dipersyaratkan oleh Standar Nasional Indonesia, sehingga dapat digunakan dari segi fungsi, ruang dan estetika.
- f. Gambar hasil desain terlampir, disajikan dalam kertas ukuran A4.

5.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan dalam laporan Tugas Akhir ini dapat diberi beberapa saran, yaitu:

- a. Jika terjadi perubahan dimensi dari perhitungan desain pendahuluan kedesain akhir, perlu dilakukan kontrol perhitungan analisis struktur kembali.
- b. Dalam perhitungan pembebanan perlu diperkirakan dengan baik beban-beban yang akan diterima struktur, karena akan mempengaruhi perioda gempa (T), dan lain-lainnya yang akan mempengaruhi hasil analisis.
- c. Tipe-tipe elemen yang dimodelkan, semakin kecil interval tingkatan lantai maka tipe-tipe elemen akan semakin banyak untuk dianalisis dan didesain, misalnya setiap tingkatan lantai memiliki dimensi yang berbeda sehingga struktur akan menjadi ekonomis.
- d. Analisa dengan program bantu, diperlukan alat bantu teknologi dengan kapasitas yang tinggi untuk mempercepat analisis struktur.
- e. Untuk selanjutnya, dapat dilakukan perbandingan desain dari berbagai sistem struktur bangunan tinggi.
- f. Dalam proses penggambaran perlu diperhatikan nilai-nilai dari hasil perhitungan, agar tidak terjadi kesalahan dalam mewujudkan hasil perhitungan dilapangan, kemudian penyajian gambar akan lebih baik dengan ukuran kertas yang lebih besar.



DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

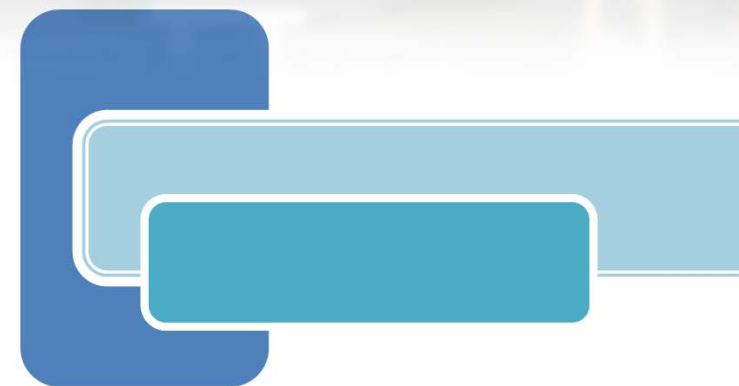
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013)*”, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta, 195 hal.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. “*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012)*”, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta, 138 hal.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)*”, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta, 255 hal.
- Harries, K. A., Gong, B. dan Shahrooz, B.M., 2000. “*Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concrete Coupling Beams*”, Columbia: Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of South Carolina, Columbia, SC 29208, hal 2.
- Majore, O.B., Wallah, S.E. dan Dapas, S.O., 2015. “*Studi Perbandingan Respons Dinamik Bangunan Bertingkat Banyak Dengan Variasi Tata Letak Dinding Geser*”, Jurnal Teknik Sipil Statik Universitas Sam Ratulangi Manado, ISSN 2337-6732, Vol. 3, No.6, hal 10-11.
- Moehle, J. P., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C. dan Gedhada, R., 2012. “*Seismic Design of Cast-in-place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams*”, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899-8600, hal 5-7.

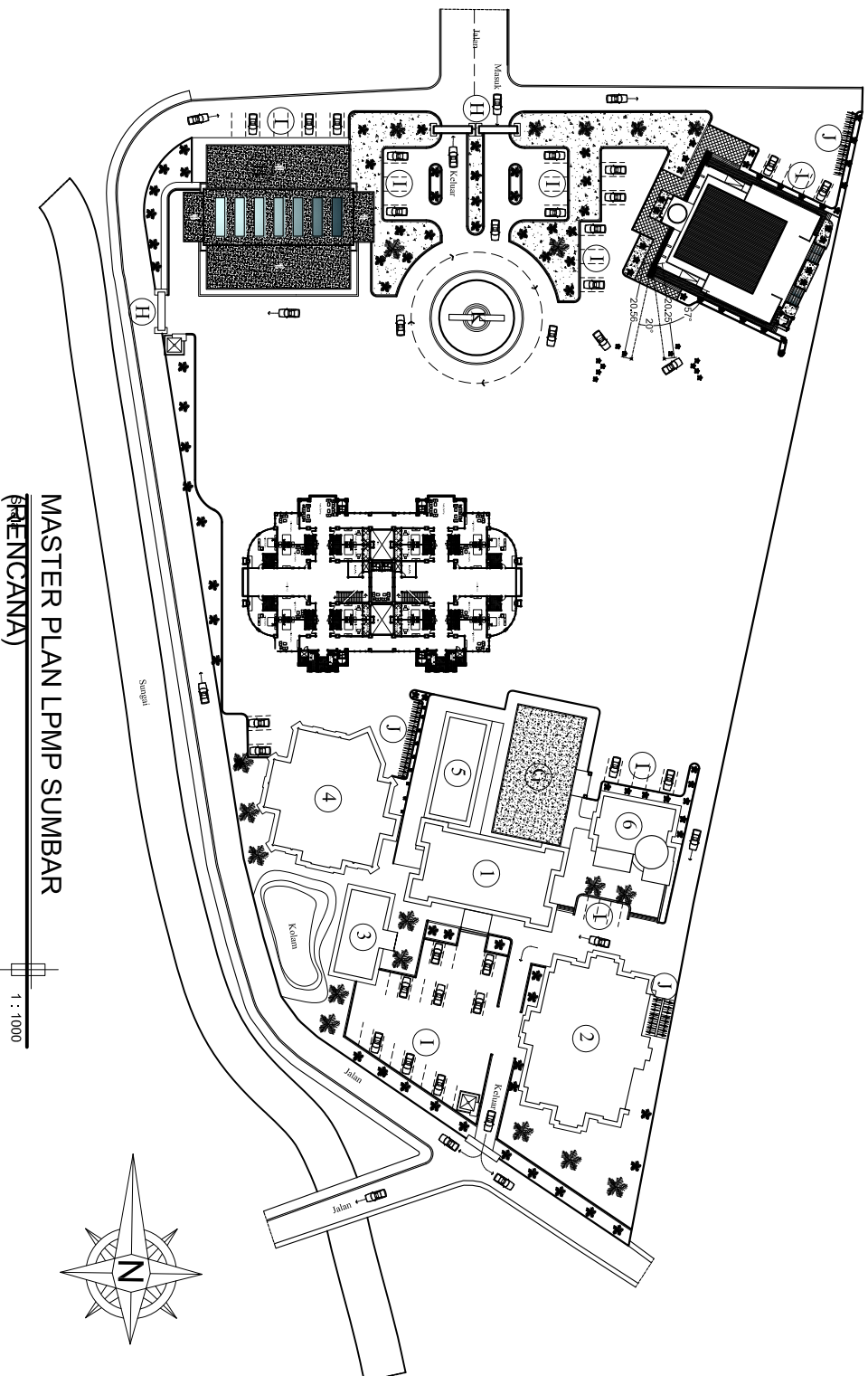
- Nawy, E.G., Tavio dan Kusuma, B., 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1*”, ITSPress, Surabaya, 974 hal.
- Nawy, E.G., Tavio dan Kusuma, B., 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2*”, ITSPress, Surabaya, 974 hal.
- Tavio dan Kusuma, B., 2009. “*Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*”, ITSPress, Surabaya, 141 hal.
- Wight, J.K. dan MacGregor, J.G., 2009. “*Reinforced Concrete: Mechanics and Design*”, Fifth Edition, Pearson Prentice Hall, 1128 hal.



LAMPIRAN-LAMPIRAN

LAMPIRAN



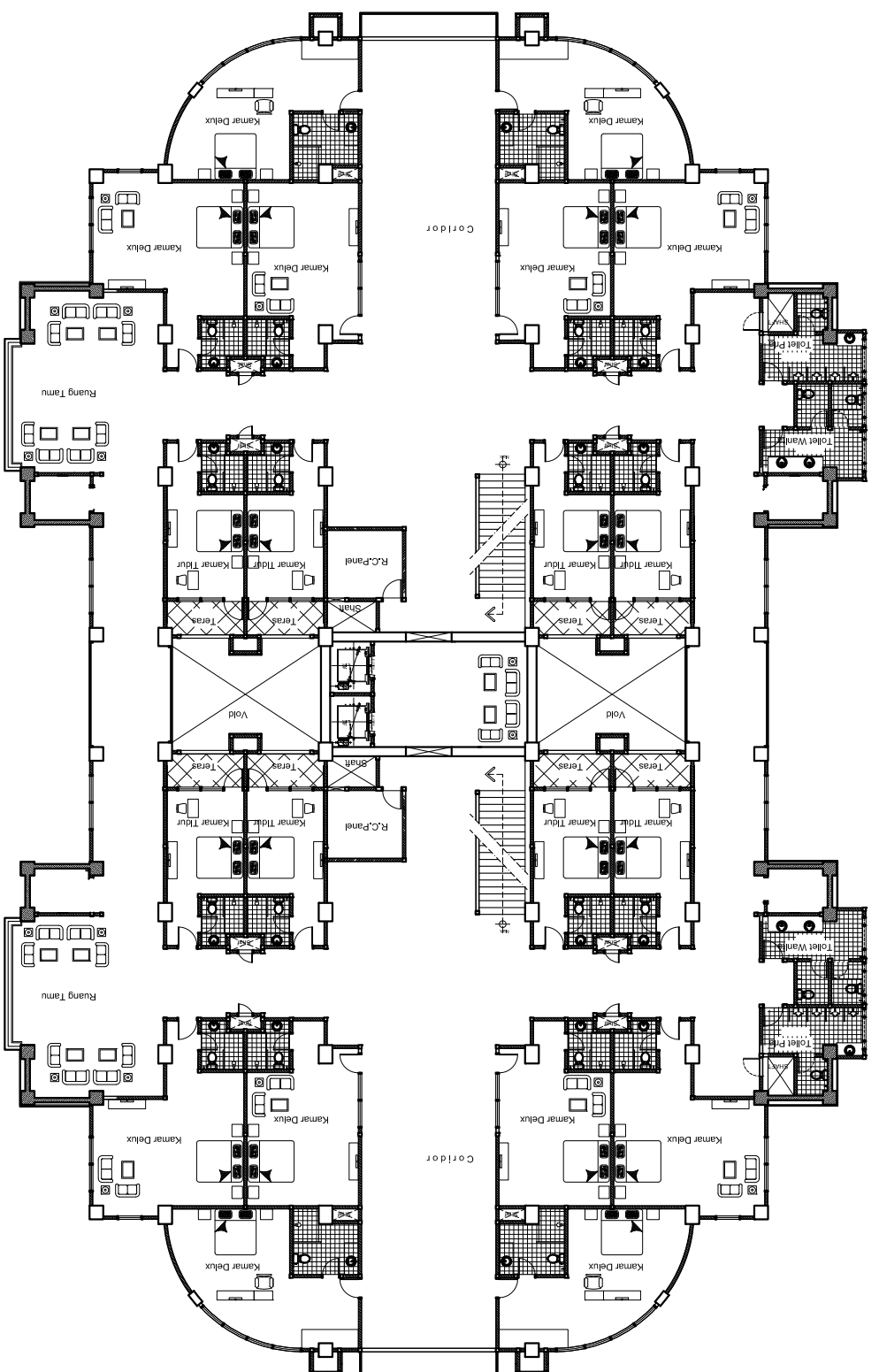


**MASTER PLAN LPMP SUMBAR
(RENCANA)**

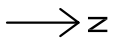
1 : 1000



<p>KEGIATAN TUJUAN AKHIR</p> <p>PEKERJAAN ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF. <i>REGID FRAME - SIZE/FR WALL - CORE WALL</i> PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI</p> <p>LOKASI KOTA PADANG</p>	<p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL</p>	<p>DISETUJUI OLEH,</p> <p>Pembimbing</p> <p>Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.</p>	<p>DISETUJUI OLEH,</p> <p>Pembimbing</p> <p>Prof. Dr. Ir. I. GUSTI PUTU RAKA</p>	<p>DISUSUN OLEH,</p> <p>Mahasiswa</p> <p>FEBRA DARNO EKA WINDORA</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>MASTER PLAN LPMP SUMBAR RENCANA</p>	<p>SKALA</p> <p>1 : 1000</p>	<p>Keterangan :</p> <p>Mata Datar (+ 20 M) Tinggian B/D (+ 20 M) Sistem Datar Minimum</p>	<p>Code Dwg.</p> <p>STRUKTUR</p> <p>No. Lembar</p> <p>01</p> <p>Jln. Lembar</p> <p>35</p>
---	--	--	--	--	--	------------------------------	---	---



TYPICAL LANTAI 02 sd. 30



KEGIATAN
TUGAS AKHIR

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: *RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL* PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTAPADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I. GUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

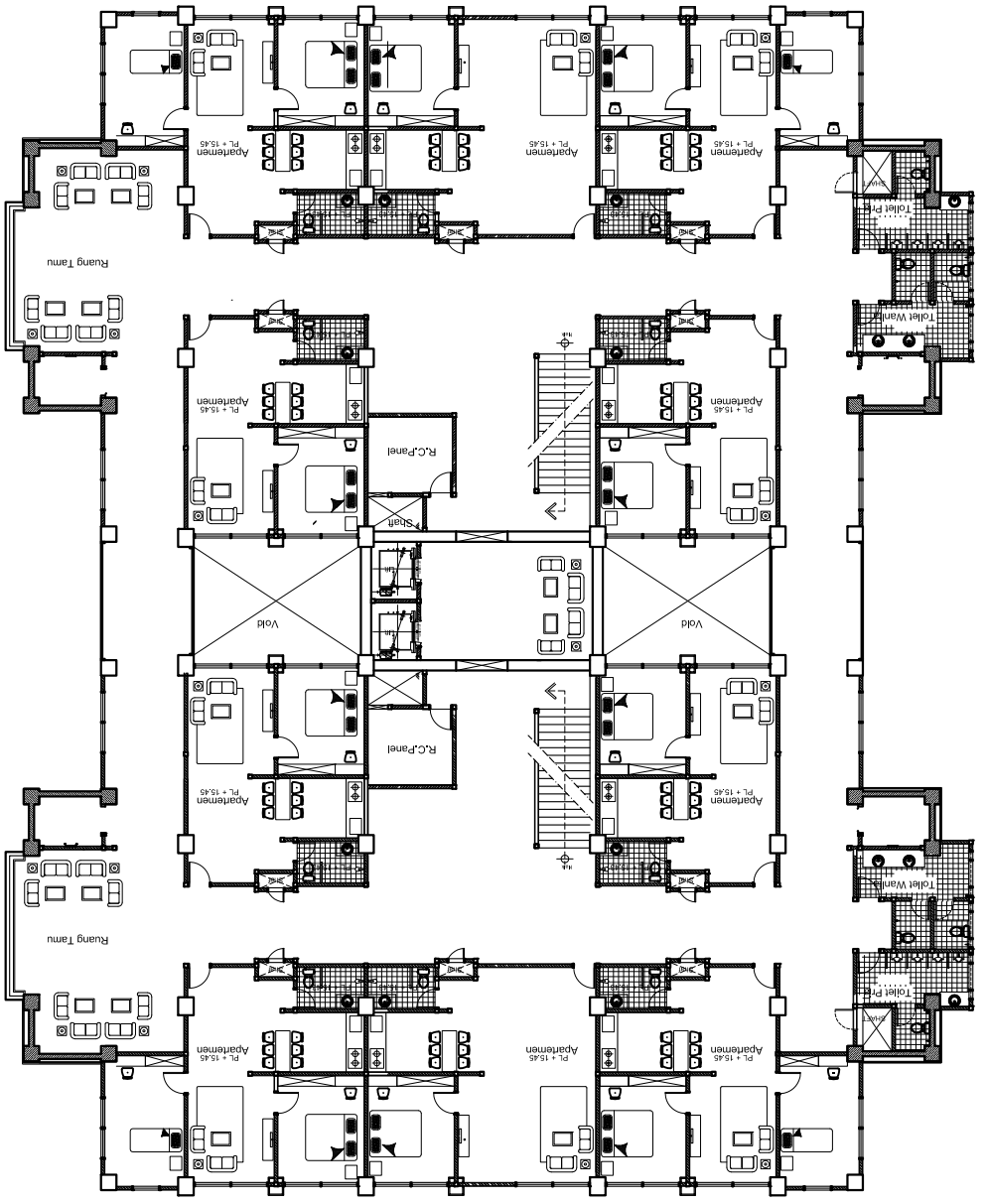
JUDUL GAMBAR
TYPICAL LANTAI 02 sd. 30

SKALA
1 : 200

Keterangan:
Mata Datar (+0.50) M
Tinggian B.D.D. (+0.00) M
Sistem Datar Milimeter

JULI 2017

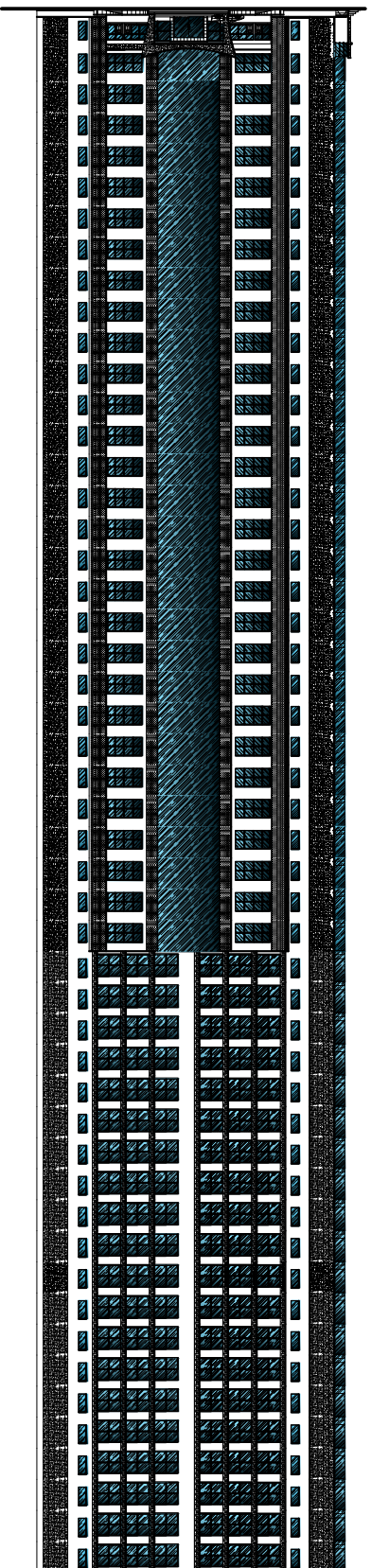
Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
02
Jlm. Lembar
35



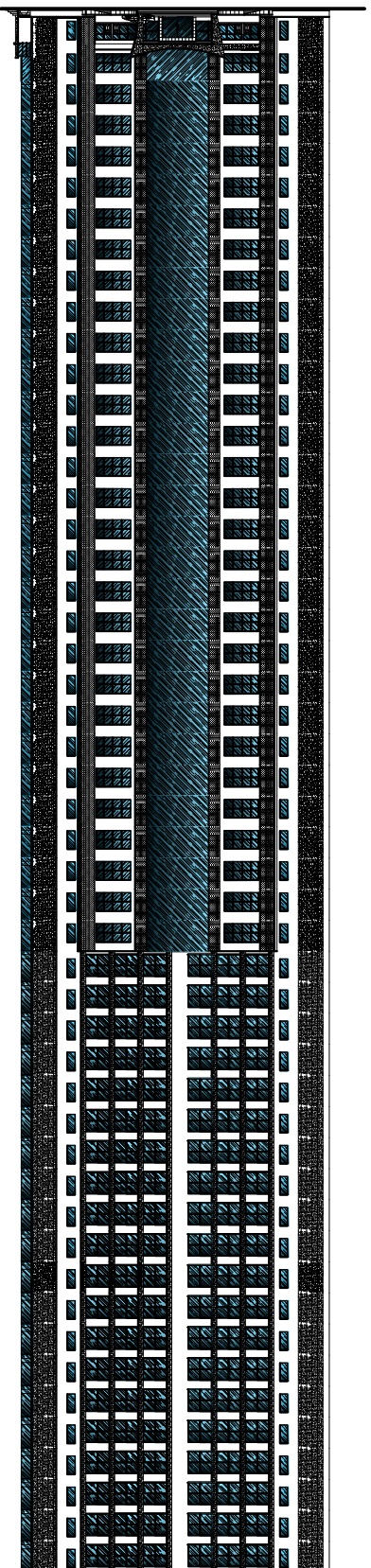
TYPICAL LANTAI 31 sd. 50

KEGIATAN TUJUAN AKHIR PEKERJAAN ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. JAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBBA DARNO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR TYPICAL LANTAI 31 sd. 50		SKALA 1 : 200		Keterangan: Main Drawn 1: 50 3/4 Tampilan 3D/2D 1: 400 3/4 Sistem Dalam Milimeter		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 03	
LOKASI KOTAPADANG										JULI 2017				Jln. Lembar 35			

TAMPAK TIMUR



TAMPAK BARAT



13.703.70

185.00

3.709.70-

KEGIATAN
TUJUAN AKHIR

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF. RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR

TAMPAK TIMUR dan
TAMPAK BARAT
RENCANA

SKALA

1 : 600

Keterangan :

Mata Datar (+3.50 M)
Tinggian RLDD (+0.00 M)
Sistem Datar Milimeter

Code Dwg.

STRUKTUR

No. Lembar

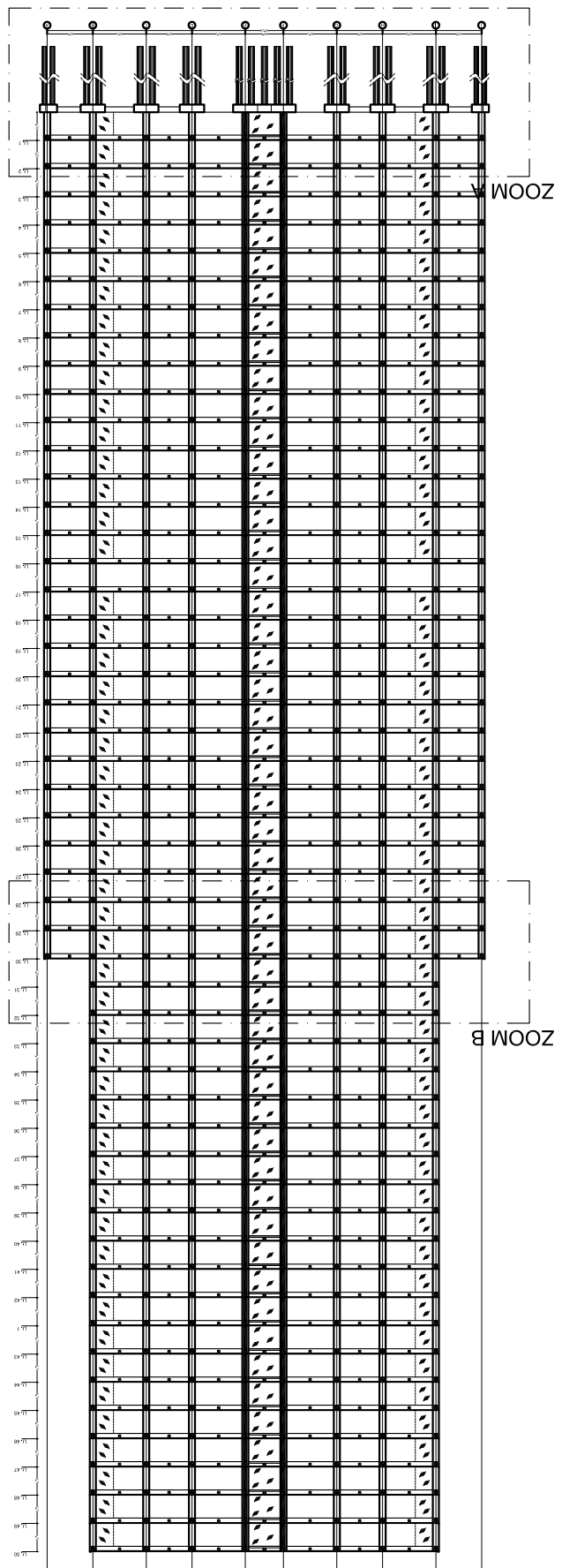
04

Jml. Lembar

35

JULI 2017

POTONGAN A-A STRUKTUR RENCANA



KEGIATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIMI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

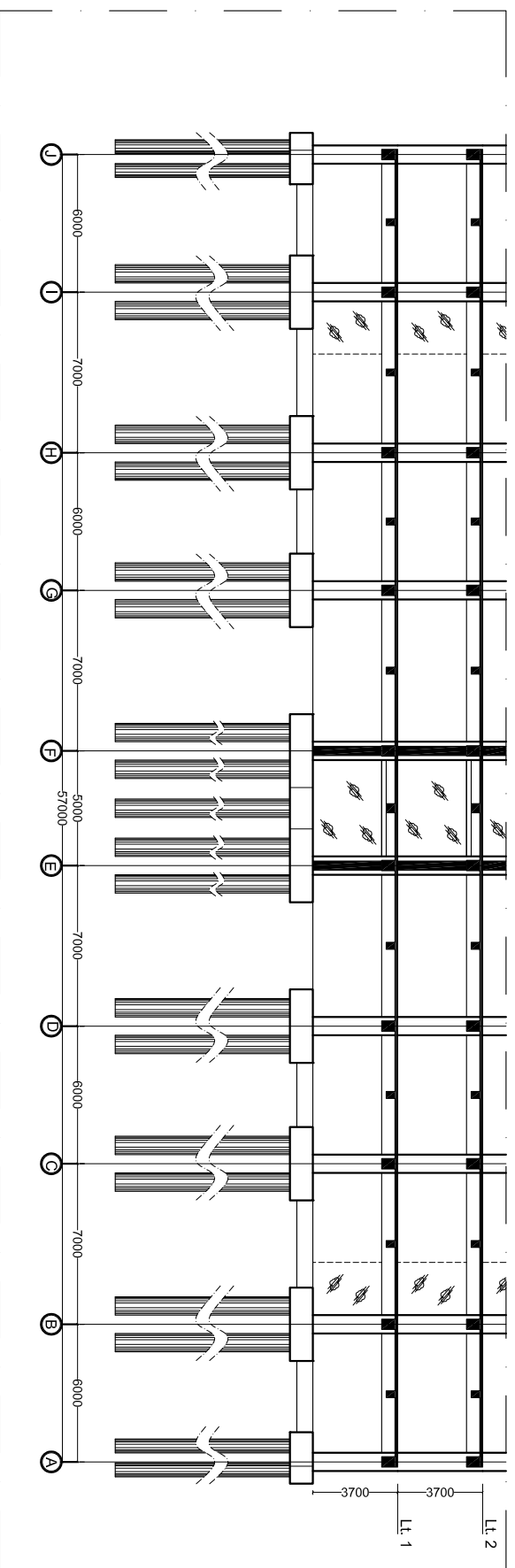
DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
POTONGAN A-A
STRUKTUR RENCANA
SKALA
1 : 600

Keterangan:
Momen Beton f_c = 30 MPa
Tulangan Balok f_y = 400 MPa
Sisi dan Dalam Minimum
JULI 2017

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
05
Jml. Lembar
35

ZOOM B



ZOOM B (POTONGAN STRUKTUR RENCANA)

KEGIATAN
TUGAS AKHIR

PERERIAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR

ZOOM A
(POTONGAN STRUKTUR
RENCANA)

SKALA

1 : 200

Keterangan:

Mata Beton (c = 30 MPa)
Tulangan B1/D1 & 400 MPa
Sisium Dalam Balok

Code Dwg.

STRUKTUR

No. Lembar

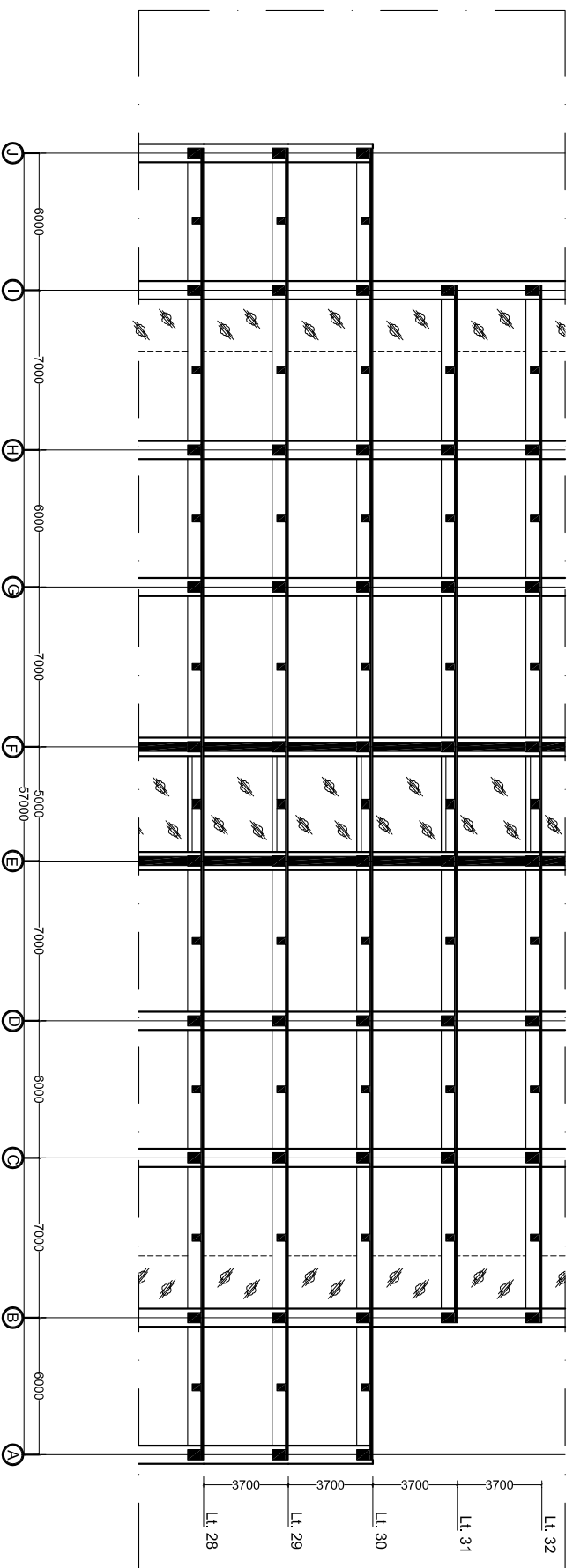
06

Jln. Lembar

35

JULI 2017

ZOOM B



ZOOM A (POTONGAN STRUKTUR RENCANA)

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

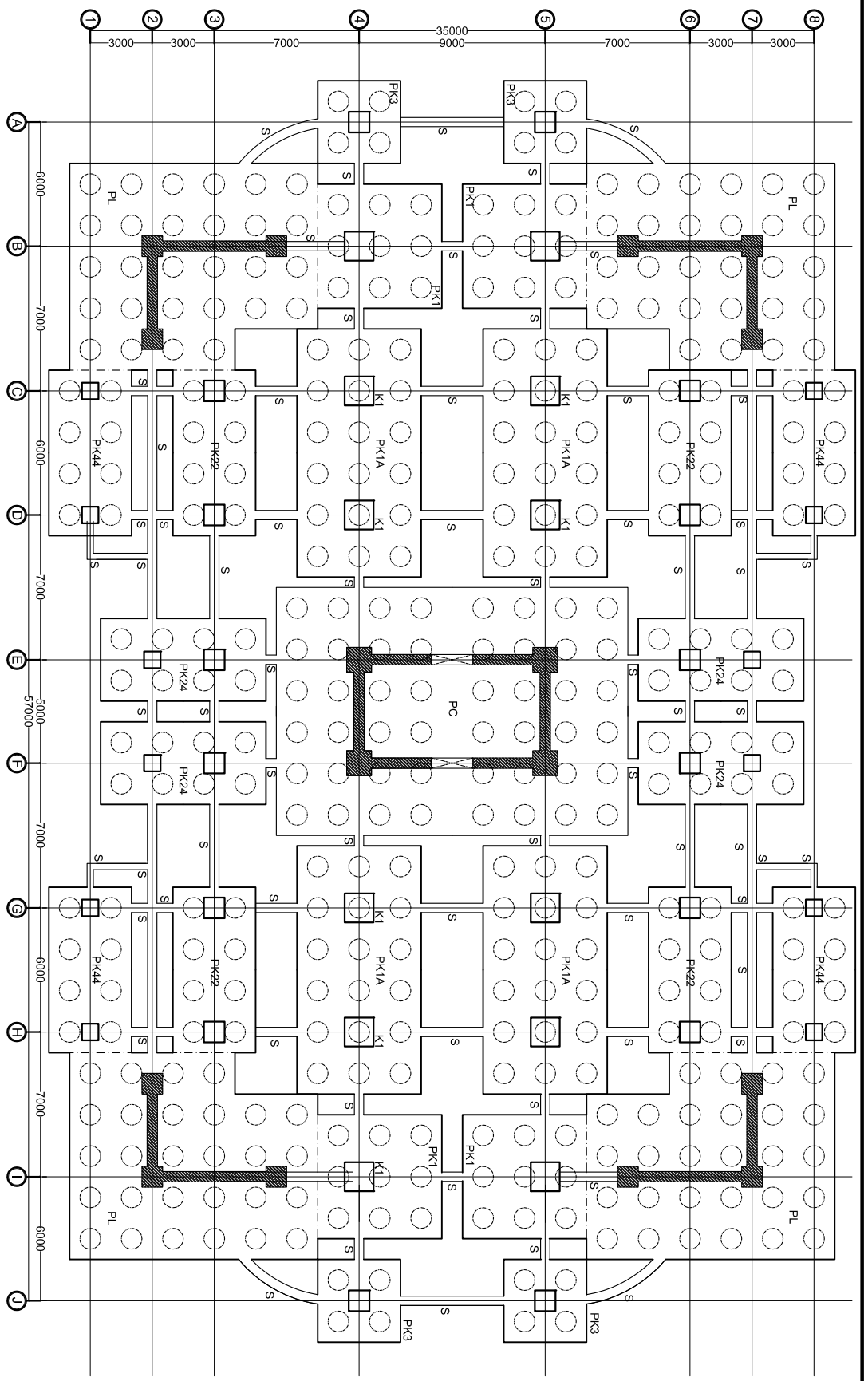
JUDUL GAMBAR
ZOOM B
(POTONGAN STRUKTUR
RENCANA)

SKALA
1 : 200

Keterangan :
Mata Datar (+3.00 M)
Tinggian BTD (+0.00 M)
Sistem Dalam Milimeter

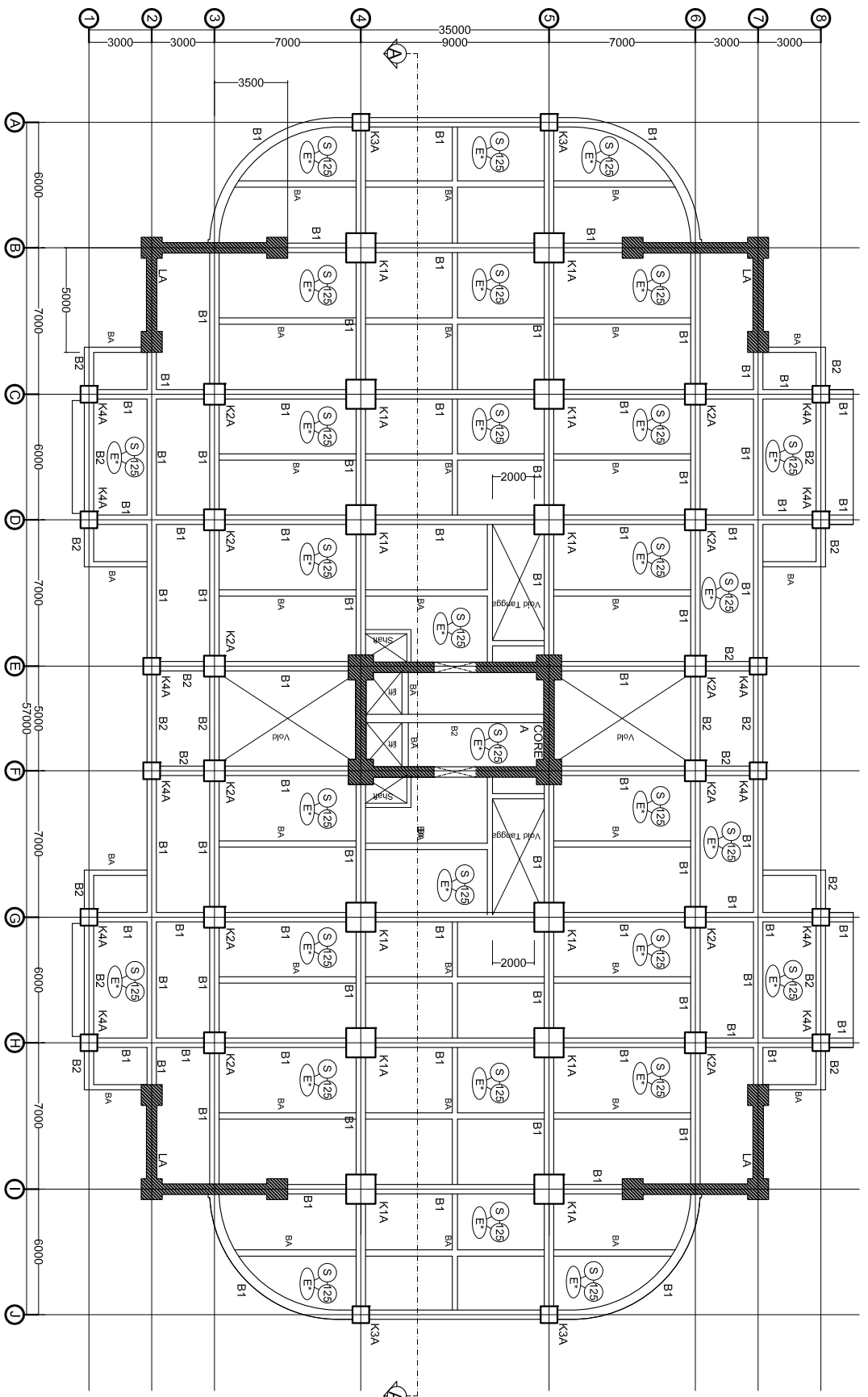
JULI 2017

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
07
Jln. Lembar
35



● DENAH PONDASI, POUR dan SLOOF
 Skala 1:200

KEGIATAN TUGAS AKHIR PERERIAN DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF - RIGID FRAME - SIFIR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI LOKASI KOTA PADANG		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. I. GUSTI PUTU RAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBRA DARNO EKA WINDORA		JUJUL GAMBAR DENAH PONDASI POUR dan SLOOF SKALA 1 : 200		Keterangan : Momen Beton f'c = 30 MPa Tulangan B&TD f'y = 400 MPa Sistem Dukung Momen		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 08 Jln. Lembar 35	
										KETERANGAN : 1. 200 2. 200 3. 200 4. 200 5. 200 6. 200 7. 200 8. 200 9. 200 10. 200 11. 200 12. 200 13. 200 14. 200 15. 200 16. 200 17. 200 18. 200 19. 200 20. 200 21. 200 22. 200 23. 200 24. 200 25. 200 26. 200 27. 200 28. 200 29. 200 30. 200 31. 200 32. 200 33. 200 34. 200 35. 200 36. 200 37. 200 38. 200 39. 200 40. 200 41. 200 42. 200 43. 200 44. 200 45. 200 46. 200 47. 200 48. 200 49. 200 50. 200 51. 200 52. 200 53. 200 54. 200 55. 200 56. 200 57. 200 58. 200 59. 200 60. 200 61. 200 62. 200 63. 200 64. 200 65. 200 66. 200 67. 200 68. 200 69. 200 70. 200 71. 200 72. 200 73. 200 74. 200 75. 200 76. 200 77. 200 78. 200 79. 200 80. 200 81. 200 82. 200 83. 200 84. 200 85. 200 86. 200 87. 200 88. 200 89. 200 90. 200 91. 200 92. 200 93. 200 94. 200 95. 200 96. 200 97. 200 98. 200 99. 200 100. 200 101. 200 102. 200 103. 200 104. 200 105. 200 106. 200 107. 200 108. 200 109. 200 110. 200 111. 200 112. 200 113. 200 114. 200 115. 200 116. 200 117. 200 118. 200 119. 200 120. 200 121. 200 122. 200 123. 200 124. 200 125. 200 126. 200 127. 200 128. 200 129. 200 130. 200 131. 200 132. 200 133. 200 134. 200 135. 200 136. 200 137. 200 138. 200 139. 200 140. 200 141. 200 142. 200 143. 200 144. 200 145. 200 146. 200 147. 200 148. 200 149. 200 150. 200 151. 200 152. 200 153. 200 154. 200 155. 200 156. 200 157. 200 158. 200 159. 200 160. 200 161. 200 162. 200 163. 200 164. 200 165. 200 166. 200 167. 200 168. 200 169. 200 170. 200 171. 200 172. 200 173. 200 174. 200 175. 200 176. 200 177. 200 178. 200 179. 200 180. 200 181. 200 182. 200 183. 200 184. 200 185. 200 186. 200 187. 200 188. 200 189. 200 190. 200 191. 200 192. 200 193. 200 194. 200 195. 200 196. 200 197. 200 198. 200 199. 200 200. 200 201. 200 202. 200 203. 200 204. 200 205. 200 206. 200 207. 200 208. 200 209. 200 210. 200 211. 200 212. 200 213. 200 214. 200 215. 200 216. 200 217. 200 218. 200 219. 200 220. 200 221. 200 222. 200 223. 200 224. 200 225. 200 226. 200 227. 200 228. 200 229. 200 230. 200 231. 200 232. 200 233. 200 234. 200 235. 200 236. 200 237. 200 238. 200 239. 200 240. 200 241. 200 242. 200 243. 200 244. 200 245. 200 246. 200 247. 200 248. 200 249. 200 250. 200 251. 200 252. 200 253. 200 254. 200 255. 200 256. 200 257. 200 258. 200 259. 200 260. 200 261. 200 262. 200 263. 200 264. 200 265. 200 266. 200 267. 200 268. 200 269. 200 270. 200 271. 200 272. 200 273. 200 274. 200 275. 200 276. 200 277. 200 278. 200 279. 200 280. 200 281. 200 282. 200 283. 200 284. 200 285. 200 286. 200 287. 200 288. 200 289. 200 290. 200 291. 200 292. 200 293. 200 294. 200 295. 200 296. 200 297. 200 298. 200 299. 200 300. 200 301. 200 302. 200 303. 200 304. 200 305. 200 306. 200 307. 200 308. 200 309. 200 310. 200 311. 200 312. 200 313. 200 314. 200 315. 200 316. 200 317. 200 318. 200 319. 200 320. 200 321. 200 322. 200 323. 200 324. 200 325. 200 326. 200 327. 200 328. 200 329. 200 330. 200 331. 200 332. 200 333. 200 334. 200 335. 200 336. 200 337. 200 338. 200 339. 200 340. 200 341. 200 342. 200 343. 200 344. 200 345. 200 346. 200 347. 200 348. 200 349. 200 350. 200 351. 200 352. 200 353. 200 354. 200 355. 200 356. 200 357. 200 358. 200 359. 200 360. 200 361. 200 362. 200 363. 200 364. 200 365. 200 366. 200 367. 200 368. 200 369. 200 370. 200 371. 200 372. 200 373. 200 374. 200 375. 200 376. 200 377. 200 378. 200 379. 200 380. 200 381. 200 382. 200 383. 200 384. 200 385. 200 386. 200 387. 200 388. 200 389. 200 390. 200 391. 200 392. 200 393. 200 394. 200 395. 200 396. 200 397. 200 398. 200 399. 200 400. 200 401. 200 402. 200 403. 200 404. 200 405. 200 406. 200 407. 200 408. 200 409. 200 410. 200 411. 200 412. 200 413. 200 414. 200 415. 200 416. 200 417. 200 418. 200 419. 200 420. 200 421. 200 422. 200 423. 200 424. 200 425. 200 426. 200 427. 200 428. 200 429. 200 430. 200 431. 200 432. 200 433. 200 434. 200 435. 200 436. 200 437. 200 438. 200 439. 200 440. 200 441. 200 442. 200 443. 200 444. 200 445. 200 446. 200 447. 200 448. 200 449. 200 450. 200 451. 200 452. 200 453. 200 454. 200 455. 200 456. 200 457. 200 458. 200 459. 200 460. 200 461. 200 462. 200 463. 200 464. 200 465. 200 466. 200 467. 200 468. 200 469. 200 470. 200 471. 200 472. 200 473. 200 474. 200 475. 200 476. 200 477. 200 478. 200 479. 200 480. 200 481. 200 482. 200 483. 200 484. 200 485. 200 486. 200 487. 200 488. 200 489. 200 490. 200 491. 200 492. 200 493. 200 494. 200 495. 200 496. 200 497. 200 498. 200 499. 200 500. 200 501. 200 502. 200 503. 200 504. 200 505. 200 506. 200 507. 200 508. 200 509. 200 510. 200 511. 200 512. 200 513. 200 514. 200 515. 200 516. 200 517. 200 518. 200 519. 200 520. 200 521. 200 522. 200 523. 200 524. 200 525. 200 526. 200 527. 200 528. 200 529. 200 530. 200 531. 200 532. 200 533. 200 534. 200 535. 200 536. 200 537. 200 538. 200 539. 200 540. 200 541. 200 542. 200 543. 200 544. 200 545. 200 546. 200 547. 200 548. 200 549. 200 550. 200 551. 200 552. 200 553. 200 554. 200 555. 200 556. 200 557. 200 558. 200 559. 200 560. 200 561. 200 562. 200 563. 200 564. 200 565. 200 566. 200 567. 200 568. 200 569. 200 570. 200 571. 200 572. 200 573. 200 574. 200 575. 200 576. 200 577. 200 578. 200 579. 200 580. 200 581. 200 582. 200 583. 200 584. 200 585. 200 586. 200 587. 200 588. 200 589. 200 590. 200 591. 200 592. 200 593. 200 594. 200 595. 200 596. 200 597. 200 598. 200 599. 200 600. 200 601. 200 602. 200 603. 200 604. 200 605. 200 606. 200 607. 200 608. 200 609. 200 610. 200 611. 200 612. 200 613. 200 614. 200 615. 200 616. 200 617. 200 618. 200 619. 200 620. 200 621. 200 622. 200 623. 200 624. 200 625. 200 626. 200 627. 200 628. 200 629. 200 630. 200 631. 200 632. 200 633. 200 634. 200 635. 200 636. 200 637. 200 638. 200 639. 200 640. 200 641. 200 642. 200 643. 200 644. 200 645. 200 646. 200 647. 200 648. 200 649. 200 650. 200 651. 200 652. 200 653. 200 654. 200 655. 200 656. 200 657. 200 658. 200 659. 200 660. 200 661. 200 662. 200 663. 200 664. 200 665. 200 666. 200 667. 200 668. 200 669. 200 670. 200 671. 200 672. 200 673. 200 674. 200 675. 200 676. 200 677. 200 678. 200 679. 200 680. 200 681. 200 682. 200 683. 200 684. 200 685. 200 686. 200 687. 200 688. 200 689. 200 690. 200 691. 200 692. 200 693. 200 694. 200 695. 200 696. 200 697. 200 698. 200 699. 200 700. 200 701. 200 702. 200 703. 200 704. 200 705. 200 706. 200 707. 200 708. 200 709. 200 710. 200 711. 200 712. 200 713. 200 714. 200 715. 200 716. 200 717. 200 718. 200 719. 200 720. 200 721. 200 722. 200 723. 200 724. 200 725. 200 726. 200 727. 200 728. 200 729. 200 730. 200 731. 200 732. 200 733. 200 734. 200 735. 200 736. 200 737. 200 738. 200 739. 200 740. 200 741. 200 742. 200 743. 200 744. 200 745. 200 746. 200 747. 200 748. 200 749. 200 750. 200 751. 200 752. 200 753. 200 754. 200 755. 200 756. 200 757. 200 758. 200 759. 200 760. 200 761. 200 762. 200 763. 200 764. 200 765. 200 766. 200 767. 200 768. 200 769. 200 770. 200 771. 200 772. 200 773. 200 774. 200 775. 200 776. 200 777. 200 778. 200 779. 200 780. 200 781. 200 782. 200 783. 200 784. 200 785. 200 786. 200 787. 200 788. 200 789. 200 790. 200 791. 200 792. 200 793. 200 794. 200 795. 200 796. 200 797. 200 798. 200 799. 200 800. 200 801. 200 802. 200 803. 200 804. 200 805. 200 806. 200 807. 200 808. 200 809. 200 810. 200 811. 200 812. 200 813. 200 814. 200 815. 200 816. 200 817. 200 818. 200 819. 200 820. 200 821. 200 822. 200 823. 200 824. 200 825. 200 826. 200 827. 200 828. 200 829. 200 830. 200 831. 200 832. 200 833. 200 834. 200 835. 200 836. 200 837. 200 838. 200 839. 200 840. 200 841. 200 842. 200 843. 200 844. 200 845. 200 846. 200 847. 200 848. 200 849. 200 850. 200 851. 200 852. 200 853. 200 854. 200 855. 200 856. 200 857. 200 858. 200 859. 200 860. 200 861. 200 862. 200 863. 200 864. 200 865. 200 866. 200 867. 200 868. 200 869. 200 870. 200 871. 200 872. 200 873. 200 874. 200 875. 200 876. 200 877. 200 878. 200 879. 200 880. 200 881. 200 882. 200 883. 200 884. 200 885. 200 886. 200 887. 200 888. 200 889. 200 890. 200 891. 200 892. 200 893. 200 894. 200 895. 200 896. 200 897. 200 898. 200 899. 200					



DENAH STRUKTUR TINGKAL LANTAI 1 s.d. LANTAI 10
Skala 1:200

KEGAYASAN
TUANG AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEJUDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GENAPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

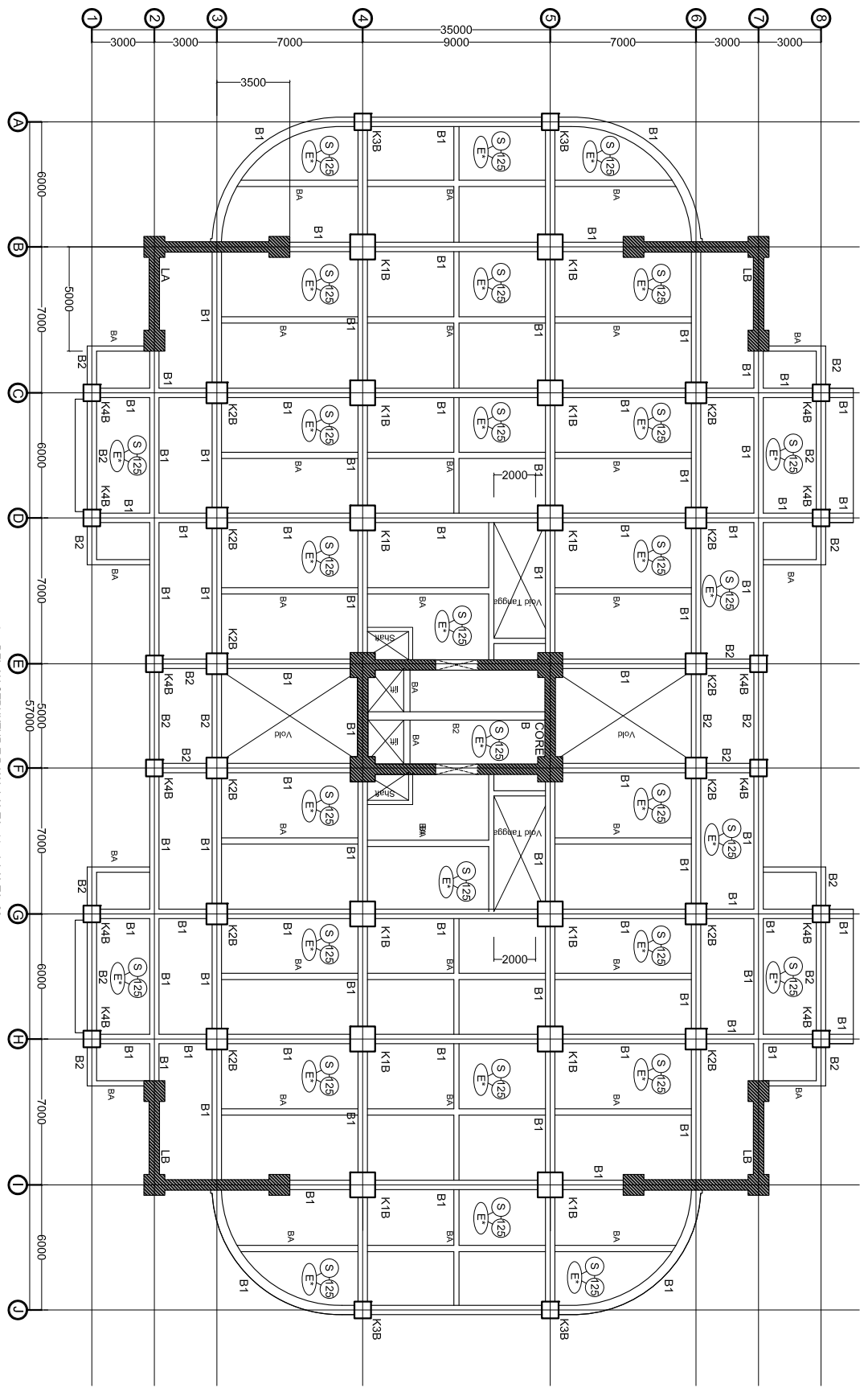
DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRINA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
DENAH STRUKTUR
TIPKAL LANTAI 1 s.d.
LANTAI 10
SKALA
1 : 200

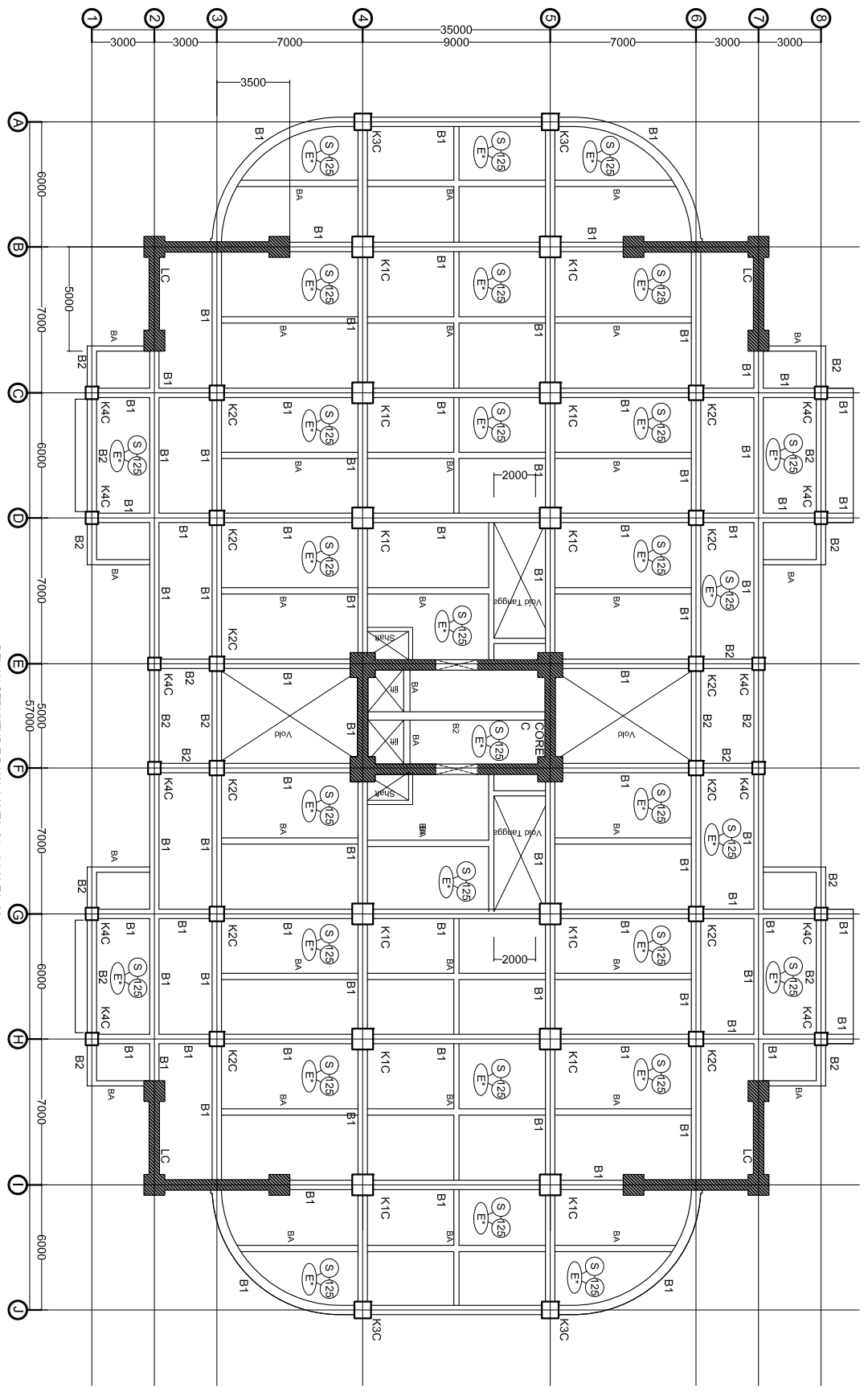
Keterangan :
Mata Datar (+3.00) NPN
Tinggi Baku (TD) +0.00 NPN
Sisi Atas Dalam Milimeter
E = 3700mm Perintang
JULI 2017

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
09
Jlm. Lembar
35



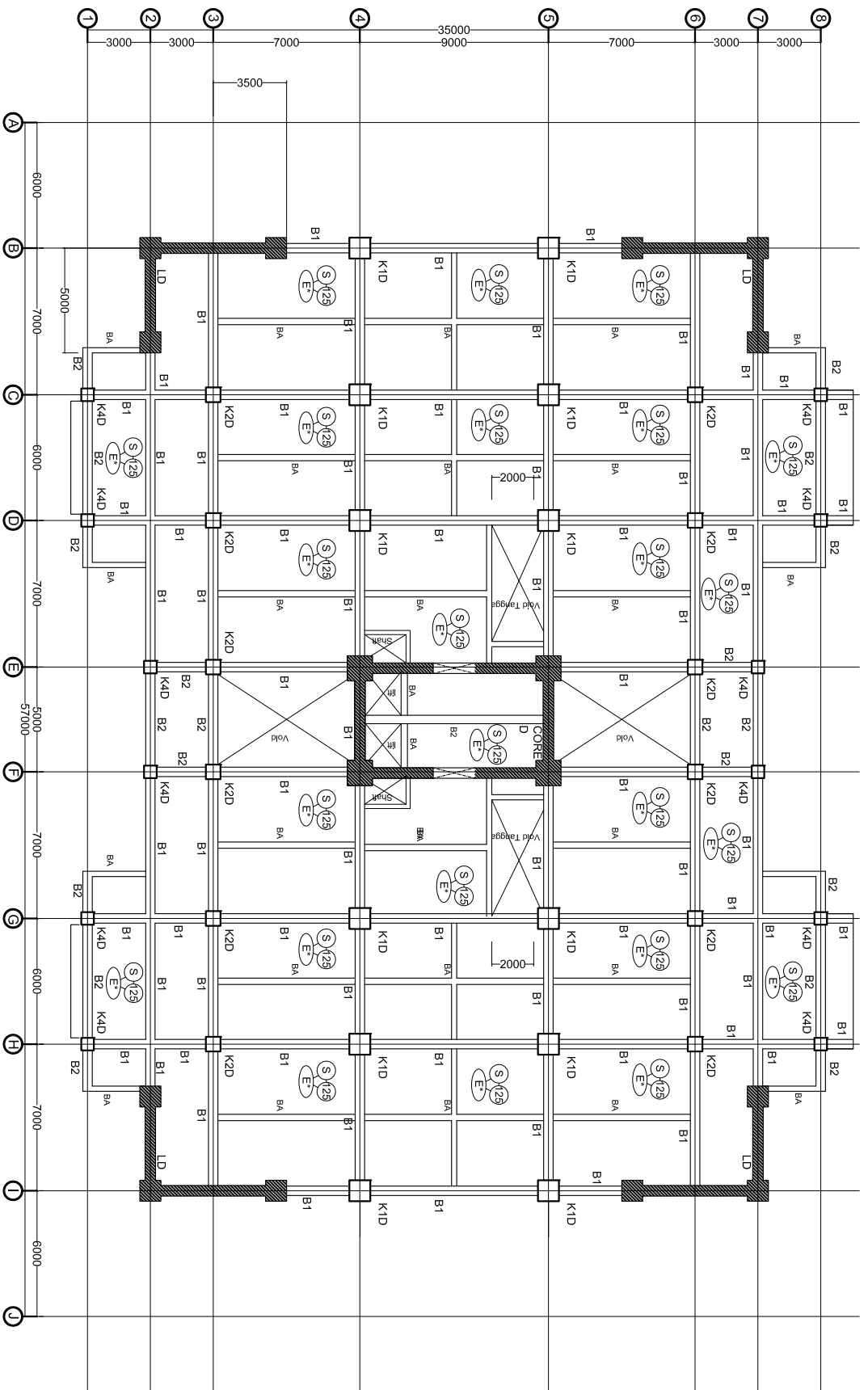
DENAH STRUKTUR TINGKAL LANTAI 11 s.d. LANTAI 20
Skala 1:200

KEGIATAN TUJUAN AKHIR PERKERJAAN DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEJUDUNG TINGGI ANALISIS DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SIDE FILL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D. Pembimbing		Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA Pembimbing		FEBRINA DARNO EKA WINDORA Mahasiswa		DENAH STRUKTUR TINGKAL LANTAI 11 s.d. LANTAI 20		SKALA 1 : 200		Keterangan : Main Beam (E-30) 30x40 Tumpang (B1D) 30x40 Sisi Atas Dalam Miliner E = 3700mm Perintang		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 10		JULI 2017 Jln. Lembar 35	
LOKASI KOTA PADANG																			



Denah Struktur Tipikal Lantai 21 s.d. Lantai 30
Skala 1:200

KEGIATAN TUJUAN AKHIR ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEJUDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME - SIFER WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI LOKASI KOTA PADANG		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBRINA DARNO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR DENAH STRUKTUR TIPIKAL LANTAI 21 s.d. LANTAI 30		SKALA 1 : 200		Keterangan : Momen Dikawatir $f_c = 30 \text{ MPa}$ Tegangan Baku DTD $f_y = 400 \text{ MPa}$ Sifatnya Dalam Momen E = 3700000 Permalid		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 11 Jln. Lembar 35	
KOTA PADANG 11 JULI 2017																	



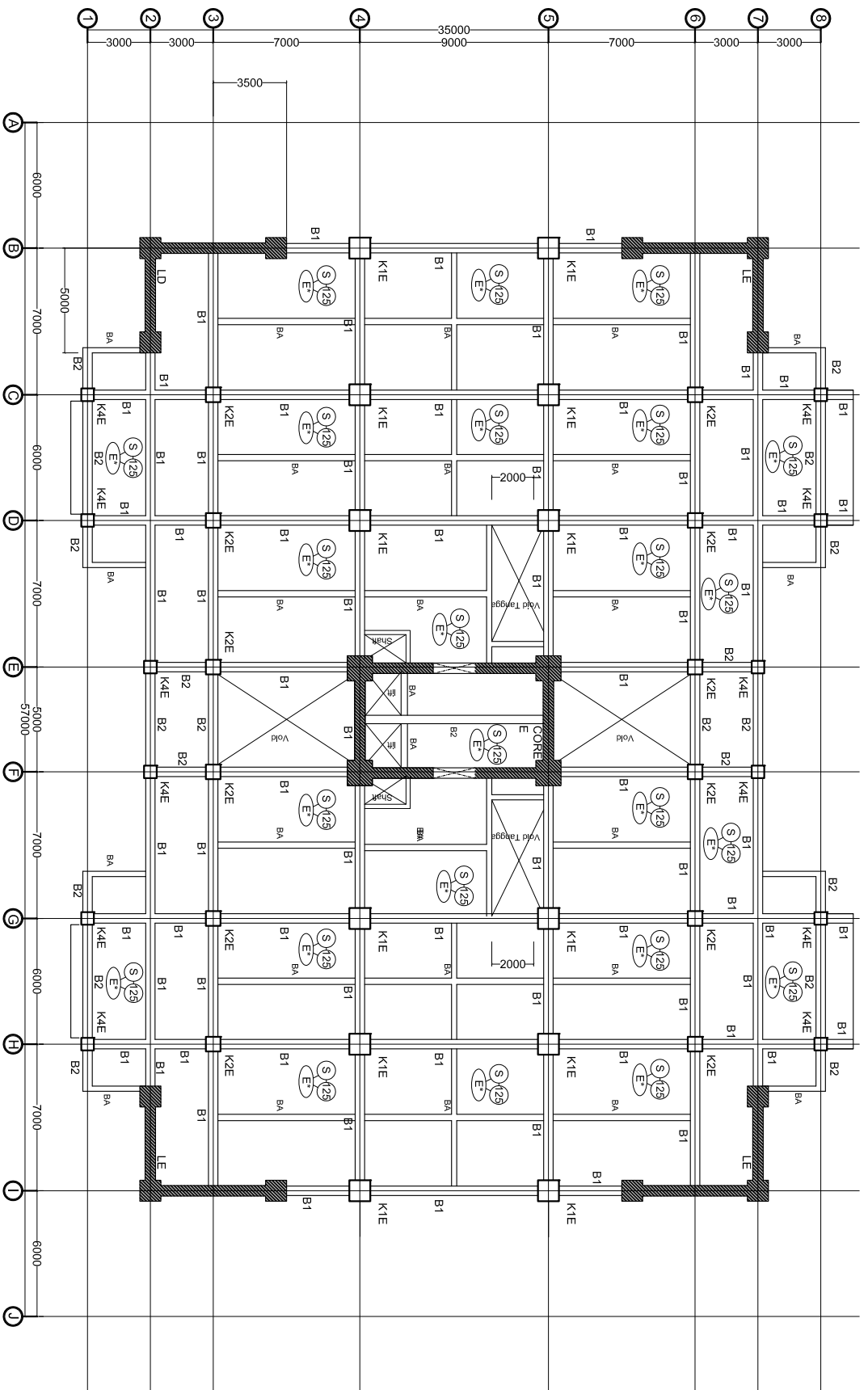
DENAH STRUKTUR TINGKAL LANTAI 3rd LANTAI 40
Skala 1:200

KEGAYATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISUSUN OLEH, Mahasiswa	JUDUL GAMBAR	SKALA	Keterangan:	Code Dwg.
Prof. JAVIO, S.T., M.T., Ph.D.	Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA	FEBRINA DARNO EKA WINDORA	DENAH STRUKTUR TIPKAL LANTAI 3rd s.d. LANTAI 40	1 : 200	Maka Dimensi (E-30) Mpa Tulangan (E-10D) 7-400 Mpa Sisi dan Dalam Minimum E = 3700mm Perimeter	STRUKTUR No. Lembar 12 Jlm. Lembar 35
						JULI 2017



DENAH STRUKTUR TINGKAL LANTAI 41 s.d. LANTAI 49
Skala 1:200

KEGAYASAN
TUANG AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

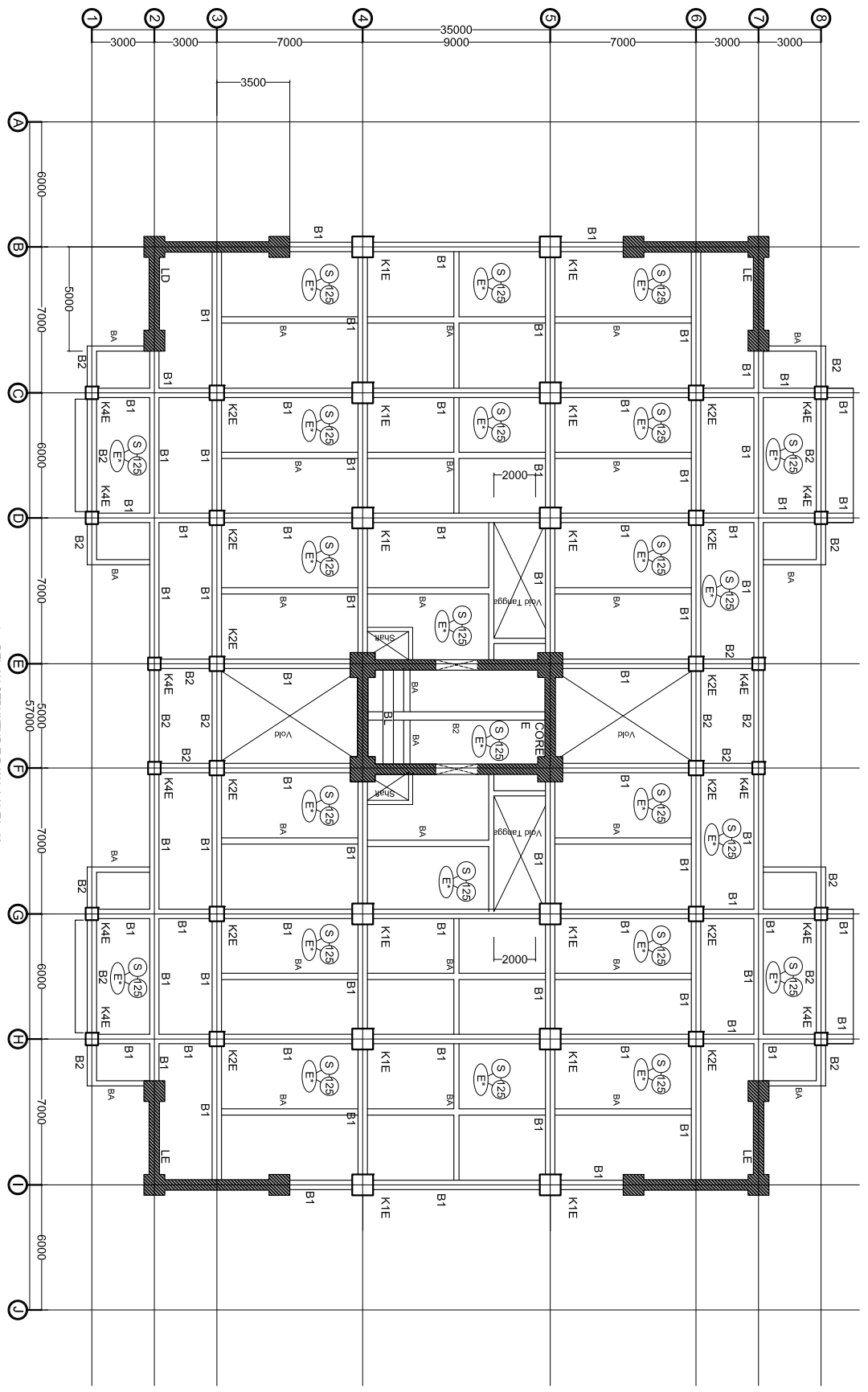
DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. JAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAWA

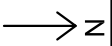
DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRINA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
DENAH STRUKTUR
TINGKAL LANTAI 41 s.d.
LANTAI 49
SKALA
1 : 200

Keterangan :
Main Beam (c-30) 30x30
Tulangan Balok (D) 7-400 30x30
Sisi Atas Dalam Momen
E = 3700000 Perintang
Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
13
Jlm. Lembar
35
JULI 2017



DENAH STRUKTUR TIPKAL LANTAI 50
Skala 1:200

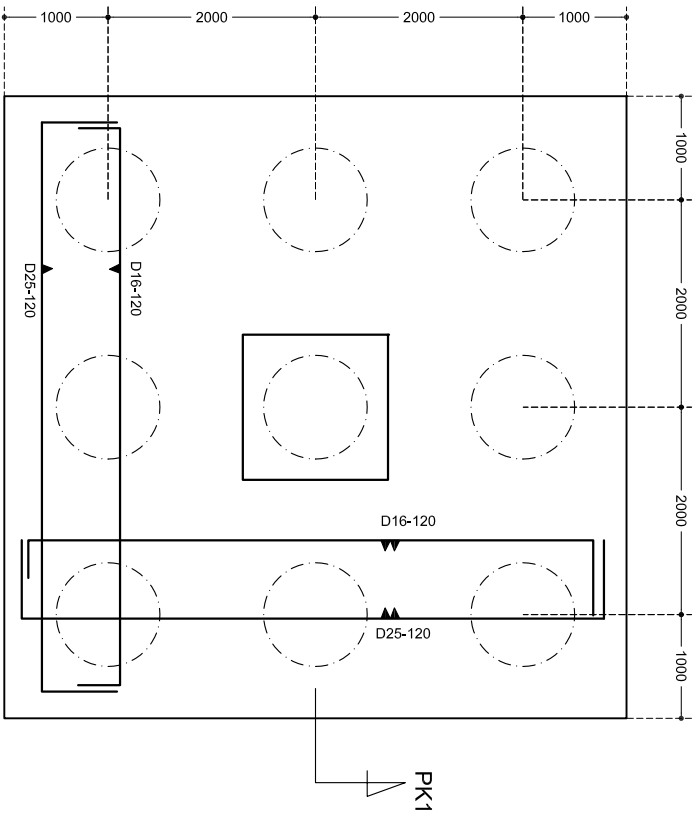


KEGAYASAN
TUGAS AKHIR
PERKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG

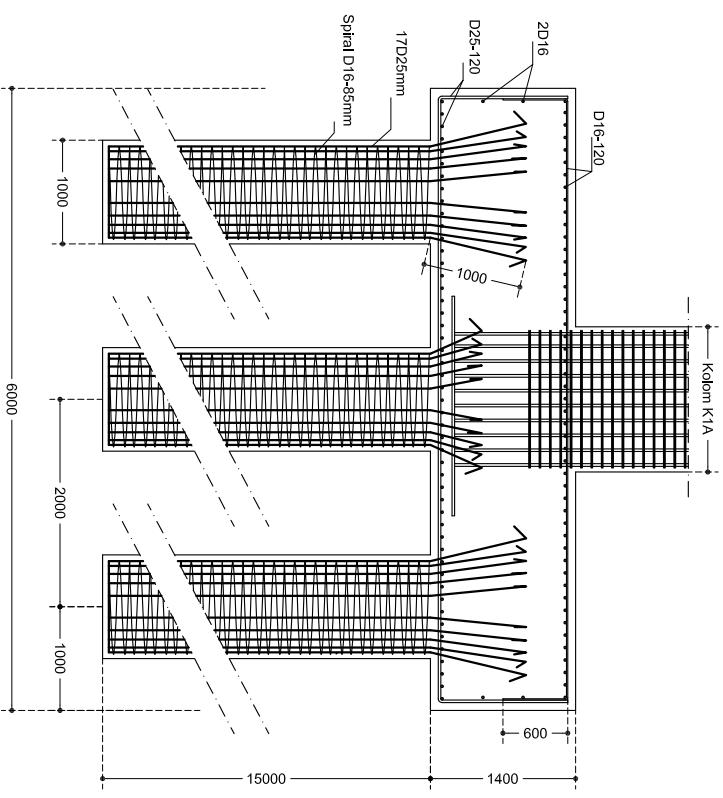


FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISUSUN OLEH, Mahasiswa	JUDUL GAMBAR	SKALA	Keterangan: Main Draw (E-30) N/A Tulangan (E-10) 7-400 N/A Sisi Atas Dalam Momen E = 3700mm Perimati	Code Dwg. STRUKTUR
Prof. JAVO, S.T., M.T., Ph.D.	Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA	FEBRINA DARNO EKA WINDORA	DENAH STRUKTUR TIPKAL LANTAI 50	1 : 200		No. Lembar 14
						Jlm. Lembar 35
						JULI 2017



DENAH PONDASI DAN POUR KOLUM TIPE PK1
Skala 1:150



POTONGAN PK1
Skala 1:50

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: *RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL* PADA WILAYAH RESIKO GENAPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

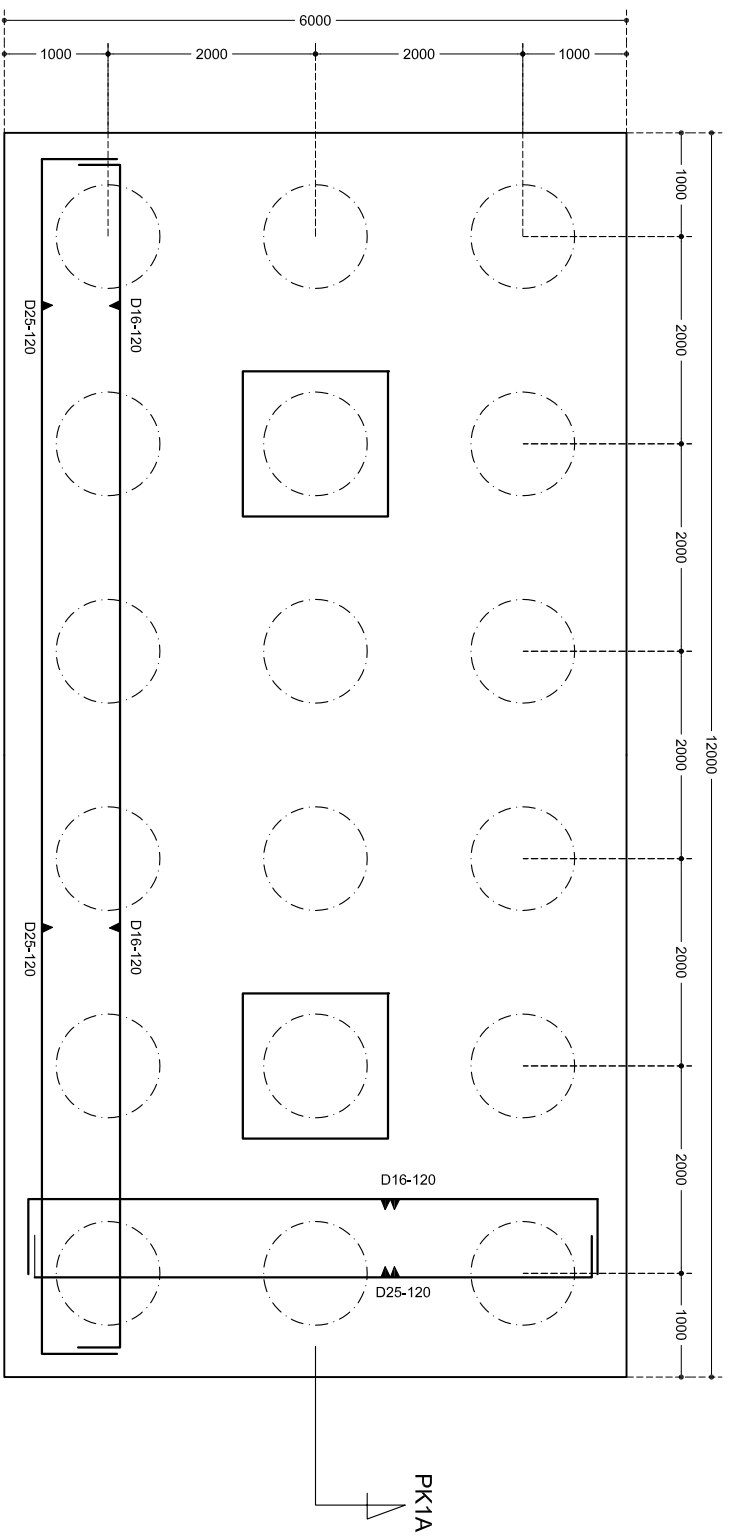
DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
PONDASI KOLON TIPE PK1
SKALA
1:50

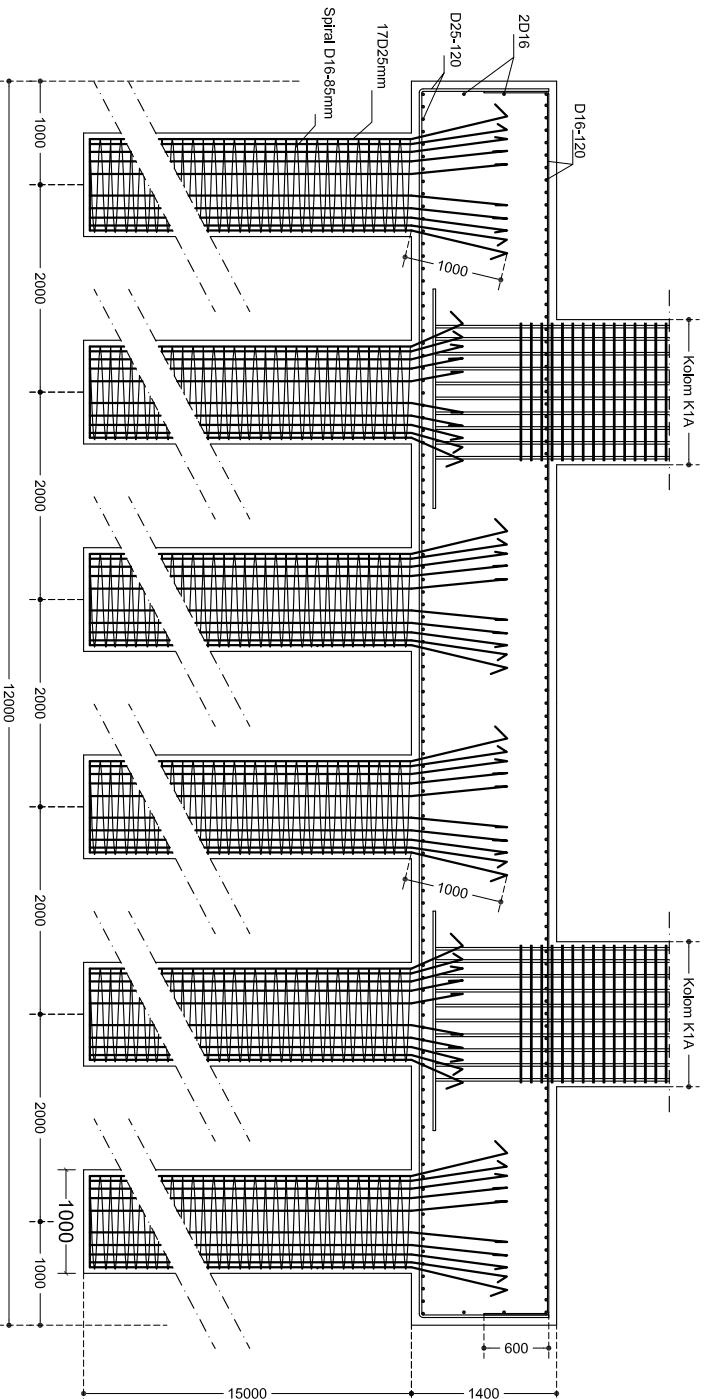
Keterangan:
Mata Beton f'c = 30 MPa
Tulangan f'yd = 400 MPa
Sistem Dalam Balok

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
15
Jln. Lembar
35
JULI 2017



DENAH PONDASI DAN POUR KOLOM TIPE PK1A
Skala 1:50

KEGIATAN TUJAS AKHIR PEKERJAAN ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOL ANJAM DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU BAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBRA DARNO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR PONDASI KOLOM TIPE PK1A		SKALA 1:50		Keterangan : Momen Beton f'c = 30 MPa Tulangan Balok D16-120 Sisi Atas Dalam Balok		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 16 Jln. Lembar 35	
LOKASI KOTA PADANG										JULI 2017							



POTONGAN PK1A
Skala 1:50

KEGIATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
PONDASI KOLOM TIPE PK1A

SKALA
1:50

Keterangan:

Momen Beton f_c = 30 MPa
Tulangan Balok f_y = 400 MPa
Sisi lain Dalam Milimeter

Code Dwg.

STRUKTUR

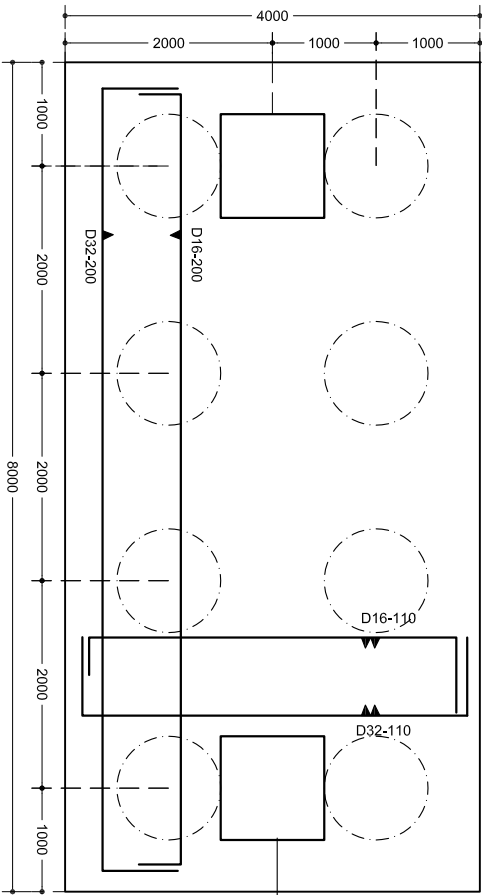
No. Lembar

17

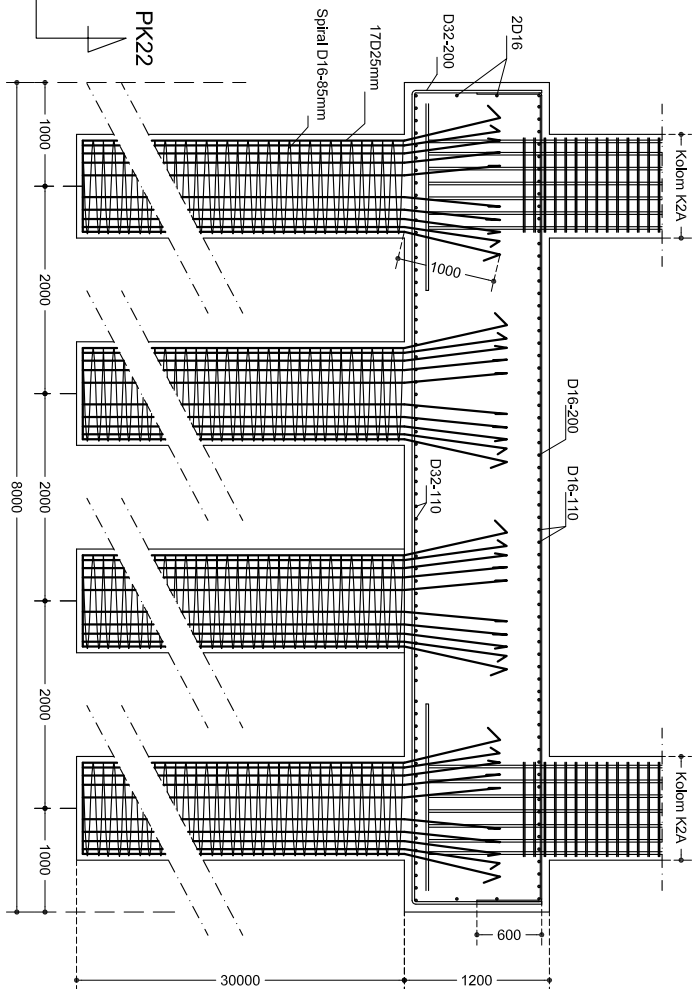
Jln. Lembar

JULI 2017

35



DENAH PONDASI DAN POUR KOLOM TYPE PK22
Skala 1:50



POTONGAN PK22
Skala 1:50

KEGIATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIKAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR STRUKTUR SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

JUDUL GAMBAR
PONDASI KOLOM TYPE PK22

SKALA
1:50

Keterangan:

Momen Beton $f_c = 30 \text{ MPa}$
Tulangan Beton $f_y = 400 \text{ MPa}$
Sifatnya Dalam Millimeter

Code Dwg.
STRUKTUR

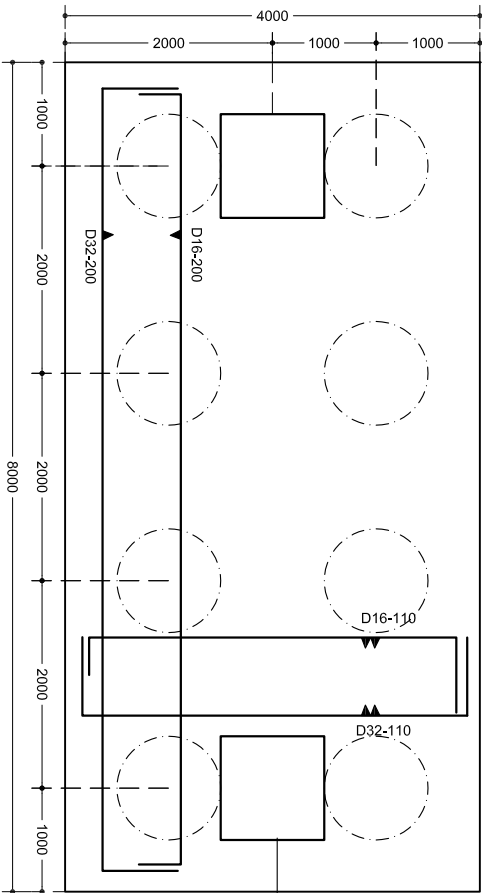
No. Lembar
18

JULI 2017
Jln. Lembar
35

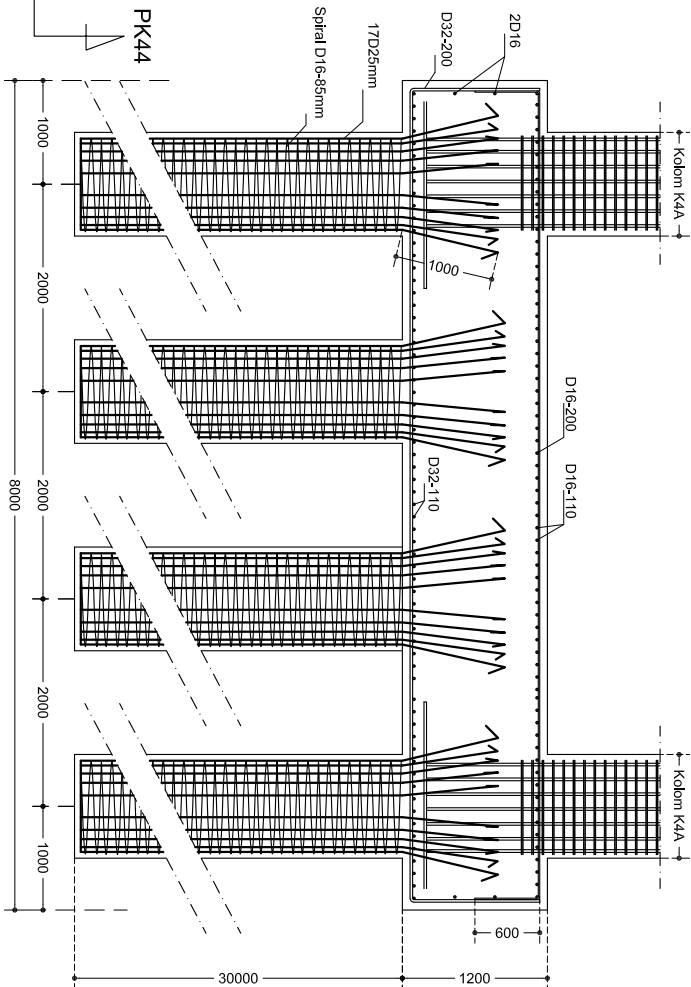
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

FEBRA DARNO EKA WINDORA



DENAH PONDASI DAN POUR KOLOM TIPE PK44
Skala 1:50



POTONGAN PK44
Skala 1:50

KEGIATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIMAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR

PONDASI KOLOM TIPE PK44

SKALA

1:50

Keterangan:

Mata Beton: f_c = 30 MPa
Tulangan: f_y = 400 MPa
Sistem Dalam Milimeter

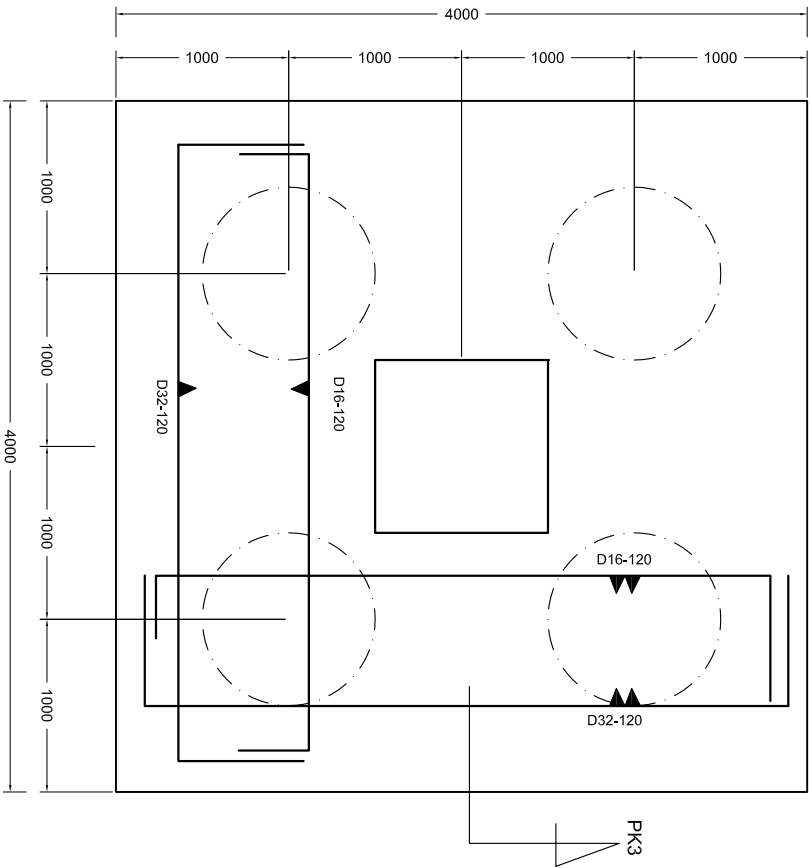
Code Dwg.

STRUKTUR
No. Lembar
19

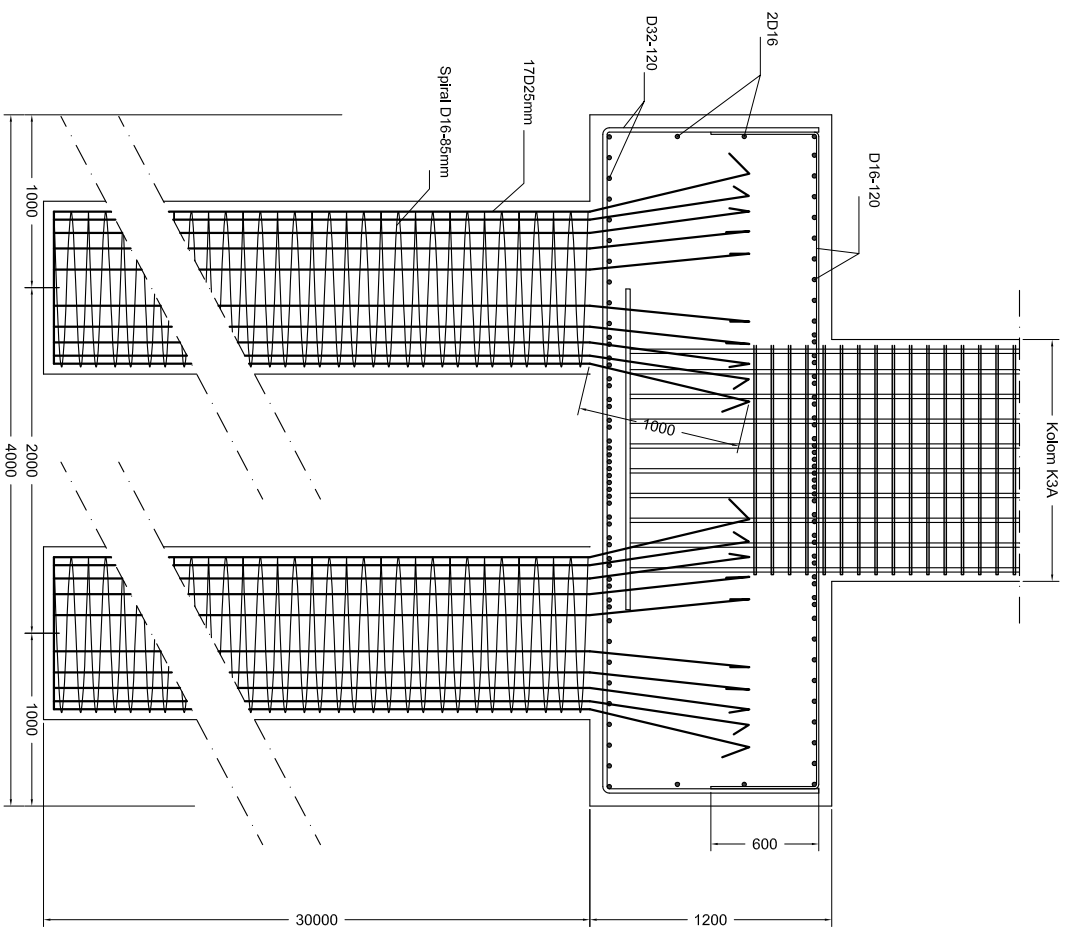
Jumlah Lembar

35

JULI 2017



DENAH PONDASI DAN POUR KOLOM TYPE PK3
Skala 1:30



POTONGAN PK3
Skala 1:30

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. JAWO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUIJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

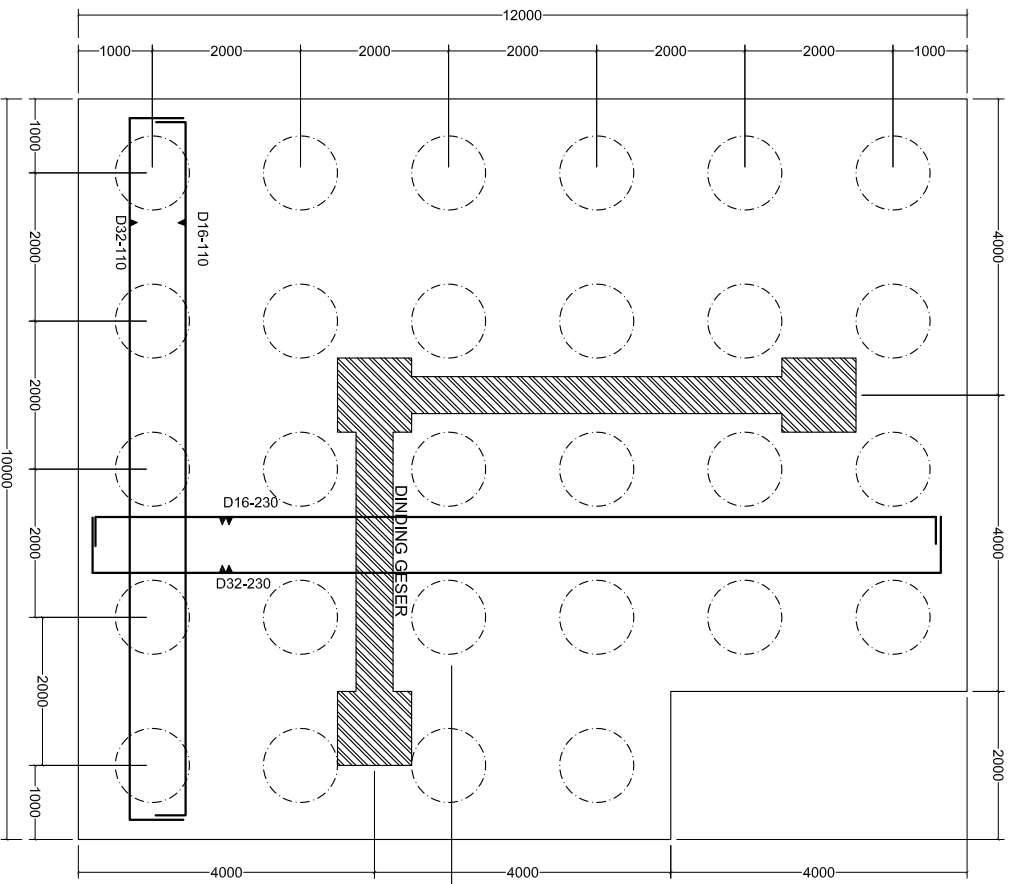
DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FERBA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
PONDASI KOLOM TYPE PK3
SKALA
1:30

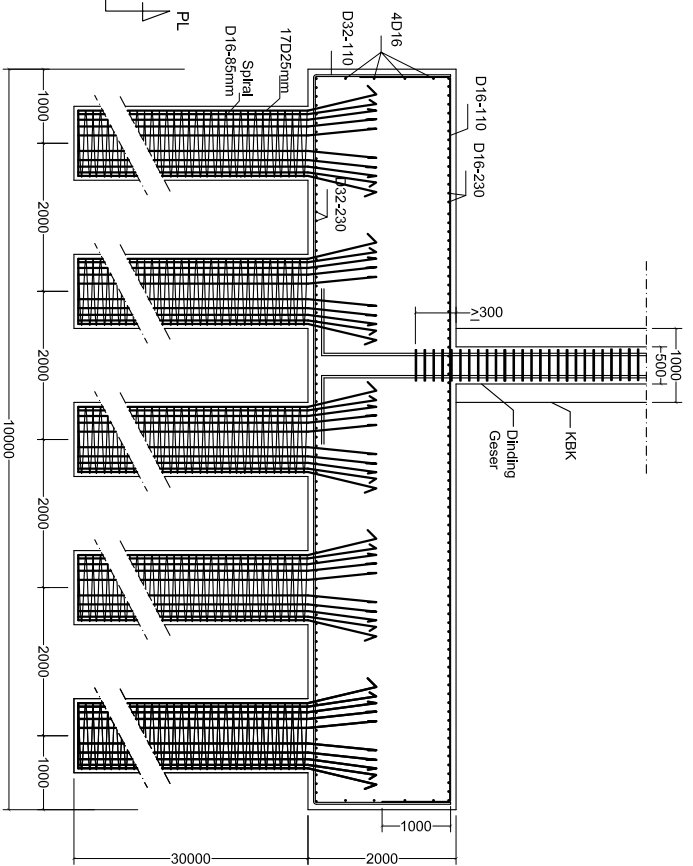
Keterangan:
Mata Beton: C-30/Mpa
Tulangan: D16/400/Mpa
Sistem Balok-Momumenter

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
20
Jln. Lembar
35

JULI 2017



DENAH PONDASI DAN POUR DINDING GESER TIPE L
Skala: 1:70



POTONGAN PL
Skala 1:70

KEGIATAN
TUGAS AKHIR

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. I. GUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARUO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
PONDASI DINDING GESER
TIPE L
SKALA
1:70

Keterangan:

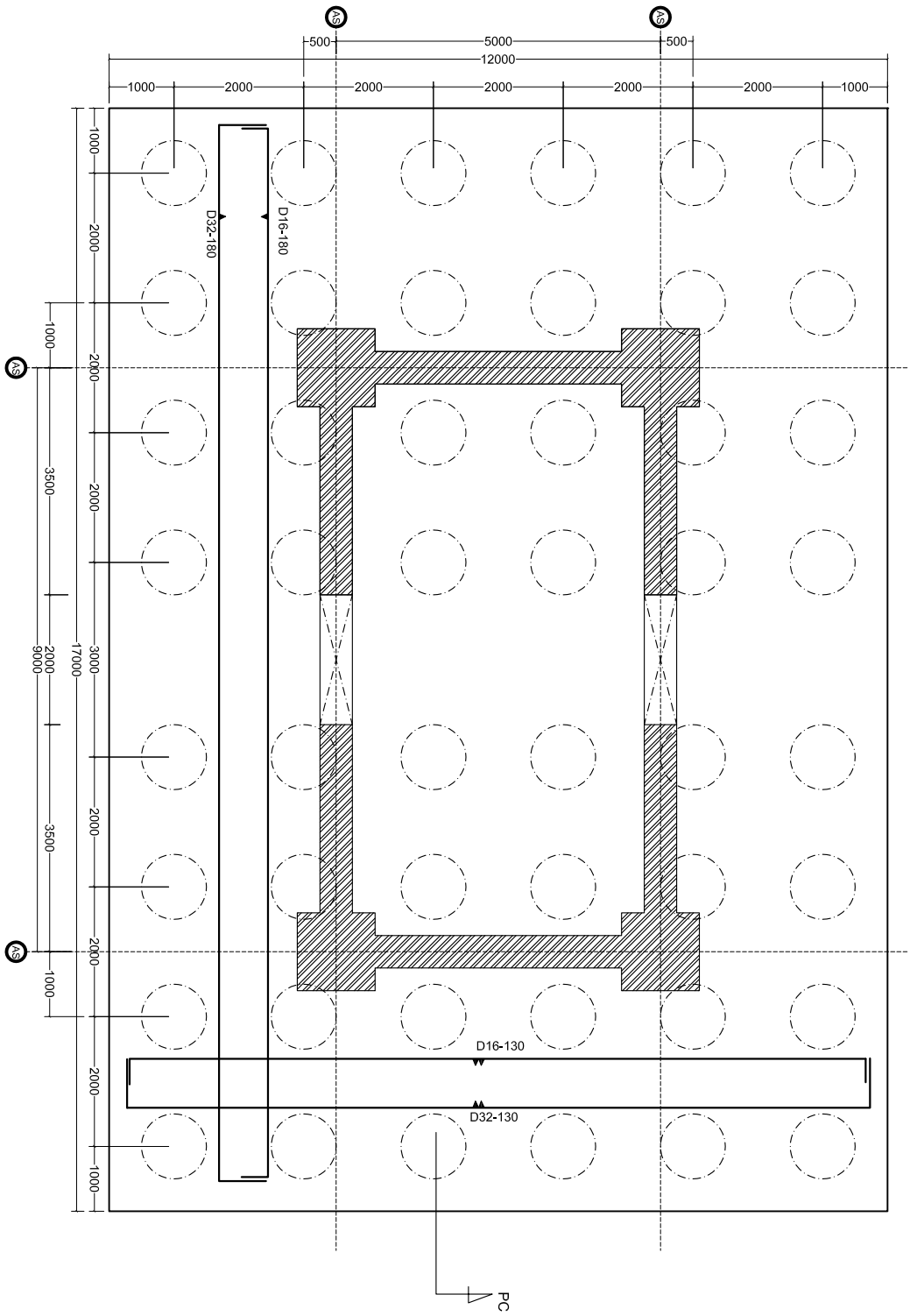
Momen Bekerja = 29.93 kNm
Tulangan Balok = 4D16 + 4D16
Sistem Dinding Minimum

Code Dwg.

STRUKTUR
No. Lembar
21

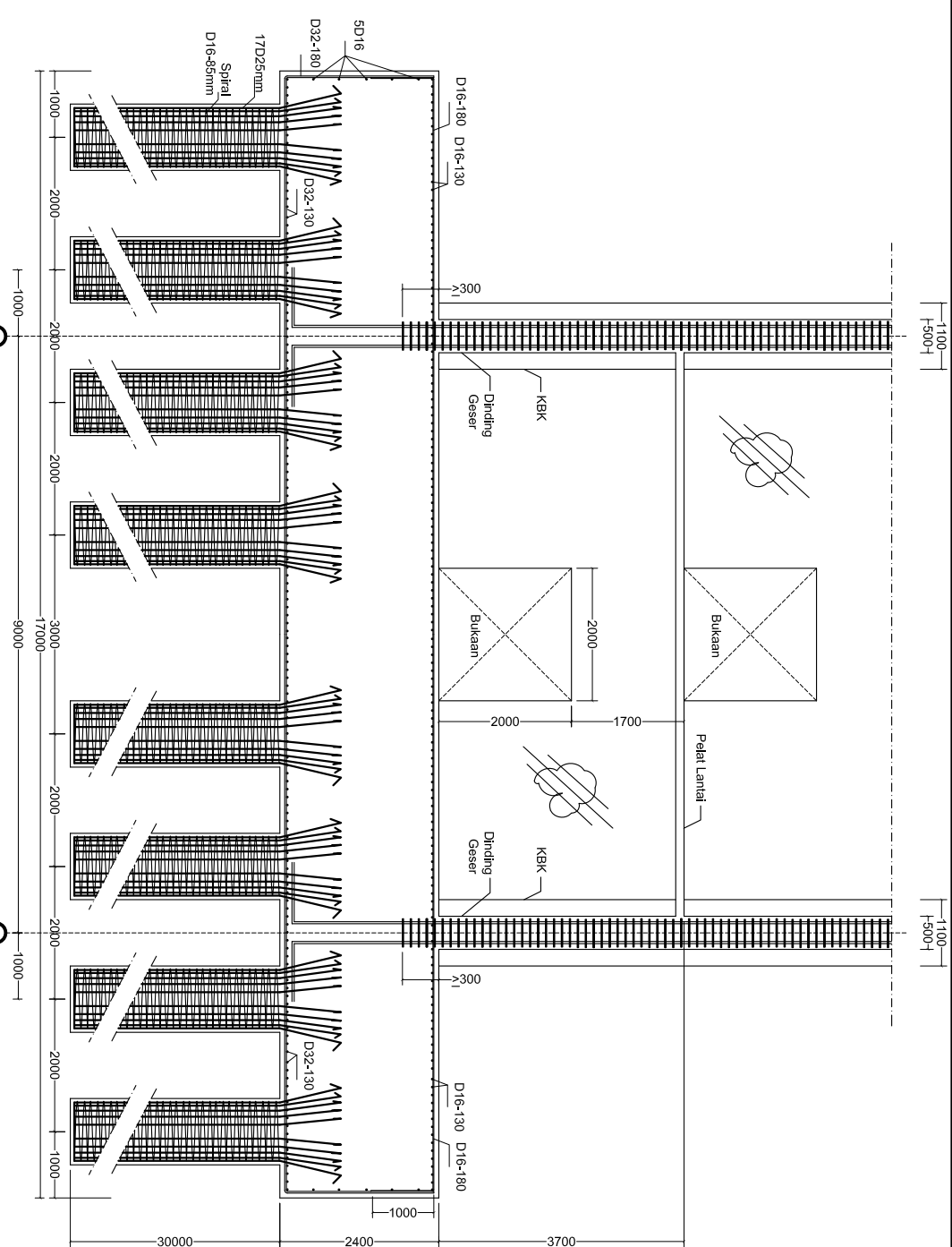
JULI 2017

Jm. Lembar
35



○ DENAHA PONDASI DAN POUR DINDING GESER TIPE PC
Skala 1:70

KEGIATAN TUGAS AKHIR ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: <i>RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL</i> PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI LOKASI KOTA PADANG		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. JAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBBRA DARUO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR PONDASI DINDING GESER TIPE PC		SKALA 1:70		Keterangan: Momen Beton $f_c = 30 \text{ MPa}$ Tegangan leleh $f_y = 400 \text{ MPa}$ Sifatnya Dalam Momen		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 22	
										JULI 2017		Jln. Lembar 35					



POTONGAN PC
Skala 1:70

KEGIATAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

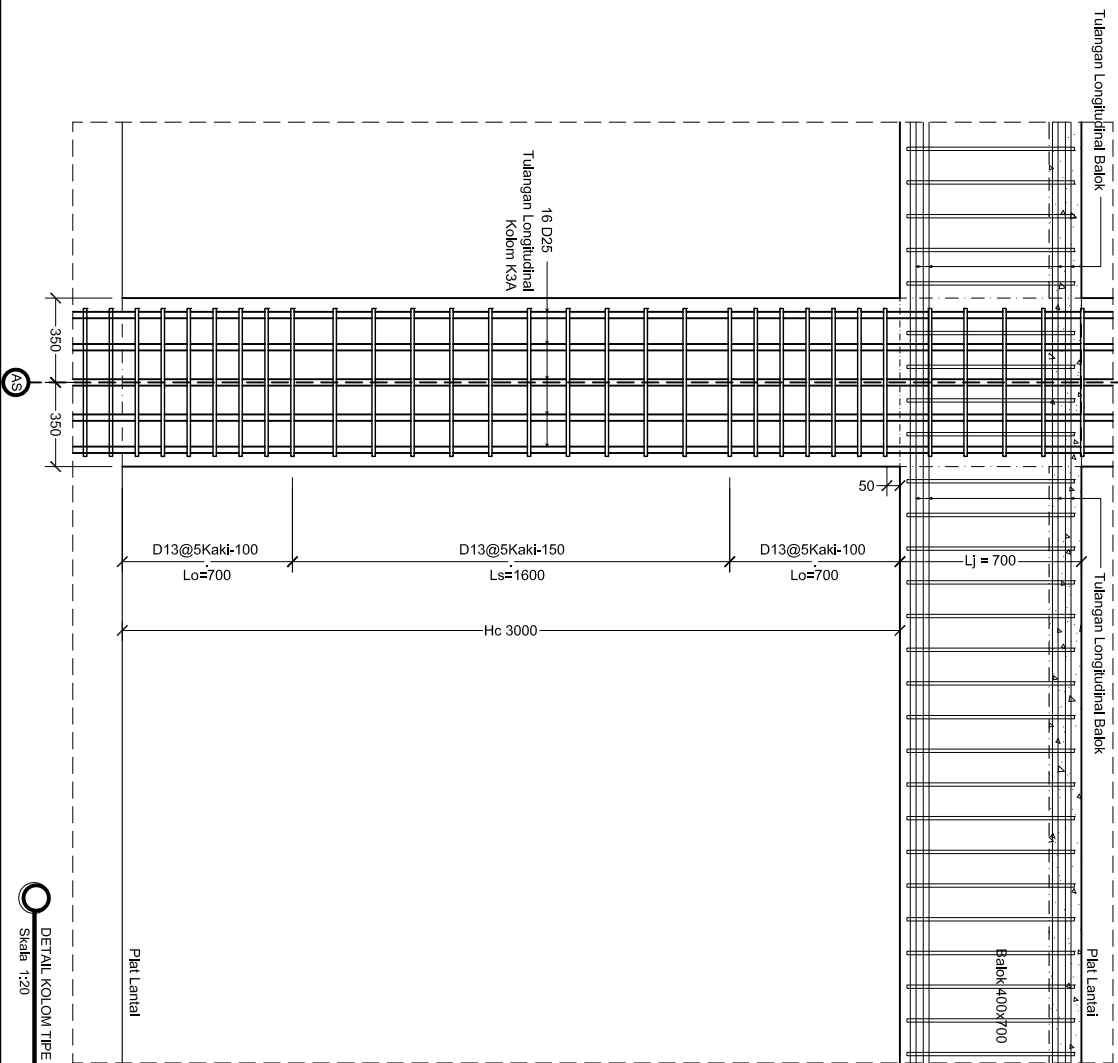
DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FERBA DARUO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
PONDASI DINDING GESER
Tipe PC
SKALA
1:70

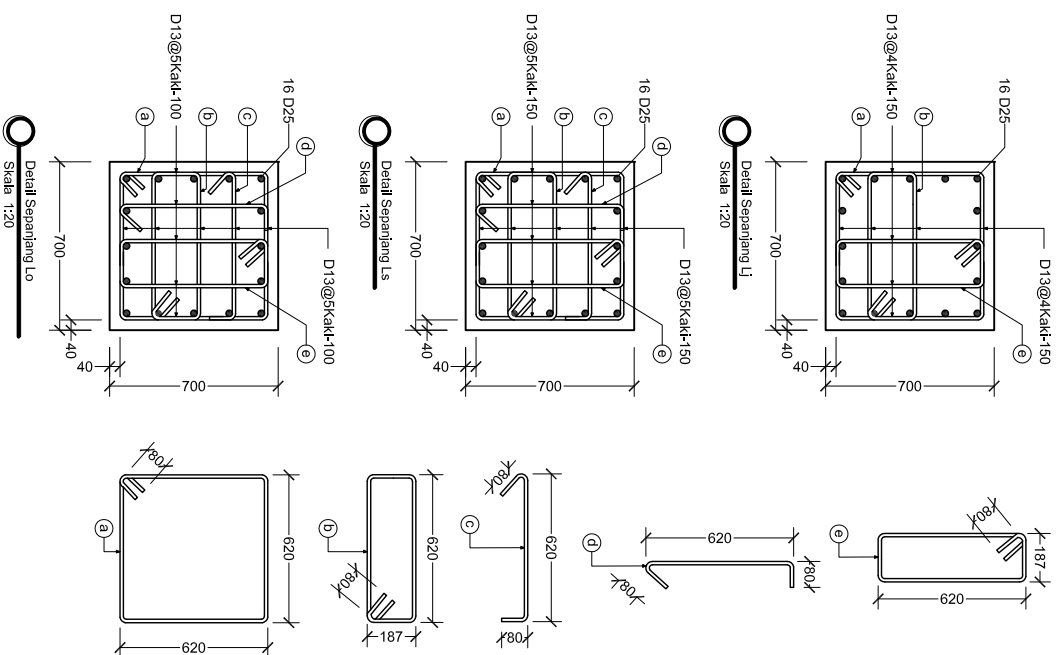
Keterangan:
Main Beam (c = 30) 10φ
Tulangan Balok (c = 40) 10φ
Sisi Atas Dalam Balok

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
23
Jlm. Lembar
35

JULI 2017



DETAIL KOLON TIPE K3A
Skala 1:20



KEGIATAN
TUGAS AKHIR

ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIMA DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - STEEL
FRAME - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI

LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa

FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
DETAIL KOLON K3A

SKALA
1 : 20

Keterangan:

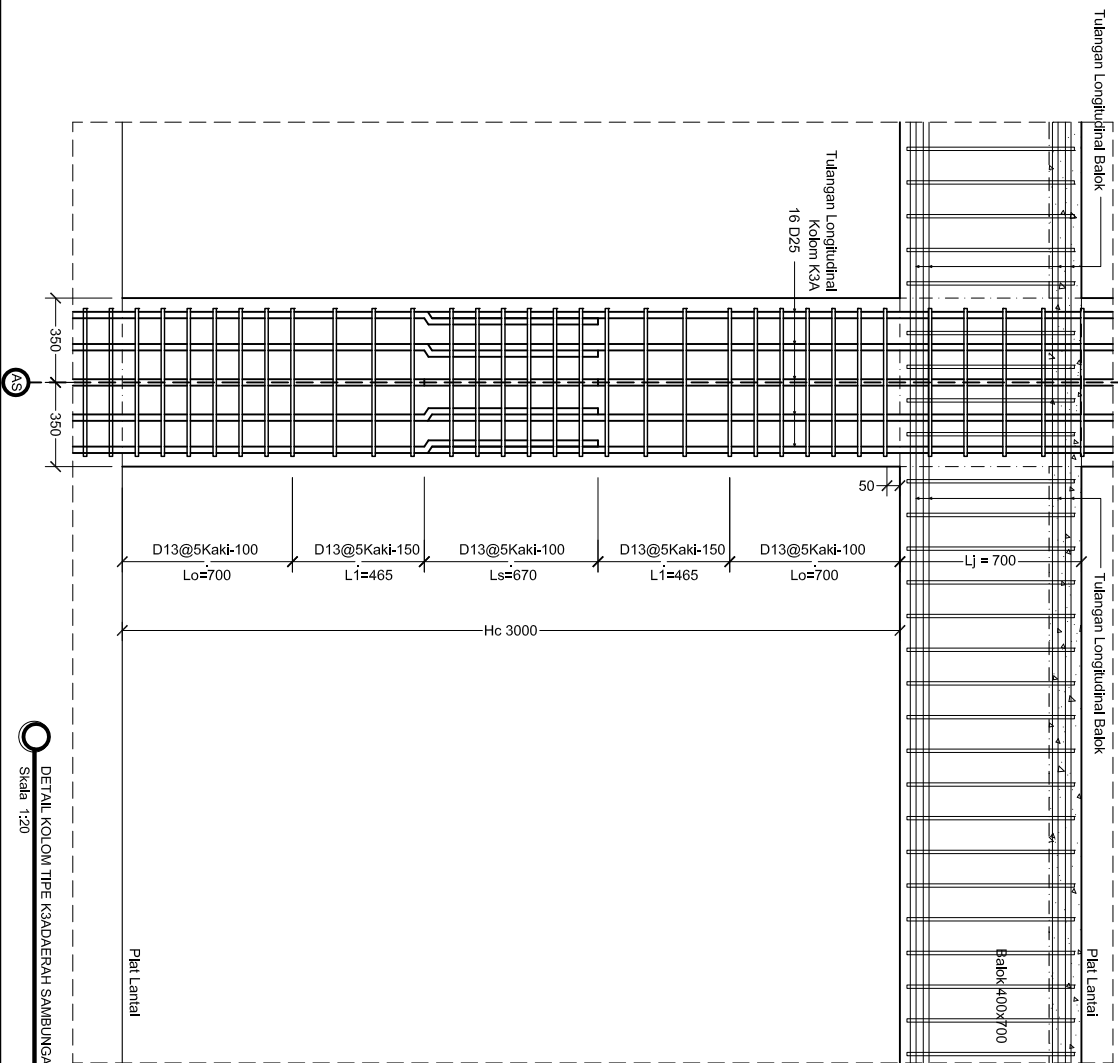
Momen Desain <math>M_u <math>= 30 kNm
Tulangan Balok <math>A_s <math>= 400 kNm
Sistem Dukung Malar

Code Dwg.
STRUKTUR

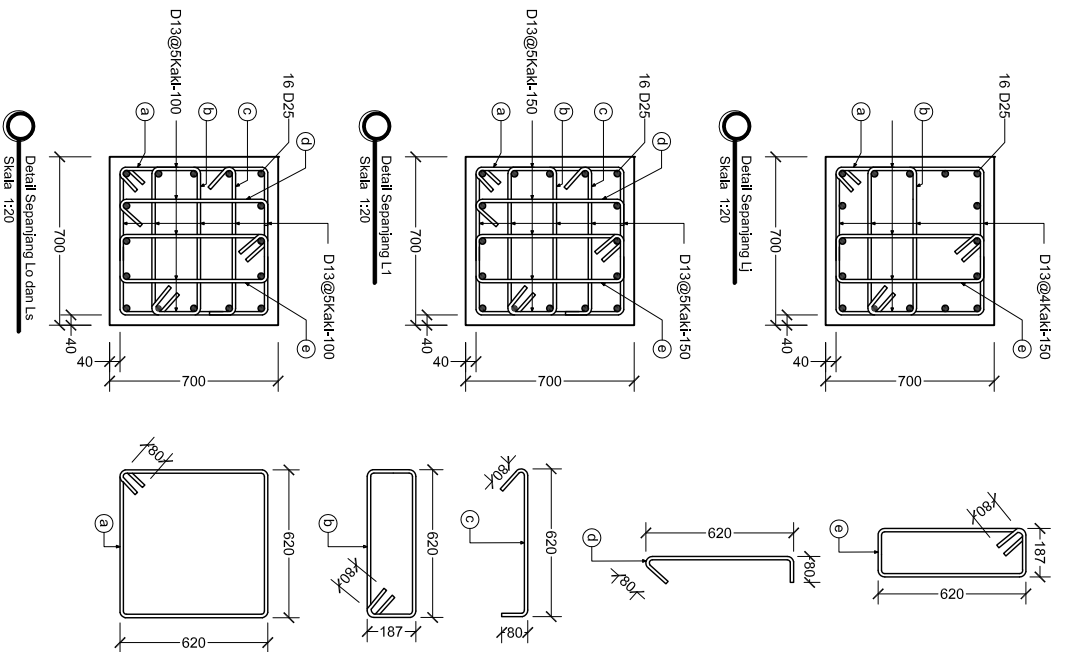
No. Lembar
24

JULI 2017

Jml. Lembar
35



DETAIL KOLOM TIPE K3ADAERAH SAMBUNGAN LEWATAN
Skala 1:20



Detail Sepanjang Lj dan Ls
Skala 1:20

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

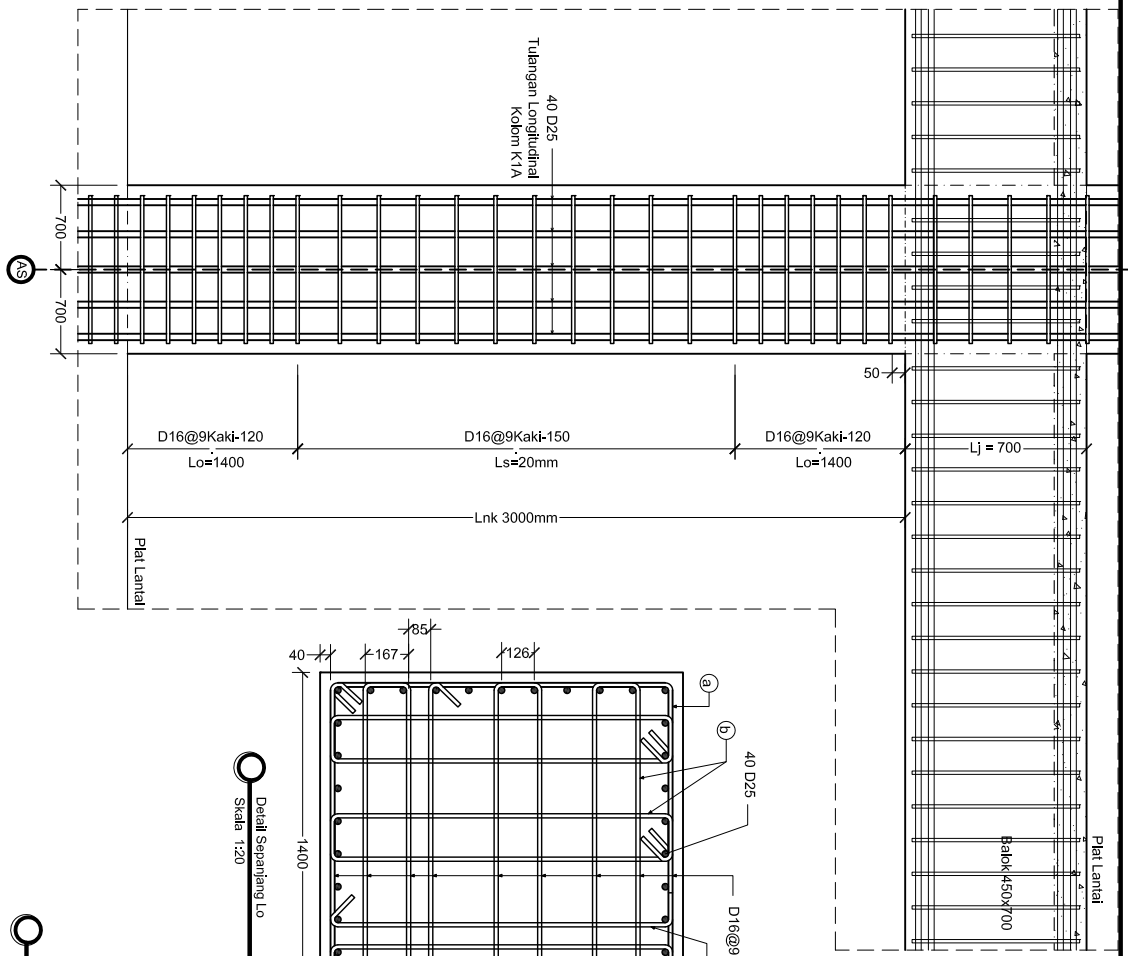
JUDUL GAMBAR
DETAIL KOLOM K3A
(SAMBUNGAN LEWATAN)

SKALA
1 : 20

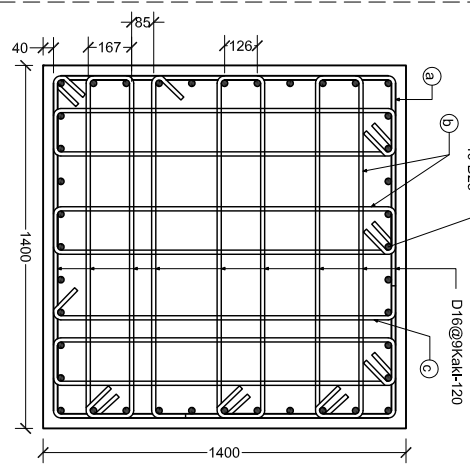
Keterangan:
Main Draw (1:30) N/A
Tulangan (1:10) 7/200 N/A
Sistem Dalam Momen N/A

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
25
Jmlh Lembar
35

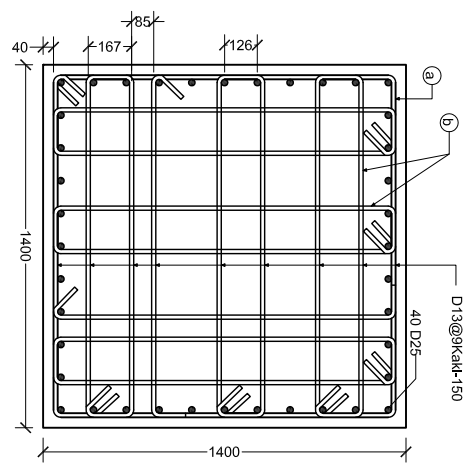
JULI 2017



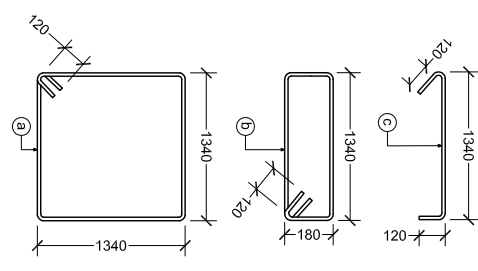
Detail Sepanjang Lo
Skala 1:20



Detail Sepanjang Lj
Skala 1:20

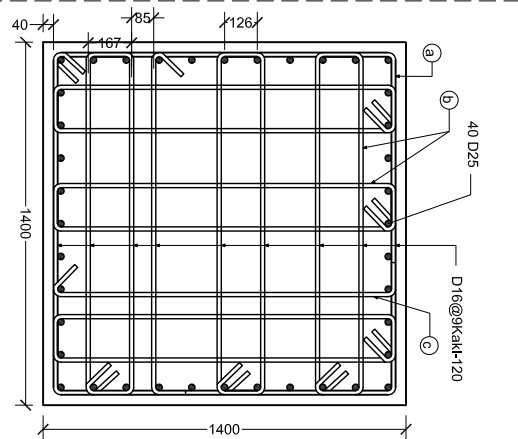
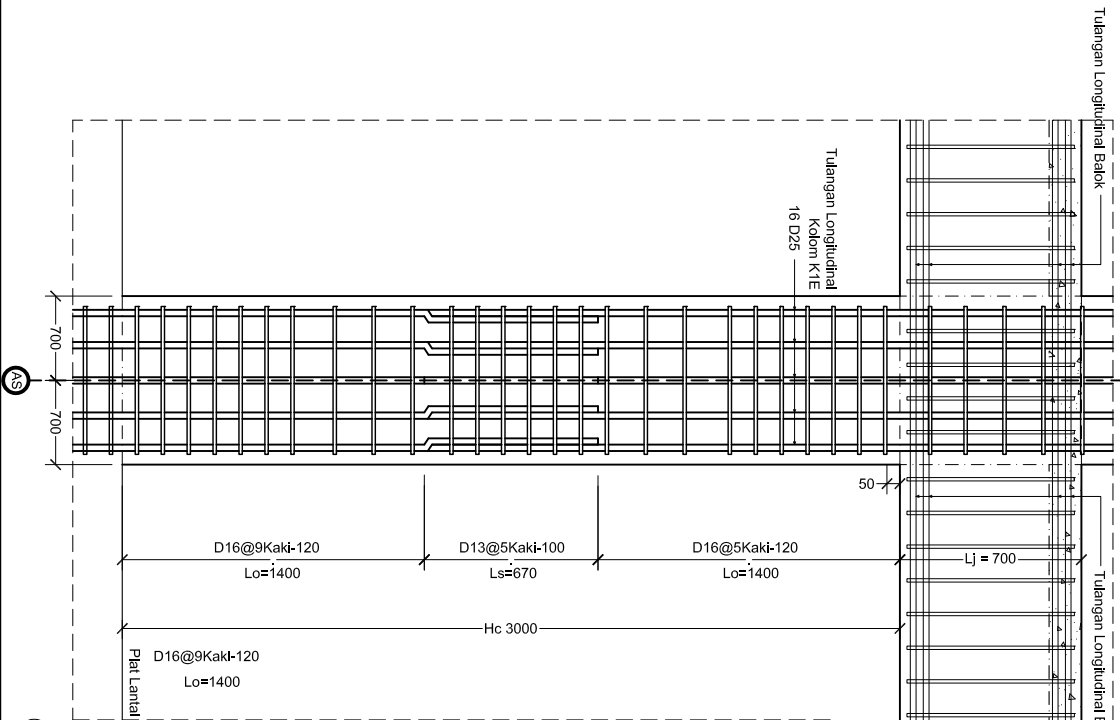


Detail Senggang
Skala 1:20

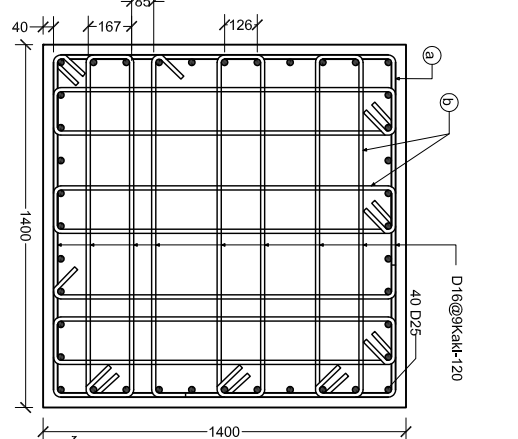


DETAIL KOLOM TIPE K1/A
Skala 1:20

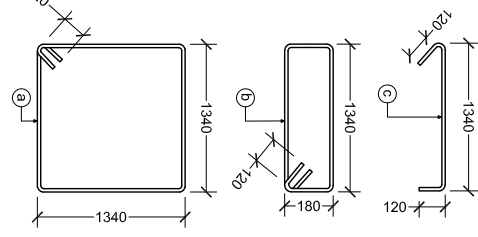
KEGIATAN TUJUAN AKHIR ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOLANJATI DENGAN SISTEM INTERAKTIF - RIGID FRAME - SIZER WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI LOKASI KOTA PADANG		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR ST TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA		DISUSUN OLEH, Mahasiswa FEBBRA DARNO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR DETAIL KOLOM K1/A		SKALA 1 : 20		Keterangan : Main Beam $f_c = 30 \text{ MPa}$ Tulangan Balok $f_y = 400 \text{ MPa}$ Sisium Dalam Kolom		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 26 Jml. Lembar 35	
KOTA PADANG JULI 2017																	



Detail Sepanjang Lo
Skala 1:20



Detail Sepanjang Ls
Skala 1:20



Detail Sengkang
Skala 1:20

DETAIL KOLOM TIPE KIA DAERAH SAMBUNGAN LEWATAN
Skala 1:20

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
PERKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIK DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR STRUKTUR SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

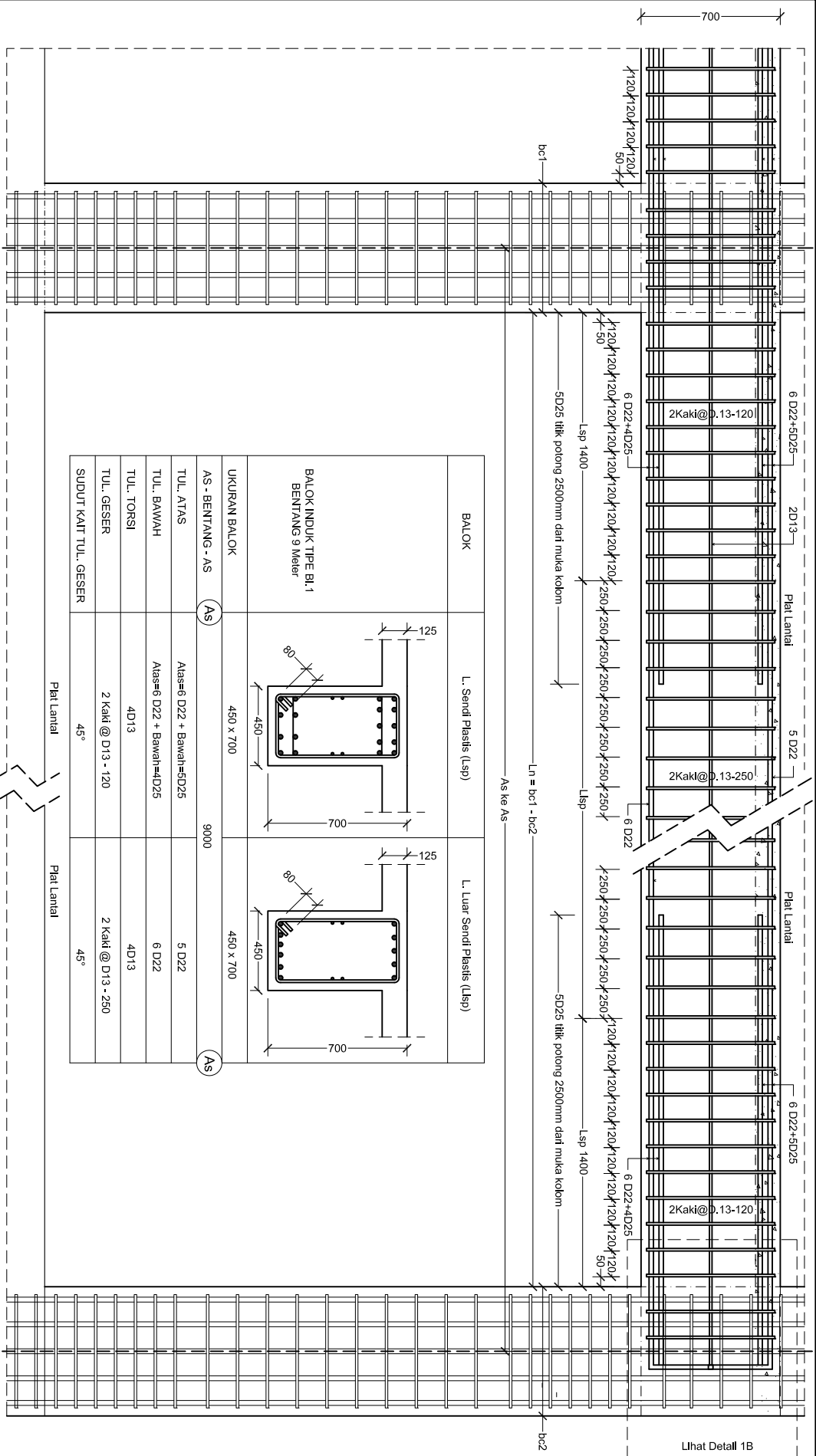
JUDUL GAMBAR
DETAIL KOLOM KIA
(SAMBUNGAN LEWATAN)

SKALA
1 : 20

Keterangan:
Main Draw (1:20) 30/06/17
Tulangan 1:10 07/07/17
Sistem Dalam Momen

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
27

JULI 2017
Jln. Lembar
35



BALOK	L. Sendi Plastik (Lsp)	L. Luar Sendi Plastik (Llsp)
UKURAN BALOK	450 x 700	450 x 700
AS - BENTANG - AS	9000	9000
TUL. ATAS	Atas=6 D22 + Bawah=5D25	5 D22
TUL. BAWAH	Atas=6 D22 + Bawah=4D25	6 D22
TUL. TORSI	4D13	4D13
TUL. GESER	2 Kaki @ D13 - 120	2 Kaki @ D13 - 250
SUDUT KAIT TUL. GESER	45°	45°

DETAIL BALOK TIPE B1
Skala 1:20

KEGAYATAN
TUJUAN AKHIR
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIMA DENGAN SISTEM INTERAKTIF - RIGID FRAME - STEIR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG

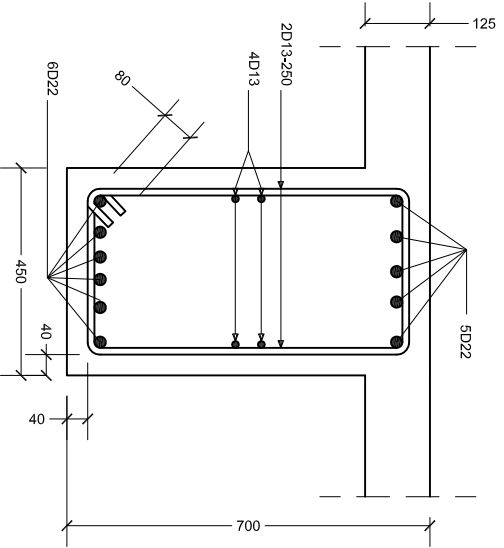
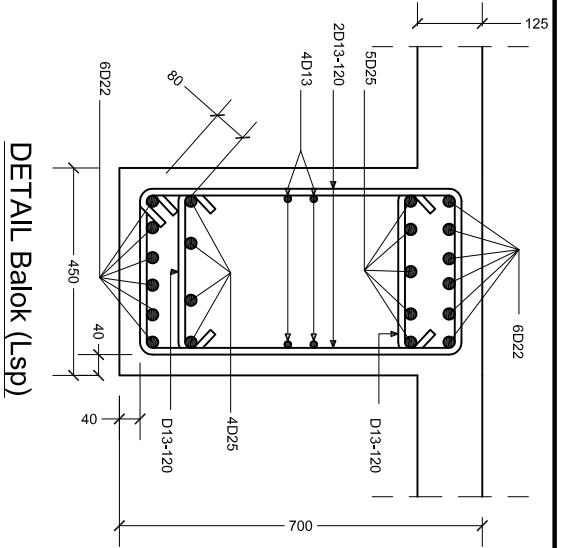


FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR STRUKTUR SIPIL

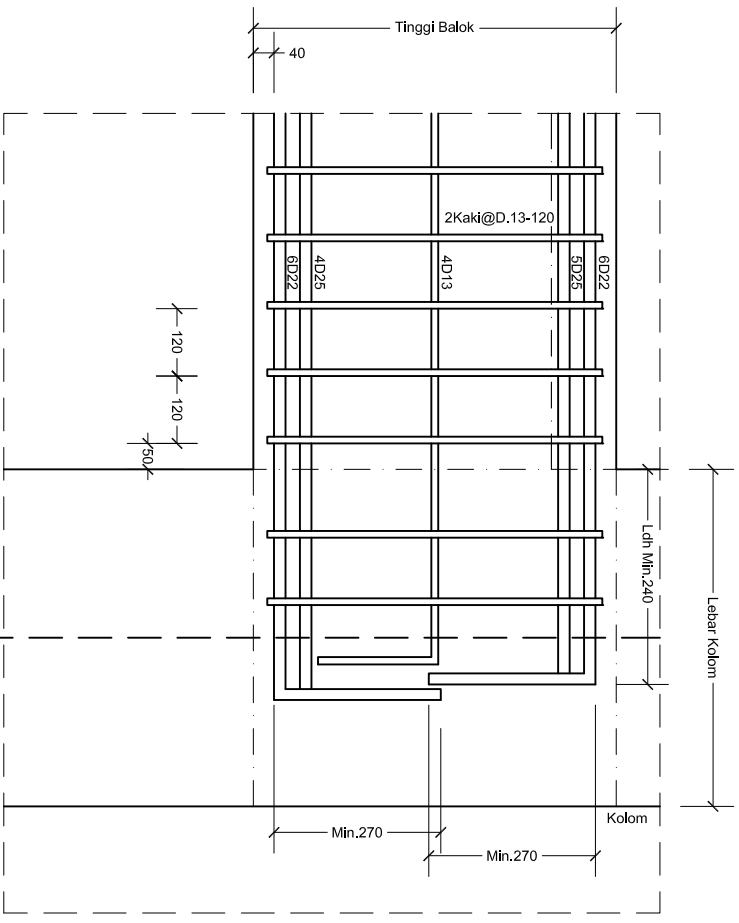
DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raksa
Mahasiswa
Febria Daruo Eka Windora

JUDUL GAMBAR
DETAIL BALOK TIPE B1
BENTANG 9 METER
SKALA
1 : 20

Keterangan :
Mata Beton f'c = 30 MPa
Tulangan Balok f'yd = 400 MPa
Sistem Dalam Momen
Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
28
Jln. Lembar
35
JULI 2017



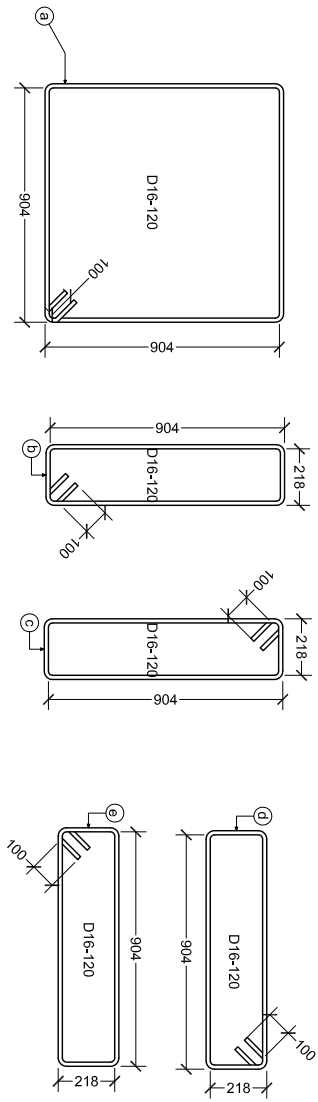
DETAIL Balok (Lsp)



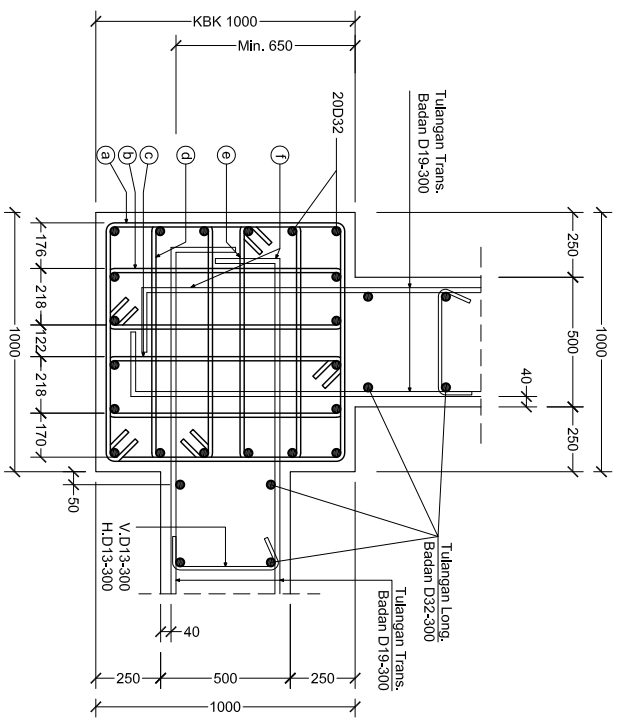
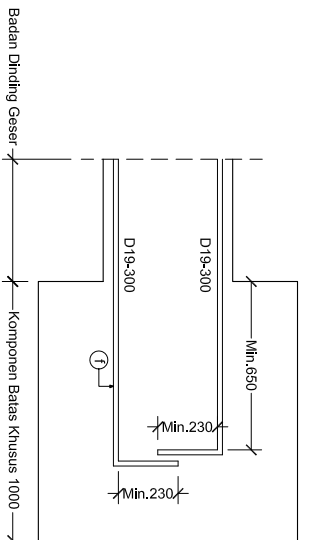
DETAIL 1B

KEGIATAN TUGAS AKHIR		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI 50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GENIPI TINGGI		
LOKASI KOTA PADANG		

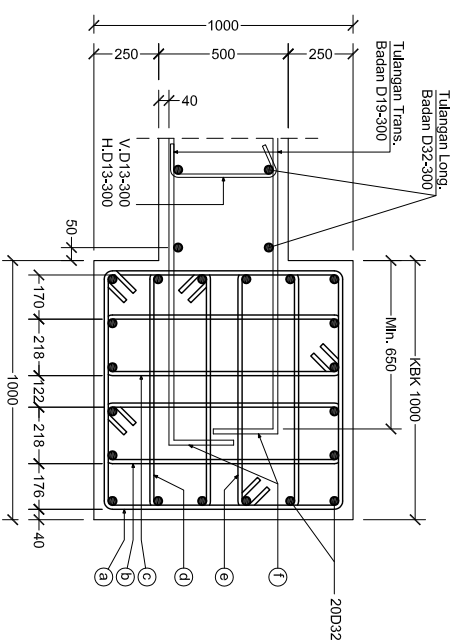
DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISETUJUI OLEH, Pembimbing	DISUSUN OLEH, Mahasiswa	JUDUL GAMBAR DETAIL BALOK TIPE B1.1 BENTANG 9 METER	SKALA 1 : 10	Keterangan : Momen Desain M_u 30 kNm Tahanan Balok R_{bd} 400 kNm Sistem Balok-Momument	Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 29
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.	Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA	FEBRA DARNO EKA WINDORA	JULI 2017	Jln. Lembar 35		



SCHEDULE BAR BENDING L.A.
Skala 1:20



DETAIL L.A.2
Skala 1:20



DETAIL L.A.1
Skala 1:20

KEGIATAN
TUGAS AKHIR
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
50 LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RISIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. JAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

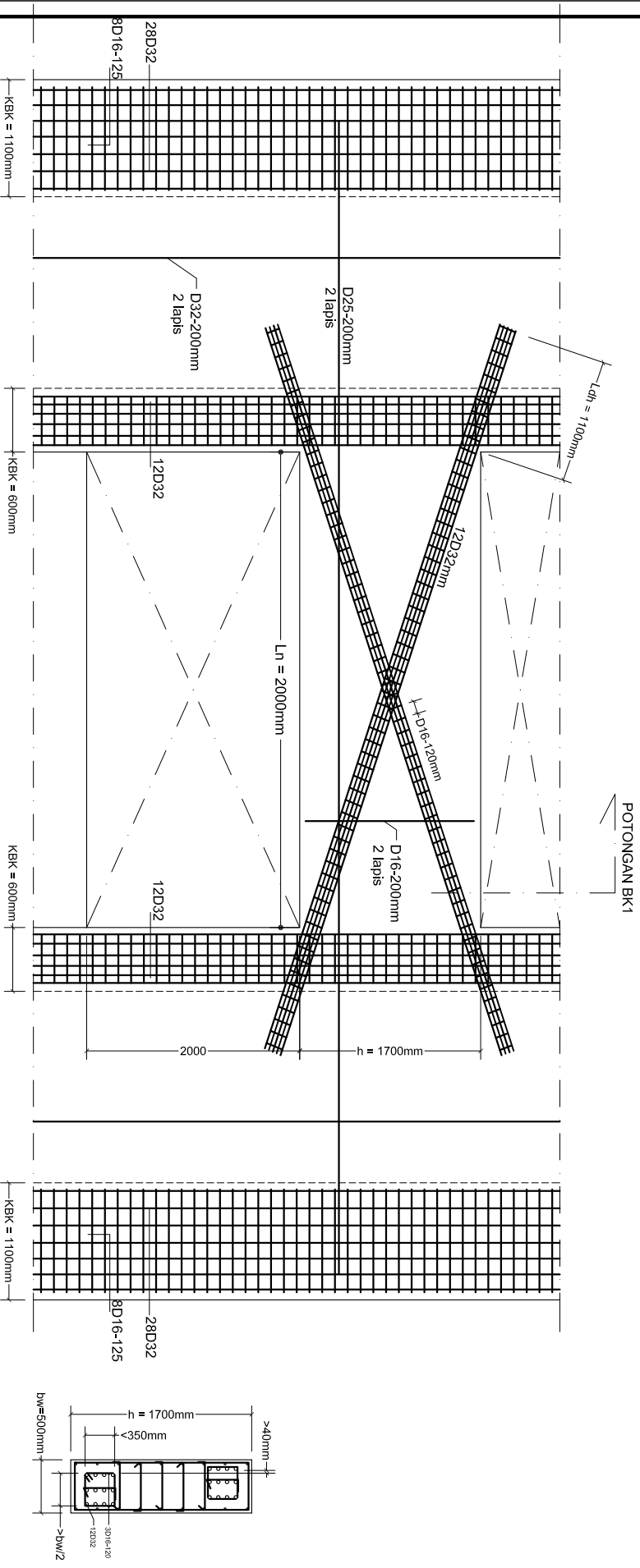
DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU BAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
DETAIL SHEAR WALL
L.A (Bar Bending Schedule)
SKALA
1 : 20

Keterangan:
Main Beam (c=30) Min
Tulangan Balok (c=40) Min
Sisi Atas Dalam Milimeter
JULI 2017

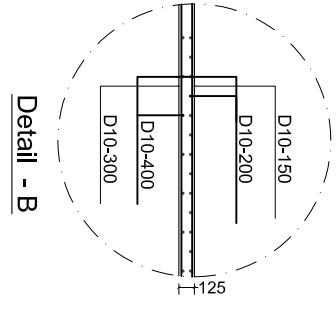
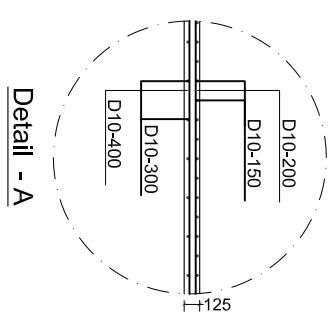
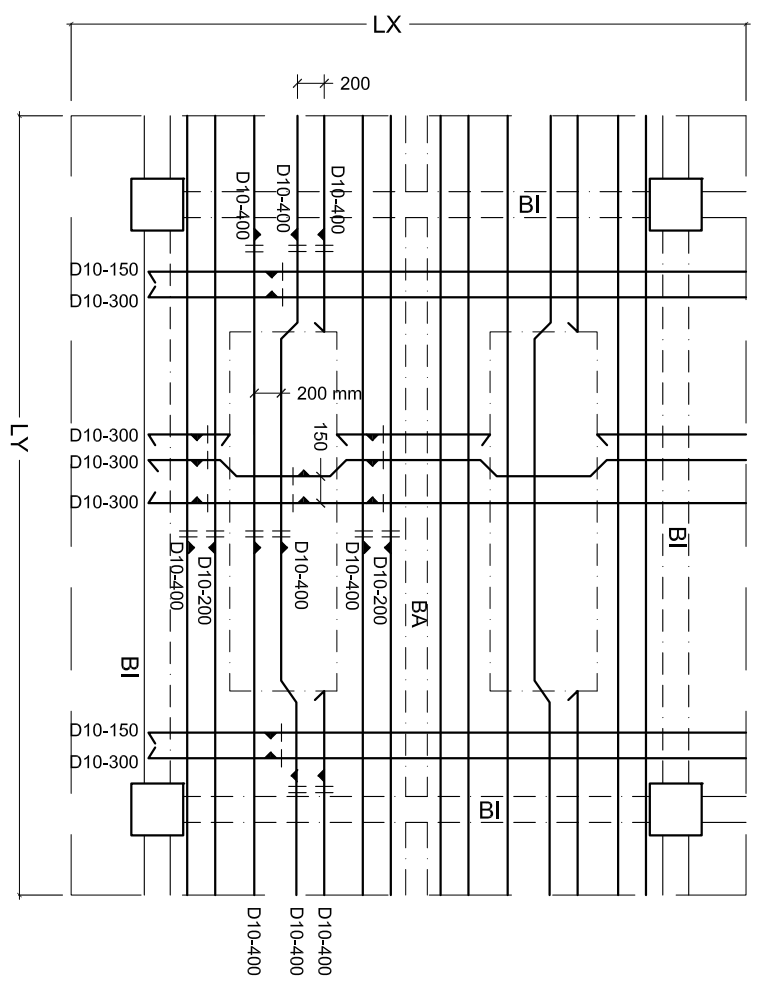
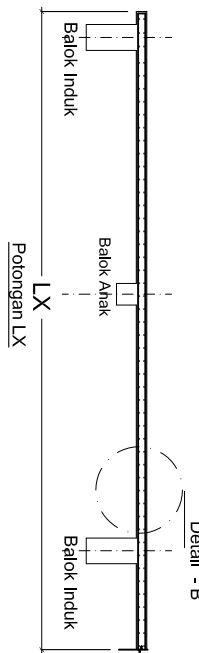
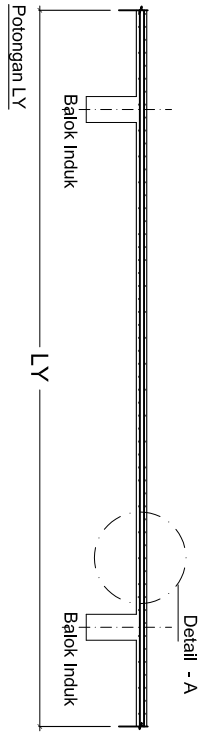
Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
32
Jlm. Lembar
35



POTONGAN CORE
Skala 1:40

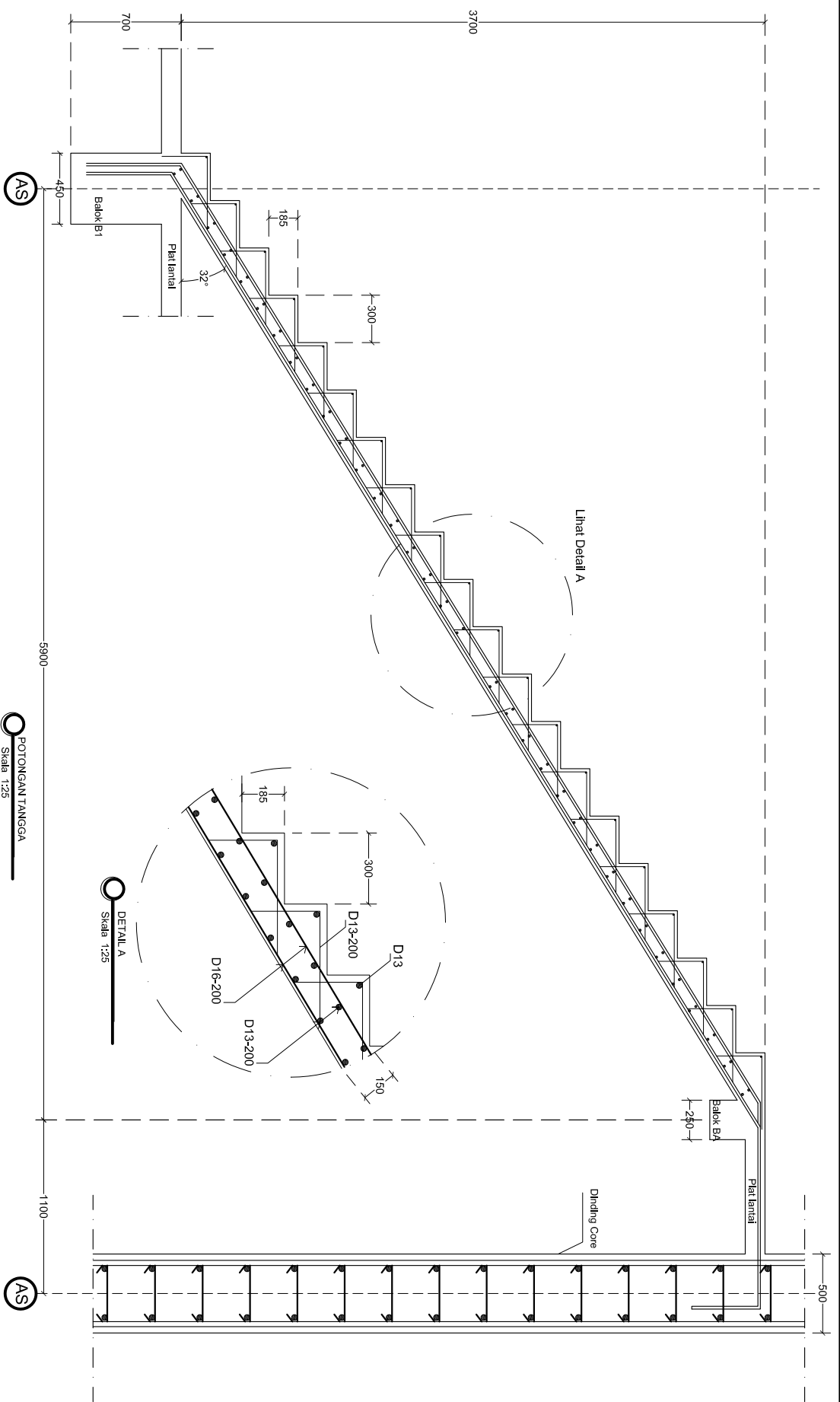
POTONGAN BK1
Skala 1:40

KEGIATAN TUGAS AKHIR ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOL ANTIMA DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI LOKASI KOTA PADANG		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing		DISETUJUI OLEH, Pembimbing		DISUSUN OLEH, Mahasiswa		JUDUL GAMBAR POTONGAN CORE		SKALA 1 : 40		Keterangan : Main Beam (e-30) 30 Tulangan Balok (e-400) 40 Sistem Dalam Balok (e-120) 120		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 33 Jln. Lembar 35	
		Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA		FEBRA DARNO EKA WINDORA				JULI 2017							



○ SISTEM PENJULANGAN PELAT LANTAI
Skala 1:60

KEGIATAN TUJUAN AKHIR ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOL LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI		FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI LINTAS ALUR TEKNIK SIPIL		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		DISETUJUI OLEH, Pembimbing Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA		DI SUSUN OLEH, Mahasiswa FEBRA DARUO EKA WINDORA		JUDUL GAMBAR SISTEM PENJULANGAN PLAT LANTAI (S)		SKALA 1 : 60		Keterangan : Main beam (c = 30) 1/4 Tulangan 1/10D & 200 1/4 Sistem Dalam Balok		Code Dwg. STRUKTUR No. Lembar 34	
LOKASI KOTA PADANG				Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.		Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA		FEBRA DARUO EKA WINDORA		JULI 2017		Jln. Lembar 35					



POTONGAN TANGGA
Skala 1:25

DETAIL A
Skala 1:25

KEGAYAAN
TUJUAN AKHIR
PEKERJAAN
ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI
SOL ANTIKAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF: RIGID FRAME - SHEAR
WALL - CORE WALL PADA WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
LOKASI
KOTA PADANG



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
PROGRAM STUDI LINTAS ALUR STRUKTUR SIPIL

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. JAWO, S.T., M.T., Ph.D.

DISETUJUI OLEH,
Pembimbing
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA

DISUSUN OLEH,
Mahasiswa
FEBRA DARNO EKA WINDORA

JUDUL GAMBAR
POTONGAN TANGGA
SKALA
1 : 25

Keterangan:
Mata Datar (+3.00 M)
Tinggian B/D/D + 0.00 M
Sistem Dalam Milimeter
JULI 2017

Code Dwg.
STRUKTUR
No. Lembar
35
Jlm. Lembar
35



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP	: 3115105021
JUDUL TUGAS AKHIR	: ANALISIS dan DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEORG TINGGI 50 LANTAI dengan SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME - SHEAR WALL - CORE WALL pada WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
TANGGAL PROPOSAL	: 23 MARET 2017
NO. SP-MMTA	: 018 328

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	23/03/17	<ul style="list-style-type: none"> - Preliminary Design. - Permodelan Struktur 	<ul style="list-style-type: none"> - Hasil Analisis Struktur - Hasil kontrol Analisis Struktur 	
2	27/03/17	<ul style="list-style-type: none"> - Permodelan Struktur 	<ul style="list-style-type: none"> - Kontrol Analisis Struktur. 	
3	30/03/17	<ul style="list-style-type: none"> - Shear wall didefinisikan sebagai pier - untuk Couple beam sebagai Spandrel - permodelan plat lantai lengkung diperbaiki - untuk pier shear wall dapat didefinisikan per face atau persegmen per lantai atau dengan jumlah interupsi tertentu. 	<ul style="list-style-type: none"> - Hasil kontrol Analisis Struktur. 	
4	06/04/17	<ul style="list-style-type: none"> - cek Restrain pada Shear wall. - Kontrol. Analisis Lanjutkan ke desain. 	<ul style="list-style-type: none"> Desain Balok (elemen primer). 	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP	: 3115105021
JUDUL TUGAS AKHIR	: ANALISIS dan DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT TINGGI 50 LANTAI dengan SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME-SHEAR WALL-CORE WALL pada WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
TANGGAL PROPOSAL	: 23 MARET 2017
NO. SP-MMTA	: 010320

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	18/04 2017	Desain Balok.	- Desain balok core Rangka - Desain kolom	
6	20/04 2017	- Desain balok Rangka (tumpuan) - Momen (ditaperkan).		
7	04/05 2017.	sketsa perhitungan Balok sketsa perhitungan kolom	- Desain core : ↳ pier ↳ spandrel ↳ Couple beam.	
8	07/06 2017.	Desain Shear wall Gambar Shear wall		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: PROF. DR. Ir. I GUSTI PUTU RAKA
NAMA MAHASISWA	: FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP	: 3115105021
JUDUL TUGAS AKHIR	: ANALISIS dan DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SOLANTA DENGAN SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME - SHEAR WALL-CORE WALL pada WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
TANGGAL PROPOSAL	: 23 MARET 2017
NO. SP-MMTA	: 018328

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	24/3/17	<ul style="list-style-type: none"> - Preliminary Design, masukkan berat sendiri kolom - Shear wall siku bagian luar di posisikan pada bentang lebih panjang, supaya lebih kaku (dipindahkan shear wall siku) 	Hasil kontrol Analisis Struktur.	
2.	13/4/17	<ul style="list-style-type: none"> - Pembebanan. - Analisa Struktur. - Kontrol analisa Struktur. 	Detailing diherjika secara konsep jenis elemen struk.	
3.	19/4/17	<ul style="list-style-type: none"> - Desain Balok Primer 	Penutup dilubangi $\delta > 45$ Ditempuhan, tetapan ditegah bentang T	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NAMA MAHASISWA	: FEBRA DARNO EKA WINDRA
NRP	: 3115105021
JUDUL TUGAS AKHIR	: ANALISIS dan DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TINGGI SD LANTAI DENGAN SISTEM INTERAKTIF RIGID FRAME-SHEAR WALL - CORE WALL pada WILAYAH RESIKO GEMPA TINGGI
TANGGAL PROPOSAL	: 23 MARET 2017
NO. SP-MMTA	: 018328

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	4/04 2017	- Bulok → get spali td. peny. kolom	Sketsa hasil perhitungan Bulok.	P ₁ P ₂
2	27 April 2017	- Kolom. (Check strong column weak beam) Pahami pasal 21	Perhatikan syarat HSC Sketsa hasil perhitungan di sekerakan.	
3	3/5 17	Gambar diberikan penjelas dg. contoh	{ Desain Shear wall { Desain Core wall	P ₃
4	12/5 17	Uraian Pondasi jauhai beban riil		P ₄
5	31/5 17.	- Check t _l geser pada komponen batas pada Shear wall (L) bagian ujung \approx apakah diperlukan t _l geser untuk kedua arah. - Check t _l penyekeangan pada badan dinding. - Pakai combo (t) untuk W dan E. pada desain pondasi.	- Revisi shear wall - Desain pondasi (Struktur bawah)	P ₅



BIODATA PENULIS

BIODATA PENULIS

Febra Darno Eka Windra



Lahir di Gaung, Kabupaten Solok, Sumatera Barat pada tanggal 11 Februari 1992, merupakan anak pertama dari empat bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD 06 Panyakalan (1998-2004), SMP Negeri 04 Kubung (2004-2007) , dan SMK Negeri 2 Kota Solok pada jurusan Teknik Batu Beton (2007-2010). Kemudian penulis melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil Politeknik Universitas Andalas (2010-2013) mengambil bidang studi struktur dengan judul Tugas Akhir **“Rencana Pelaksanaan Rekonstruksi Pasar Raya Padang Blok 2 (dua) Zona 1 (satu) (As A-K;5B-10) ”** dan lulus pada tahun 2013. Setelah lulus dari Politeknik Negeri Padang, pada tahun 2013 sampai dengan tahun 2015 penulis bekerja dikonsultansi perencanaan konstruksi, kemudian tahun 2015 melanjutkan pendidikan Sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3115105021.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dan judul Tugas Akhir **“Analisis dan Desain Struktur Bangunan Gedung Tinggi 50 Lantai Dengan Sistem Interaktif Rigid Frame – Shear Wall – Core Wall Pada Wilayah Resiko Gempa Tinggi”**. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan kritik dan saran dapat berkorespondensi melalui email windrafebra@gmail.com dan nomor *handphone* 081261643631.