



TUGAS AKHIR RC14-1501

STUDI PERBANDINGAN DESAIN *STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE* (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

MARGARETHA MUNTHE

NRP. 3114100099

Dosen Pembimbing I :

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II :

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, M.S.

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2018



TUGAS AKHIR RC14-1501

STUDI PERBANDINGAN DESAIN *STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE* (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

MARGARETHA MUNTHE

NRP. 3114100099

Dosen Pembimbing I :

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II :

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, M.S.

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya, 2018

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT RC14-1501

**STUDY COMPARISON OF DESIGN STEEL FIBER
REINFORCED CONCRETE (SFRC) AND
CONVENTIONAL REINFORCED CONCRETE OF
REGIONAL PUBLIC HOSPITAL (RSUD) KOJA JAKARTA**

MARGARETHA MUNTHE
NRP. 3114100099

Academic Supervisor I :
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Academic Supervisor II :
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, M.S.

Civil Engineering Departement
Faculty of Civil Engineering, Environtment and Geoengineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya, 2018

Halaman ini sengaja dikosongkan

LEMBAR PENGESAHAN
STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER
REINFORCED CONCRETE (SFRC) DAN BETON
BERTULANG KONVENTSIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA
JAKARTA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Oleh :

MARGARETHA MUNTHE

NRP: 3114100099

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Tavio, ST. MT. Phd (Pembimbing I)

2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M. M. (Pembimbing II)

SURABAYA, JULI 2018

Halaman ini sengaja dikosongkan

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTSIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

Nama Mahasiswa : Margaretha Munthe
NRP : 3114100099
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, M.S.

Abstrak

Kebutuhan beton sebagai bahan konstruksi menjadi dasar perkembangan teknologi beton saat ini. Dibutuhkan inovasi dan penemuan-penemuan terbaru untuk dapat menjawab setiap tantangan dan tuntutan dalam proses konstruksi yang efektif dan efisien salah satunya adalah Beton fiber. Beton Fiber adalah beton yang terdiri dari air, semen, dan agregat serta serat dan untuk perencanaan ini menggunakan serat baja.

Struktur gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta memiliki tinggi 16 lantai dengan struktur menggunakan Beton Bertulang Konvensional pada setiap elemen strukturnya. Pada tugas akhir ini akan dilakukan studi perbandingan desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional pada struktur atas terkhusus pada elemen balok dan pelat.

Hasil dari Tugas Akhir ini akan menghasilkan perbandingan desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional terkait dengan jumlah tulangan yang dapat direduksi dengan adanya penambahan Serat Baja/ Steel Fiber pada beton dan akan dibandingkan pula volume dan RAB untuk dapat melihat desain yang lebih efisien digunakan. Rata-rata reduksi tulangan lentur untuk balok dan pelat didapat sebesar 26% sedangkan tulangan geser pada balok sebesar 53%.

Dari hasil analisa volume dan harga didapatkan menggunakan desain SFRC lebih efisien dibandingkan dengan Beton Bertulang Konvensional dengan reduksi harga sebesar 14% untuk balok dan 16% untuk pelat.

Desain menggunakan persyaratan berdasarkan peraturan yang berlaku, yaitu SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung, SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung., SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, PPIUG 1983 tentang Pembebanan, serta RILEM TC 162-TDF 2003 tentang Test dan Desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC).

Kata Kunci: *Beton Bertulang, Beton Fiber, Beton Berserat Baja (Steel Fiber Reinforced Concrete), Kuat Tarik.*

STUDY COMPARISON OF DESIGN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) AND CONVENTIONAL REINFORCED CONCRETE OF REGIONAL PUBLIC HOSPITAL (RSUD) KOJA JAKARTA

Student Name : Margaretha Munthe
NRP : 3114100099
Faculty : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Supervisor Lecturer : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, M.S.

Abstract

The need of concrete as a construction material becomes the basis of the development of concrete technology. It takes innovation and the latest discoveries to be able to answer every challenge and demands in an effective and efficient construction process one of which is fiber concrete. Concrete Fiber is a concrete made up of water, cement, and aggregate as well as fiber and for this design using steel fibers.

The structure building of Regional Public Hospital (RSUD) Koja Jakarta has a height of 16 floors with a structure using Conventional Reinforced Concrete on every element of its structure. In this final project will be comparative study of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) and Conventional Reinforced Concrete design on the element of upper structure specially on slab and beam.

The results of this Final Project will result in a comparison of the design of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) and Conventional Reinforced Concrete related to the number of reinforcement that can be reduced by the addition of Fiber Fiber to the concrete and will also compare the volume and RAB to see which design more efficient to use. The average reduction of flexural tensile reinforcement for beams and slabs is 26% while the shear reinforcement on the beam is 53%. From the results of

volume and pricing analysis obtained using SFRC design is more efficient than Conventional Reinforced Concrete with a reduction of 14% for beam and 16% for slab.

Design using requirements under applicable regulations, such as SNI 1727: 2013 on Minimum Expenses for Building Design, SNI 1726: 2012 on Procedures for Earthquake Resistance Planning for Building Structure and Non Building., SNI 2847: 2013 on Structural Concrete Requirements for Building Building, PPIUG 1983 on Loading, and RILEM TC 162-TDF 2003 on Test and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC).

Keyword: Reinforced Concrete, Fiber Concrete, Steel Fiber Reinforced Concrete), flexural Tensile Strength

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur kepada Tuhan yang Maha Esa karena berkat kasih dan karuniaNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini mengenai “Studi Perbandingan Desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional pada Gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta”. Secara garis besar dalam Tugas Akhir ini akan membahas tentang desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan beton bertulang konvensional pada struktur atas khususnya elemen struktur balok dan pelat.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini penulis telah menerima banyak dukungan dan masukan dari berbagai pihak. Untuk itu penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sebesar-bedarnya kepada:

1. Bapak Prof. Ir. Tavio, M.T., Ph.D dan Dr. Ir Hidayat Soegihardjo M, MS selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dan masukan selama proses penyelesaian Tugas Akhir ini,
2. Bapak Christiono Utomo, S.T., MT., Ph.D selaku dosen wali,
3. Bapak dan Ibu dosen serta seluruh staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK-ITS,
4. Keluarga dan teman-teman Teknik Sipil ITS yang telah membantu dan mendukung proses pengerjaan Tugas Akhir ini,

Penulis menyadari Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Pun demikian besar harapan penulis bahwa Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK	vii
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2. Perumusan Masalah	2
1.2.2. Detail permasalahan	2
1.3. Tujuan	3
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Umum	5
2.2. Beton Fiber	5
2.3. Steel Fiber Reinforced Concrete	6
2.3.1. Sifat Mekanik Steel Fiber Reinforced Concrete	7
BAB III METODOLOGI	13
3.1. Bagan Alir Penggerjaan Tugas Akhir	13
3.2. Pengumpulan Data	14
3.3. Studi Literatur	14

3.4. Preliminary Design.....	14
3.4.1 Pengaturan Denah.....	14
3.4.2 Penentuan Dimensi Elemen Struktur.....	15
3.5. Struktur Sekunder.....	15
3.5.1 Perencanaan Pelat.....	15
3.5.2 Perencanaan Balok Anak.....	17
3.5.3 Perencanaan Lift.....	17
3.6. Pembebanan.....	18
3.6.1 Beban Mati	18
3.6.2 Beban Hidup.....	18
3.6.3 Beban Gempa	18
3.7. Kombinasi Pembebanan	25
3.8. Analisa Struktur.....	25
3.9. Perencanaan Struktur Beton Bertulang.....	26
3.9.1. Perencanaan Balok	26
3.9.2. Perencanaan Pelat.....	28
3.9.3 Perencanaan Tangga.....	29
3.9.4. Perencanaan Kolom Dan Shearwall	30
3.10. Perencanaan Struktur Beton SFRC	30
3.10.1. Perencanaan Balok	30
3.10.2. Perencanaan Pelat	33
3.11. Menghitung Volume dan RAB.....	33
3.12. Gambar	33
3.13. Kesimpulan dan Saran.....	33
BAB IV PEMBAHASAN	35
4.1 Preliminary Design.....	35

4.1.1 Umum	35
4.1.2 Data Perencanaan	35
4.1.3 Pembebanan.....	36
4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok.....	37
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	40
4.1.6 Perencanaan Dimensi Kolom	51
4.1.7 Perencanaan Tebal Shearwall.....	56
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	56
4.2.1 Perencanaan Pelat.....	56
4.2.2 Perencanaan Balok Anak.....	65
4.2.3 Perencanaan Balok Lift	73
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur.....	81
4.3.1 Umum	81
4.3.2 Data-data perencanaan.....	81
4.3.3 Kontrol Desain.....	82
4.3.4 Kombinasi Pembebanan	83
4.3.5 Pembebanan Gravitasi	83
4.3.6 Pembebanan Gempa Dinamis.....	87
4.4 Perencanaan Struktur Utama RC.....	106
4.4.1 Umum	106
4.4.2 Perencanaan Balok	106
4.4.3 Perencanaan Tangga	165
4.4.4 Perencanaan Kolom.....	177
4.4.5 Hubungan Balok Kolom.....	189
4.4.6 Perencanaan Dinding Geser.....	195
4.5 Perencanaan Dengan SFRC.....	201

4.5.1 Perencanaan Balok dan Pelat.....	201
4.6 Perbandingan Volume dan Harga.....	222
BAB V KESIMPULAN	233
5.1 Kesimpulan.....	233
5.2 Saran.....	234
DAFTAR PUSTAKA.....	235
LAMPIRAN	237

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Jenis Penampang Fiber	6
Gambar 2. 2 Geometri Fiber.....	6
Gambar 2. 3 Efek Reinforced Index (RI) (Lf/Df) terhadap Kuat Tekan	8
Gambar 2. 4 Efek Reinforced Index (RI) (Lf/Df) terhadap Kuat Tarik	8
Gambar 2. 5 Efek Reinforced Index (RI) (Lf/Df) terhadap Modulus of Rupture.....	9
Gambar 2. 6 Efek Reinforced Index (RI) (Lf/Df) terhadap Poisson's Ratio	9
Gambar 2. 7 Efek Reinforced Index (RI) (Lf/Df) terhadap Modulus Elastisitas.....	10
Gambar 2. 8 Perbandingan hubungan Tegangan dan Regangan Beton Fiber dengan Beton Konvensional	11
Gambar 2. 9 Perbandingan tegangan dan regangan secara Teorikal dan Eksperimen.....	11
Gambar 2. 10 Asumsi kegagalan dan tegangan internal pada Balok FRC	12
Gambar 3. 1 Diagram Alir Penggerjaan	13
Gambar 3. 2 Peta untuk Nilai S_5	20
Gambar 3. 3 Peta untuk Nilai S_1	20
Gambar 3. 4 Diagram Tegangan dan Regangan SFRC	30
Gambar 4. 1 Variasi Balok pada gedung RSUD Koja Jakarta ..	38
Gambar 4. 2 Denah Pelat.....	41
Gambar 4. 3 Pelat tipe S1	42
Gambar 4. 4 Pelat tipe S2	46
Gambar 4. 5 Luasan pembebanan kolom	52
Gambar 4. 6 Denah Tipe Pelat	57
Gambar 4. 7 Pelat yang Direncanakan	59
Gambar 4. 8 Potongan Penulangan Pelat.....	59
Gambar 4. 9 Distribusi Pembebanan Balok Anak	67
Gambar 4. 10 Beban ekivalen Trapesium	67

Gambar 4. 11 Denah Lift.....	75
Gambar 4. 12 Potongan Lift	75
Gambar 4. 13 Permodelan 3D Struktur Utama.....	82
Gambar 4. 14 Grafik Respons Sprektrum Desain	91
Gambar 4. 15 Gaya-Gaya Dalam Balok Induk.....	108
Gambar 4. 16 Penampang Balok T.....	122
Gambar 4. 17 Luasan (Acp) dan Keliling (Pcp)	124
Gambar 4. 18 Luasan (Aoh) dan Keliling (Poh)	125
Gambar 4. 19 Gaya Dalam Balok Kolektor	138
Gambar 4. 20 Penampang Balok T.....	150
Gambar 4. 21 Luasan (Acp) dan Keliling (Pcp).....	152
Gambar 4. 22 Luasan (Aoh) dan Keliling (Poh)	152
Gambar 4. 23 Denah Tangga.....	167
Gambar 4. 24 Potongan Tangga	167
Gambar 4. 25 Permodelan Struktur Tangga	169
Gambar 4. 26 Output SpColumn Design Biaxial Kolom 65/60	179
Gambar 4. 27 Output SpColumn Investigation Biaxial Kolom 65/60.....	180
Gambar 4. 28 Denah Peninjauan Hubungan Balok Kolom.....	189
Gambar 4. 29 Luas Joint Efektif.....	190
Gambar 4. 30 Denah Dinding Geser	195
Gambar 4. 31 Diagram Interaksi P-M pada Shearwall.....	199
Gambar 4. 32 Diagram Gaya dan CMOD	204
Gambar 4. 33 Diagram Tegangan-Regangan SFRC	205
Gambar 4. 34 Detail Area Block Tegangan Tarik.....	207
Gambar 4. 35 Element SFRC dengan Tulangan Tarik	209

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Berat material dalam 1m ³ Beton.....	7
Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat tanpa Balok Interior*	16
Tabel 3. 2 Kategori Resiko Bangunan.....	18
Tabel 3. 3 Faktor Keutamaan Gempa	19
Tabel 3. 4 Klasifikasi Situs.....	21
Tabel 3. 5 Koefisien Situs F_a	22
Tabel 3. 6 Koefisien Situs F_v	22
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik S_{DS}	23
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik S_{DI}	23
Tabel 3. 9 Koefisien (R), (Cd), dan (Ω)	24
Tabel 4. 1 Tebal Minimum Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan tidak Dihitung	37
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	39
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak	40
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Dimensi Tebal Pelat	51
Tabel 4. 5 Beban yang diterima Kolom Lantai 7-Lantai 11 (Atap)	53
Tabel 4. 6 Beban yang diterima Kolom Lantai 1-Lantai 6.....	55
Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap.....	65
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai	65
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Penulangan balok anak	72
Tabel 4. 10 Spesifikasi Mesin Lift Hyundai	74
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Pembebanan Gravitasi Manual	84
Tabel 4. 12 Faktor Keutamaan Gempa.....	88
Tabel 4. 13 Tabel Perhitungan Nrata-rata	88
Tabel 4. 14 Kategori Risiko.....	89
Tabel 4. 15 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.....	89
Tabel 4. 16 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Spectral	90
Tabel 4. 17 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x	92

Tabel 4. 18 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung	92
Tabel 4. 19 Modal Periode dan Frekuensi.....	93
Tabel 4. 20 Koefisien (R), (Cd), dan (Ω)	94
Tabel 4. 21 Berat Seismik Bangunan hasil ETABS	96
Tabel 4. 22 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS.....	97
Tabel 4. 23 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS setelah scale factor	98
Tabel 4. 24 Kontrol Dual System	99
Tabel 4. 25 Jumlah Respon Ragam	100
Tabel 4. 26 Simpangan antar lantai, Δ_a	101
Tabel 4. 27 Kontrol Simpangan Arah X.....	102
Tabel 4. 28 Kontrol Simpangan Arah Y.....	102
Tabel 4. 29 Output ETABS Eksentrisitas Bawaan	103
Tabel 4. 30 Eksentrisitas Torsi Tak terduga.....	104
Tabel 4. 31 Kontrol Eksentrisitas	105
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	107
Tabel 4. 33 Kontrol Mn actual Balok Induk.....	118
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk	121
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Induk	128
Tabel 4. 36 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk.....	136
Tabel 4. 37 Faktor Kuat Lebih Balok Kolektor.....	137
Tabel 4. 38 Kontrol Mn actual Balok Kolektor.....	146
Tabel 4. 39 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Kolektor.....	149
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Kolektor	156
Tabel 4. 41 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Kolektor	163
Tabel 4. 42 Gaya Dalam Pelat Tangga	169
Tabel 4. 43 Gaya Dalam Pelat Bordes.....	169
Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Tangga	176
Tabel 4. 45 Gaya Aksial dan Momen Kolom Lantai 7.....	177
Tabel 4. 46 Output P-M Atas dan Bawah.....	180
Tabel 4. 47 Output P-M Kolom Atas dan BAawah fs=1.25fy	182
Tabel 4. 48 Rekapitulasi Tulangan Kolom.....	188

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom.....	194
Tabel 4. 50 Reduksi Tulangan Tarik Tumpuan Balok Induk	211
Tabel 4. 51 Reduksi Tulangan Tarik Lapangan Balok Induk....	211
Tabel 4. 52 Reduksi Tulangan Tarik Tumpuan Balok Kolektor	212
Tabel 4. 53 Reduksi Tulangan Tarik Lapangan Balok Kolektor	212
Tabel 4. 54 Reduksi Tulangan Pelat Lantai arah X	213
Tabel 4. 55 Reduksi Tulangan Pelat Lantai arah Y	213
Tabel 4. 56 Reduksi Tulangan Pelat Tangga dan Bordes.....	214
Tabel 4. 57 Tulangan Geser Balok Induk Tumpuan	218
Tabel 4. 58 Tulangan Geser Balok Induk Lapangan	219
Tabel 4. 59 Tulangan Geser Balok Kolektor Tumpuan.....	220
Tabel 4. 60 Tulangan Geser Balok Kolektor Lapangan	221
Tabel 4. 61 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Balok Induk.....	223
Tabel 4. 62 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Balok Kolektor	225
Tabel 4. 63 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Pelat Lantai	228
Tabel 4. 64 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Pelat Tangga.....	231

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Beton telah tidak asing lagi dipakai dalam bidang struktural. Namun karena sifat beton yang kuat terhadap tekan tetapi lemah terhadap tarik maka beton akan diperkuat pada bagian tarik struktur. Secara konvensional dilakukan dengan menggunakan penambahan tulangan pada bagian tarik yang biasa dikenal dengan teknologi Beton Bertulang. Saat ini teknologi beton sangat berkembang untuk menjawab tantangan kebutuhan akan beton yang efektif dan efisien, tidak hanya beton bertulang (Reinforced Concrete), tetapi juga terdapat High Strength Reinforcing (HSR), Beton Fiber (Fiber Reinforced Concrete), Self Compacting Concrete (SCC) dll.

Beton Fiber menjadi salah satu teknologi yang sedang banyak dikembangkan. Terdapat beberapa jenis beton fiber seperti Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC), Glass Fiber Reinforced Concrete (GFRC), Polimer Fiber Reinforced Concrete, Natural Fiber Reinforced Concrete dan Synthetic Fiber (Joshi, Rai, 2014, ACI 440). Serat baja sendiri ada yang berpenampang lingkaran, persegi panjang, setengah lingkaran atau penampang yang tidak teratur dan serat baja dapat berbentuk lurus (straight) atau bengkok (hooked). Perilaku material komposit (beton dan serat) dipengaruhi oleh karakteristik masing-masing komponen, interaksi antar material dan proporsi material dalam campuran. Ketika fiber ditambahkan ke campuran beton, karekteristik fiber seperti jenis, bentuk, aspek rasio (L_f/D_f , dimana L_f = panjang fiber dan D_f = diameter fiber), Volume Content (V_f) berperan penting terhadap tingkah laku material (Bencardino, Rizzuti, Spadea, Swamy, 2008).

Dengan menggunakan serat pada beton memiliki kelebihan seperti daya tahan yang tinggi, pengendalian penyusutan beton, kuat lentur yang semakin tinggi, kuat tarik yang tinggi, dll (Joshi, Rai, 2014). Menurut Thomas dan Ramaswamy tahun 2007

menyimpulkan bahwa kenaikan maksimum kuat tekan beton akibat penambahan serat baja (steel fiber) dengan $V_f = 0\text{-}1.5\%$ pada berbagai mutu beton (35,65, 85 MPa) didapat cukup kecil (kurang dari 10%), sedangkan peningkatan maksimum kuat tarik beton akibat penambahan serat baja (steel fiber) didapat sekitar 40%. Jelas bahwa dengan menambahkan volume fiber dalam beton (fiber content, V_f) dapat meningkatkan kuat tarik beton yang signifikan.

Oleh sebab itu penulis tertarik untuk melakukan Studi Perbandingan desain antara Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional terkait dengan jumlah tulangan yang dapat direduksi dengan adanya penambahan Serat Baja/ Steel Fiber pada beton dan akan dibandingkan pula volume dan RAB untuk dapat melihat desain yang lebih efisien. Objek perencanaan adalah Gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta. Gedung ini memiliki 16 lantai dan dibangun dengan menggunakan beton bertulang konvensional. Elemen struktur yang ditinjau adalah Balok dan Pelat. Akan direncanakan menambahkan Steel Fiber berbentuk *hooked-end steel fiber* dengan panjang fiber (L_f) = 35 mm dan diameter (D_f) = 0.55 mm, Aspect Ratio (L_f/D_f) = 65 dan Volume Fraction of the Fiber (V_f) = 0.25 %.

1.2. Perumusan Masalah

1.2.1. Permasalahan utama

Bagaimana perbandingan desain beton berserat baja (Steel Fiber Reinforced Concrete/ SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional pada struktur gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta?

1.2.2. Detail permasalahan

1. Bagaimana menentukan elemen (jenis dan bentuk fiber, aspect rasio, volume fraction of fiber) Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC)?
2. Bagaimana merencanakan Preliminary design struktur?
3. Bagaimana menghitung pembebanan pada gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta?

4. Bagaimana permodelan dan analisa struktur gedung menggunakan ETABS?
5. Bagaimana merencanakan tulangan Beton Bertulang Konvensional?
6. Bagaimana merencanakan tulangan beton berserat baja (Steel Fiber Reinforced Concrete/ SFRC) mengacu pada dimensi yang sama dengan Preliminary untuk elemen struktur balok dan pelat?
7. Bagaimana menghitung volume dan RAB terkhusus pada elemen struktur balok dan pelat?
8. Bagaimana perbandingan desain SFRC dan beton bertulang konvensional?
9. Apa hasil akhir desain?

1.3. Tujuan

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Merencanakan elemen beton berserat baja (Steel Fiber Reinforced Concrete/ SFRC) yaitu jenis dan bentuk fiber, aspect rasio, dan volume fraction of fiber.
2. Merencanakan Preliminary design.
3. Menghitung pembebanan pada gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta.
4. Melakukan permodelan dan analisa struktur dengan menggunakan ETABS.
5. Merencanakan tulangan untuk Beton Bertulang Konvensional.
6. Merencanakan tulangan untuk Beton Berserat Baja mengacu pada dimensi yang sama dengan Premilinary untuk elemen struktur balok dan pelat.
7. Menghitung volume dan RAB terkhusus pada elemen struktur balok dan pelat.
8. Membandingkan desain Beton Bertulang Konvensional dengan Beton Berserat Baja (Steel Fiber Reinforced Concrete) untuk menentukan desain yang lebih efektif.
9. Menggambar Teknik dari hasil perhitungan perencanaan.

1.4. Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Tidak meninjau aspek pelaksanaan.
2. Hanya melakukan perbandingan pada elemen struktur balok dan pelat.
3. Tidak meninjau waktu pengerjaan.
4. Pondasi bangunan tidak direncanakan dalam Tugas Akhir ini.
5. Menggunakan program bantu Autocad, dan ETABS.

1.5. Manfaat

Adapun manfaat dari dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Memahami perancangan desain pada elemen struktur gedung (Pelat dan Balok) dengan menggunakan Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC).
2. Menjadi referensi pembaca tentang beton berserat baja (Steel Fiber Reinforced Concrete/ SFRC) dalam elemen struktur.
3. Menambah wawasan penulis dan pembaca tentang beton berserat baja (Steel Fiber Reinforced Concrete/ SFRC).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

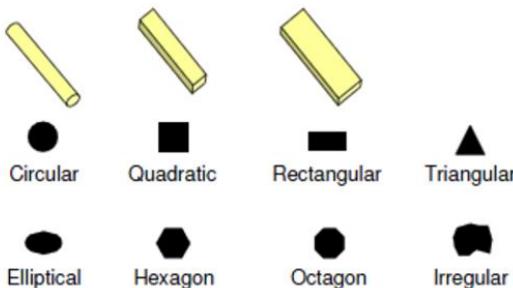
Beton telah tidak asing lagi dipakai dalam bidang struktural. Namun beton bersifat kuat terhadap tekan tetapi lemah terhadap tarik, maka beton akan diperkuat pada bagian tarik struktur. Pada umumnya ditambahkan perkuatan berupa tulangan pada bagian tarik beton teknologi ini biasa disebut Beton Bertulang. Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas tentang teori dan penelitian terkini yang berkaitan dengan Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC).

2.2. Beton Fiber

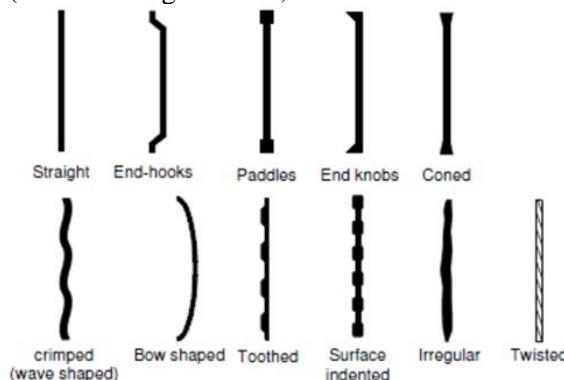
Beton Fiber menjadi salah satu teknologi yang sedang banyak dikembangkan. Beton Fiber sendiri adalah beton yang terdiri dari air, semen, dan agregat serta serat. Dalam Joshi, Rai, tahun 2014 terdapat beberapa jenis beton fiber seperti:

1. Steel Fiber Reinforced Concrete,
2. Glass Fiber Reinforced Concrete,
3. Polimer Fiber Reinforced Concrete,
4. Natural Fiber Reinforced Concrete (seperti: wool, serat bamboo, kelapa dll) dan
5. Synthetic Fiber (seperti: df polyester, polypropyle dan nylon)

Pada umumnya terdapat beberapa jenis penampang serat, ada yang berpenampang lingkaran, persegi panjang, setengah lingkaran atau penampang yang tidak teratur seperti dalam Gambar 2.1. Serat juga dapat berbentuk lurus (straight) atau bengkok (hooked) (Gambar 2.2).



Gambar 2. 1 Jenis Penampang Fiber
(sumber: Lofgren 2005, Abid dan Franzen 2011)



Gambar 2. 2 Geometri Fiber
(sumber: Lofgren 2005, Abid dan Franzen 2011)

2.3. Steel Fiber Reinforced Concrete

Steel Fiber Reinforced Concrete, SFRC atau beton bertulang berserat baja merupakan material komposit yang terbuat dari campuran beton dan serat baja. Perilaku material komposit (beton dan serat) dipengaruhi oleh karakteristik masing-masing komponen, interaksi antar material dan proporsi material dalam campuran. Ketika fiber ditambahkan ke campuran beton, karakteristik fiber seperti jenis, bentuk, aspek rasio RI (L_f/D_f , dimana L_f = panjang fiber dan D_f = diameter fiber), volume content (V_f) berperan penting terhadap tingkah laku material (Bencardino dkk, 2008). Pada umumnya panjang fiber (L_f) bervariasi antara 0.5

in (12.7 mm) sampai dengan 2.5 in (63.5 mm). Ukuran diameter fiber (Df) paling sering digunakan adalah berkisar antara 0.017 in (0.45mm) sampai 0.04 in (1.0 mm). Biasanya volum steel fiber dalam beton (Vf) sekitar 0.25% volum beton sampai dengan 2% volum beton. (ACI 544-3R-08).

Secara garis besar dengan menggunakan serat pada beton memiliki kelebihan seperti: daya tahan yang tinggi, pengendalian penyusutan beton, kuat lentur yang semakin tinggi, kuat tarik yang tinggi, dll (Joshi, Rai, 2014).

2.3.1. Sifat Mekanik Steel Fiber Reinforced Concrete

Penggunaan serat baja pada beton structural tentu dapat mengubah sifat-sifat mekanik beton. Thomas dan Ramaswamy tahun 2007 melakukan penelitian 60 buah benda uji berbentuk kubus dan silinder pada 3 jenis mutu beton yaitu mutu normal (35 MPa), mutu menengah (65 MPa) dan mutu tinggi (85 MPa) serta menggunakan fiber berbentuk hooked end steel fiber dengan volume fraction fiber yang berbeda-beda ($V_f = 0.0, 0.5, 1.0$ dan 1.5%) seperti dalam Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Berat material dalam $1m^3$ Beton

(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

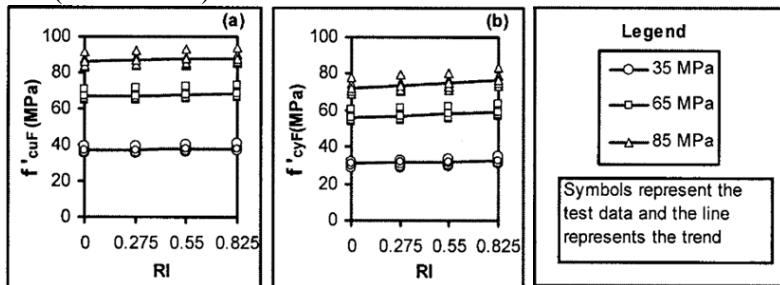
Item	Unit	Normal-strength concrete				Moderately high-strength concrete				High-strength concrete			
		35	35	35	35	65	65	65	65	85	85	85	85
f'_{cu}	MPa	35	35	35	35	65	65	65	65	85	85	85	85
V_f	%	0	0.5	1	1.5	0	0.5	1	1.5	0	0.5	1	1.5
Water	kg	190	190	190	190	158	158	158	158	140	140	140	140
Cement	kg	400	400	400	400	450	450	450	450	450	450	450	450
Fine aggregate	kg	610	600	600	590	610	610	600	600	630	625	620	615
Coarse aggregate	kg	1,130	1,120	1,110	1,110	1,140	1,130	1,120	1,110	1,170	1,160	1,150	1,140
Silica fume	kg	—	—	—	—	—	—	—	—	50	50	50	50
Super plasticizer	L	—	—	—	—	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Fiber	kg	—	40	80	120	—	40	80	120	—	40	80	120
Water/(cement+silica fume)	kg	0.48	0.48	0.48	0.48	0.35	0.35	0.35	0.35	0.28	0.28	0.28	0.28

Note: Density of super plasticizer=1,200 kg/m³ or 1.2 kg/L.

Dari Penelitian tersebut disimpulkan bahwa sifat-sifat mekanik beton akibat penambahan beton fiber sebagai berikut:

- kenaikan maksimum kuat tekan beton akibat penambahan serat baja (steel fiber) dengan $V_f = 0-1.5\%$ pada berbagai mutu

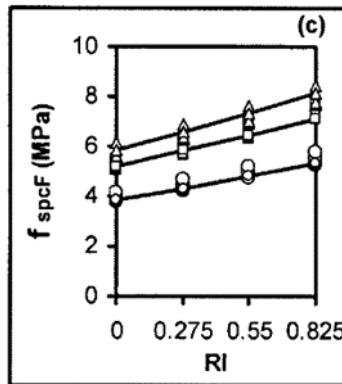
beton (35,65, 85 MPa) didapat cukup kecil (kurang dari 10%) (Gambar 2.3).



Gambar 2. 3 Efek Reinforced Index (RI) (L_f/D_f) terhadap Kuat Tekan

(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

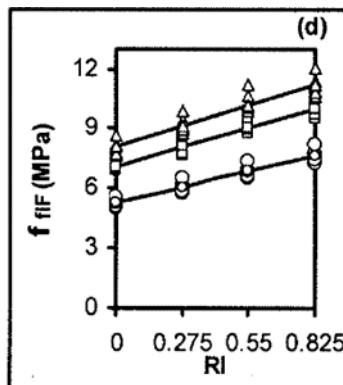
- b. Pada Gambar 2.4 dapat dilihat bahwa peningkatan maksimum kuat tarik beton akibat penambahan serat baja (steel fiber) didapat sekitar 40%.



Gambar 2. 4 Efek Reinforced Index (RI) (L_f/D_f) terhadap Kuat Tarik

(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

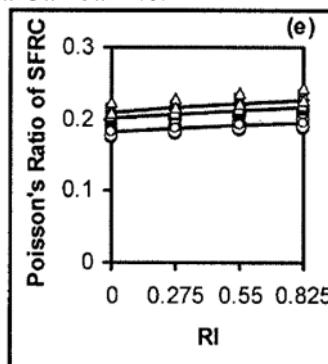
- c. Peningkatan Modulus of Rupture akibat penambahan fiber sekitar 40%, grafik peningkatan Modulus of Rupture dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Efek Reinforced Index (RI) (L_f/D_f) terhadap Modulus of Rupture

(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

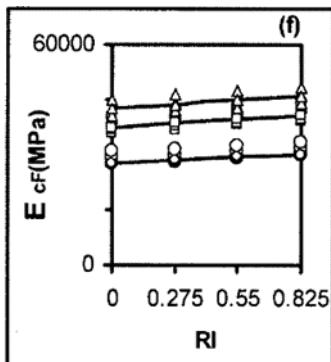
- d. Hasil Poisson's rasio tidak memperlihatkan hasil yang signifikan dibandingkan dengan beton tanpa fiber dapat dilihat dari grafik pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 fek Reinforced Index (RI) (L_f/D_f) terhadap Poisson's Ratio

(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

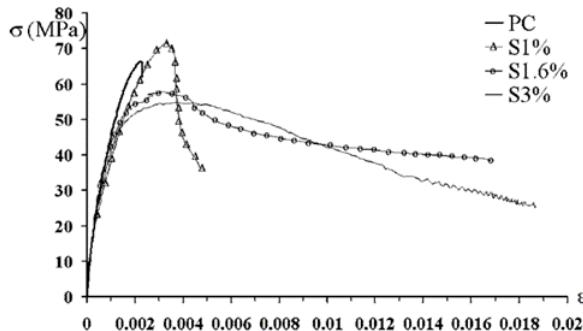
- e. Grafik pada Gambar 2.7 memperlihatkan bahwa kenaikan Modulus Elastisitas tidak memperlihatkan efek hasil yang cukup nyata.



Gambar 2. 7 Efek Reinforced Index (RI) (L_f/D_f) terhadap Modulus Elastisitas

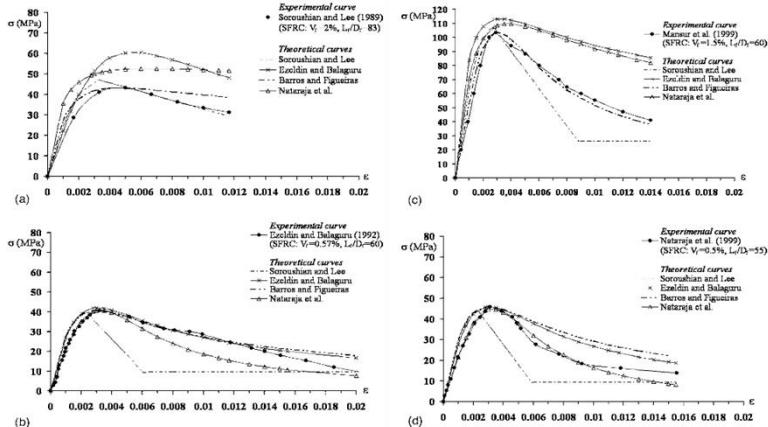
(sumber: Thomas dan Ramaswamy, 2007)

Bencardino,2008 melakukan penelitian sifat mekanik dari Steel Fiber Reinforced Concrete tentang hubungan antara Tegangan dan Regangan Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan membandingkan dengan beberapa teori penelitian-penelitian sebelumnya. Test menggunakan benda uji silinder 150mmx300mm dan menggunakan Steel Fiber dengan Vf sebesar 1, 1.6 dan 3% didapat bahwa dengan Vf sebesar 1.6 dan 3% regangan ultimate dapat mencapai 3 sampai 5 kali lipat dibandingkan beton tanpa fiber seperti dalam Gambar 2.8.



Gambar 2. 8 Perbandingan hubungan Tegangan dan Regangan Beton Fiber dengan Beton Konvensional
(sumber: Bencardino dkk, 2008)

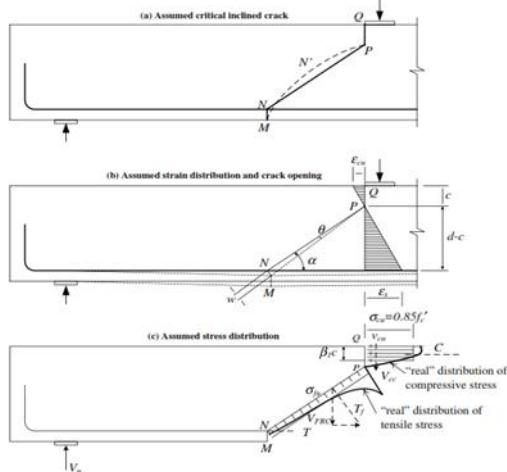
Bercardio juga melakukan perbandingan kurva dari penelitian tersebut dengan penelitian dan teori sebelumnya dan dapat disimpulkan bahwa penelitian tersebut dan teori penelitian sebelumnya memiliki kemiripan (Gambar 2.9).



Gambar 2. 9 Perbandingan tegangan dan regangan secara Teorikal dan Eksperimen
(sumber: Bencardino dkk, 2008)

Sifat beton yang kurang duktial dapat meningkat seiring dengan menambahkan kandungan serat baja yang lebih tinggi.

(Ghaffar dkk, 2014). Selain itu kuat geser beton akibat penambahan fiber dalam beton dapat meningkatkan kuat geser beton dan mengurangi lebar crack. Dinh dkk tahun 2011 membuktikan bahwa kuat geser balok beton SFRC lebih besar dibandingkan dengan kuat geser beton biasa tanpa sengkang. Steel fiber dapat mengantikan fungsi dari sengkang pada tulangan balok namun akibatnya perlu penambahan fiber yang lebih banyak. Fiber membantu mengontrol bukaan diagonal crack, dan meningkatkan ikatan agregat untuk menahan geser. Gambar 2.10 memperlihatkan kegagalan geser pada balok beton yang diperkuat oleh serat.



Gambar 2. 10 Asumsi kegagalan dan tegangan internal pada

Balok FRC

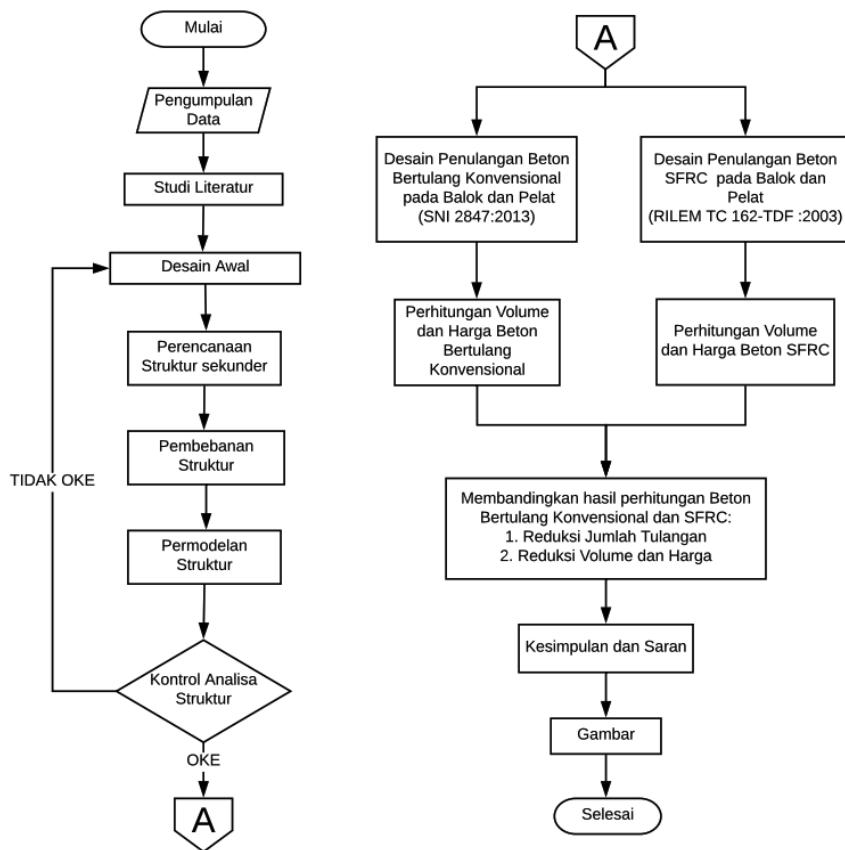
(sumber: Dinh dkk, 2011)

BAB III

METODOLOGI

3.1. Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Pengerjaan tugas akhir ini akan melalui langkah-langkah seperti yang digambarkan pada bagan alir penyelesaian pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan

3.2. Pengumpulan Data

1. Data Umum Bangunan

- Nama Gedung : Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja
- Lokasi : Jl. Deli no.4 Jakarta Utara
- Fungsi Gedung : Rumah Sakit
- Jumlah Lantai : 16 lantai dimodifikasi menjadi 11 lantai
- Luas Bangunan : $\pm 825 \times 11 = \pm 9000 \text{ m}^2$
- Struktur Gedung: Struktur Beton Bertulang dan akan di desain dengan SFRC
- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Tulangan : 420 Mpa
- SFRC : fiber: hooked-end steel fiber, Lf = 35 mm, Df = 0.5 mm, RI = 65, Vf = 0.25% %, Ffc,t = 1345 Mpa (Dramix 65/35)

2. Data Gambar : Terlampir

3. Data Tanah : Terlampir

3.3. Studi Literatur

Studi Literatur yang dilakukan bertujuan untuk membantu pengerjaan Tugas Akhir ini. Literatur yang digunakan untuk pengerjaan Tugas Akhir ini adalah:

1. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
2. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
4. PPIUG tahun 1983 tentang Pembebanan.
5. RILEM TC 162-TDF 2003 tentang Test dan Desain SFRC.
6. PBI 1971

3.4. Preliminary Design

3.4.1 Pengaturan Denah

Pengaturan denah yang perlu diperhatikan adalah fungsi dari bangunan dan peruntukan ruang.

3.4.2 Penentuan Dimensi Elemen Struktur

a. Dimensi Balok

Penentuan tinggi minimum balok (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 03-2847:2013 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a. Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung.

$$h_{min} = \frac{1}{16} L \quad (3.1)$$

dimana L adalah panjang bentang balok

Untuk F_y selain 420 Mpa:

$$h_{min} = \frac{1}{16} L \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.2)$$

b. Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom dilakukan setelah mengitung semua beban.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'_c} \quad (3.3)$$

Dimana:

W : Beban Aksial yang diterima kolom

f'_c : Kuat tekan beton karakteristik

A : Luas penampang kolom

3.5. Struktur Sekunder

3.5.1 Perencanaan Pelat

a. Perencanaan Dimensi Pelat

Perencanaan Pelat mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3

$$\alpha_{fin} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}} \quad (3.4)$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.5)$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_l}{h_w} \right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)} \quad (3.4)$$

Jika $\alpha_{fm} \leq 0.2$ maka nilai h menggunakan Tabel 3.1

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat tanpa Balok Interior*

(sumber: SNI 2847:2013 Tabel 9.5.c)

Tegangan leleh, f_y Mpa [†]	Tanpa penebalan [‡]		Dengan penebalan [‡]			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

*Untuk kontruksi dua arah, l_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.

[†]Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linear.

[‡]Panel drop didefenisikan dalam 13.2.5.

[§]Pelat dengan balok diantara kolom-kolomnya disepanjang tepi eksterior. Nilai untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0.8.

Jika $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$ maka nilai h menggunakan rumus dibawah ini:

$$h = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.7)$$

Jika $\alpha_{fm} > 2$ maka nilai h menggunakan rumus dibawah ini:

$$h = \frac{Ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (3.8)$$

Untuk mengetahui jenis pelat digunakan rumus:

- Pelat 2 Arah:

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \quad (3.9)$$

- Pelat 1 Arah:

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} > 2 \quad (3.10)$$

b. Pembebanan Pelat

Mengacu pada SNI 1727:2013 Tabel 4.1 untuk beban hidup dan beban mati sesuai dengan berat jenis material yang digunakan.

c. Penulangan Pelat

3.5.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan hmin balok anak sesuai SNI 03-2847:2013 Tabel 9.5.a.

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.11)$$

3.5.3 Perencanaan Lift

Lift menjadi salah satu alat transportasi manusia didalam gedung dari tingkat gedung yang satu ke tingkat yang lainnya. Perencanaan lift disesuaikan dengan jumlah pengguna lift, fungsi lift dan jumlah lantai. Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan Analisa terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (Pit Lift) dapat berupa pegas agar pada saat lift mencapai lantai paling bawah lift tidak menumbuk dasar landasan, juga berfungsi apabila terjadi kecelakaan seperti tali putus tidak segera hancur.

3.6. Pembebanan

3.6.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 yang dimaksudkan dengan beban mati adalah seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lainnya termasuk beran keran. Untuk itu dapat digunakan acuan berat material sesuai dengan PPIUG 1983 Tabel 2.1.

3.6.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.1 beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati. Beban hidup dapat mengacu pada PPIUG 1983 Tabel 3.1.

3.6.3 Beban Gempa

Perencanaan Pembebanan Gempa menggunakan Peraturan SNI 1726:2012.

a. Kategori risiko bangunan

Kategori resiko untuk gedung dan non gedung disesuaikan dengan pemanfaatan gedung. Kategori risiko dibagi menjadi 4 kategori yaitu kategori I, II, III, IV. Penentuan kategori resiko gempa dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3. 2 Kategori Resiko Bangunan

(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 1)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	
---	--

b. Faktor keutamaan gempa

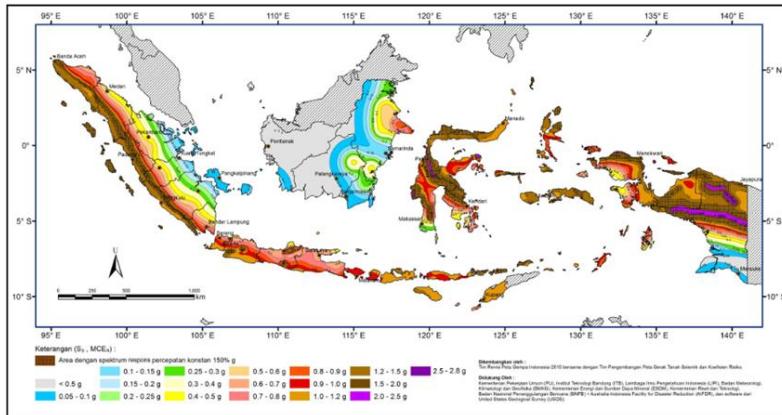
Faktor Keutamaan gempa disesuaikan dengan jenis kategori risiko bangunan (Tabel 3.3).

Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa
(sumber: SNI 1726:2012 tabel 2)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

c. Menentukan nilai S_s

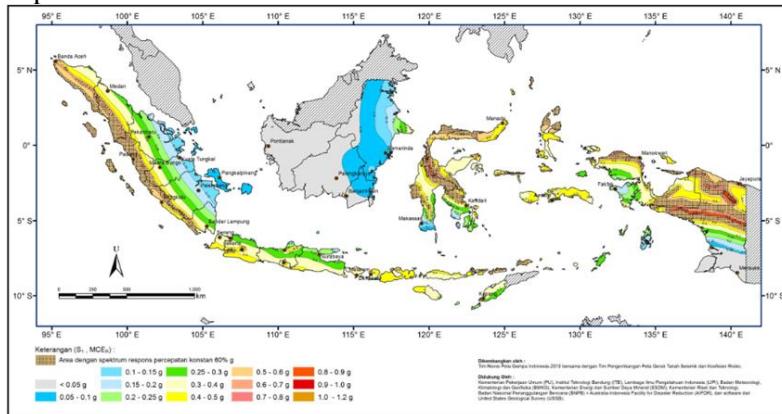
Nilai S_s ditentukan oleh letak atau wilayah bangunan. Nilai S_s dapat dilihat dari Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Peta untuk Nilai S_1
(sumber: SNI 1726:2012 Gambar 9)

d. Menentukan nilai S_1

Nilai S_1 ditentukan oleh letak atau wilayah bangunan. Nilai S_1 dapat dilihat dari Gambar 3.3.



Gambar 3. 3 Peta untuk Nilai S_1
(sumber: SNI 1726:2012 Gambar 10)

e. Penentuan kelas Situs

Penentuan kelas situs sesuai Tabel 3.4.

Tabel 3. 4 Klasifikasi Situs
(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 3)

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	15 sampai 50
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :			
1. Indeks plastisitas, $20, PI$ 2. Kadar air, %, $40w$ 3. Kuat geser niralir $25 s kPa$			
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $3H$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $7,5H$ m dengan Indeks Plasitisitas $75PI$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $35H$ m dengan $50 s kPa$		

f. Koefisien situs, F_a

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek. F_a ditentukan oleh kelas tanah dan batuan. Nilai F_a dapat dilihat dari Tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Koefisien Situs F_a
(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 4)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	S _s ≤0.25	S _s =0.5	S _s =0.75	S _s =1.0	S _s ≥ 1.25
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- a) Untuk nilai-nilai S_s antara dapat dilakukan interpolasi Linear
- b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

g. Koefisien situs, F_v

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan yang mewakili getaran periода 1 detik. Nilai F_v dapat dilihat dari Tabel 3.6.

Tabel 3. 6 Koefisien Situs F_v
(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 5)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S₁				
	S ₁ ≤0.1	S ₁ =0.2	S ₁ =0.3	S ₁ =0.4	S ₁ ≥ 0.5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

CATATAN:

- c) Untuk nilai-nilai S₁ antara dapat dilakukan interpolasi Linear
- d) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

h. Parameter spektrum percepatan gempa

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.13)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.14)$$

Keterangan:

S_s : Parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek,

S_1 : parameter respons spektrel percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

i. Parameter percepatan spektral desain

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.15)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.16)$$

j. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periода pendek

Nilai S_{DS} dapat dilihat dari Tabel 3.7.

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik S_{DS}

(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 6)

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

k. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{D1} dapat dilihat dari Tabel 3.8.

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik S_{D1}

(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 7)

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{D1} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{D1} < 0.50$	C	D

0.50 ≤ S _{D1}	D	D
------------------------	---	---

l. Menentukan faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd), dan faktor kuat lebih system (Ω) untuk system penahan gaya gempa.

Faktor R, Cd, Ω dapat dilihat dari Tabel 3.9. Struktur menggunakan system ganda.

Tabel 3. 9 Koefisien (R), (Cd), dan (Ω)

(sumber: SNI 1726:2012 Tabel 9)

Sistem penahan gaya-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R ^a	Faktor kuat lebih system Ω ₀ ^g	Faktor pembesaran defleksi, C _d ^b	Batasan system struktur dan Batasan tinggi struktur, h _b (m) ^c				
				Kategori desain seismic				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2 1/2	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 ½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7 ½	2 ½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2 ½	6	TB	TB	TB	TB	TB

9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5 ½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3 ½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2 ½	6 ½	TB	TB	TB	TB	TB

m. Melakukan analisa statik ekivalen

3.7. Kombinasi Pembebatan

Struktur bangunan didesain dengan mempertimbangkan harus lebih atau sama dengan beban-beban berfaktor dengan kombinasi pembebatan sesuai SNI 1727:2013 pasal 2.3.2 berikut:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L+0.5 (Lr atau R)
3. 1.2D + 1.6 (Lr atau R) + (L atau 0.5 W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr atau S atau R)
5. 1.2D + 1.0E + L 0.2S
6. 0.9D + 1.0W
7. 0.9D + 1.0E

3.8. Analisa Struktur

Perhitungan gaya-gaya dalam struktur utama menggunakan program bantu ETABS. Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam Analisa struktur adalah sebagai berikut:

1. Bentuk Gedung.
2. Wilayah Gempa.
3. Dimensi elemen-elemen struktur.
4. Pembebatan struktur dan kombinasi pembebatan.

3.9. Perencanaan Struktur Beton Bertulang

3.9.1. Perencanaan Balok

a. Perhitungan tulangan lentur (SNI 03-2847:2013)

- Menentukan nilai β_1

Untuk f'_c diatas 28 Mpa (SNI 03-2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \quad (3.17)$$

- Menentukan nilai rasio tulangan (SNI 03-2847:2013)

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \text{ (pasal 10.5.1)} \quad (3.18)$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ (pasal B.8.4.2)} \quad (3.19)$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \text{ (pasal B.10.3.3)} \quad (3.20)$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \text{ (pasal 21.5.2.1)} \quad (3.21)$$

- Menentukan nilai m

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85f'_c} \right) \quad (3.22)$$

- Menentukan flexural resistance factor (Rn)

$$Rn = \frac{Mn}{\phi bd^2} \quad (3.23)$$

Dimana $\phi = 0.75$ (SNI 03-2847:2013 pasal 9.3.2.7)

- Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \quad (3.24)$$

(SNI 03-2847:2013 pasal 9.3.2.7)

Dimana: $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

- Menentukan luas tulangan (As)

$$As_{perlu} = \rho bd \quad (3.25)$$

- Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$Jumlah = \frac{As}{\frac{1}{4}\pi d^2} \quad (3.26)$$

b. Perhitungan tulangan geser (Sengkang)

- Menentukan V_c

Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja V_u sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1 adalah:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c b_w d} \quad (3.27)$$

Dimana: $\lambda = 1$ untuk beton normal

- Menentukan syarat spasi

Spasi tulangan dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur

$$s \leq d/2 \quad (3.28)$$

$$s \leq 600mm \text{ (SNI 03-2847:2013 pasal 11.4.5.1)} \quad (3.29)$$

- Cek kondisi kekuatan geser

$$V_u > 0.5\varphi V_c \text{ (SNI 03-2847:2013 pasal 11.4.6)} \quad (3.30)$$

Tulangan geser minimum

$$A_{v\min} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3.31)$$

$$V_u > \varphi V_c \text{ (SNI 03-2847:2013 pasal 11.4.7)} \quad (3.32)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \leq 0.062\sqrt{f'_c} b_w s \quad (3.33)$$

- Cek kekuatan geser

$$\varphi V_n > V_u \text{ (SNI 03-2847:2013 pasal 11.1.1)} \quad (3.34)$$

$$V_n > V_c + V_s \quad (3.35)$$

c. Perhitungan penulangan torsi

- Menentukan pengaruh torsi

Pengaruh torsi dapat diabaikan apabila: (SNI 03-2847:2013 pasal 11.5.1)

$$T_u < \varphi 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}} \right) \quad (3.36)$$

Dimana $\varphi = 0.75$

- Desain tulangan torsi

$$\varphi T_n > T_u \quad (3.37)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot^2 \theta \quad (3.38)$$

(SNI 03-2847:2013 pasal 11.5.3)

Dimana $\theta = 45^\circ$ untuk struktur beton non-pratekan

- Menentukan tulangan torsi longitudinal

Luas tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi:

(SNI 03-2847:2013 pasal 11.5.3.7)

3.9.2. Perencanaan Pelat

a. Menentukan nilai β_1

Untuk f'_c diatas 28 Mpa (SNI 03-2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \quad (3.39)$$

b. Menentukan nilai rasio tulangan (SNI 03-2847:2013)

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \quad (\text{pasal 10.5.1}) \quad (3.40)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{pasal B.8.4.2}) \quad (3.41)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad (\text{pasal B.10.3.3}) \quad (3.42)$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (\text{pasal 21.5.2.1}) \quad (3.43)$$

c. Menentukan nilai m

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) \quad (3.44)$$

d. Menentukan flexural resistance factor Rn

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} \quad (3.45)$$

Dimana $\varphi = 0.75$ (SNI 03-2847:2013 pasal 9.3.2.7)

e. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \quad (3.46)$$

(SNI 03-2847:2013 pasal 9.3.2.7)

Dimana: $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

f. Menentukan luas tulangan (As)

$$As_{perlu} = \rho bd \quad (3.47)$$

g. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

(SNI 03-2847:2013 pasal 7.6.5)

$$s < 450mm \quad (3.48)$$

$$s < 3 \times h \quad (3.49)$$

h. Menentukan jumlah tulangan (n)

$$Jumlah = \frac{As}{\frac{1}{4}\pi d^2} \quad (3.50)$$

i. Jarak tulangan (s)

$$s = \frac{1000}{n} \quad (3.51)$$

3.9.3 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga dengan mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60cm \leq 2t + i \leq 65cm \quad (3.12)$$

Dimana:

t : tinggi injakan

i : lebar injakan

α : sudut kemiringan tangga ($25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)

Penulangan tangga, perhitungan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

3.9.4. Perencanaan Kolom Dan Shearwall

Direncanakan menggunakan program bantu PCA-Column. Adapun perencanaan dengan program bantu harus memenuhi syarat-syarat pada SNI 2847:2013 pasal 8.10.

3.10. Perencanaan Struktur Beton SFRC

Perencanaan struktur ini meliputi penulangan lentur dan penulangan geser mengacu pada peraturan RILEM TD-162-TDF:2003

3.10.1. Perencanaan Balok

a. Compressive Strength/ Kuat Tekan

$$f_{fctm} = 0.3 \left(f_{ck} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.52)$$

Dimana:

f_{fctm} : kuat tarik beton rata-rata

f_{ck} : kuat tekan beton silinder

$$f_{fctk} = 0.7 f_{fctm} \quad (3.53)$$

f_{fctk} : nilai karakteristik kuat tarik beton

b. Flexural Tensile Strength/ Kuat Tarik Lentur

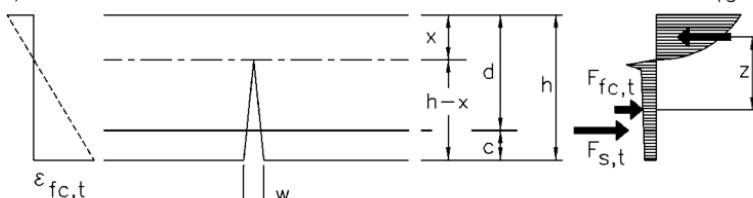
$$f_{fct} = 0.6 f_{fct,fl} \quad (3.54)$$

$f_{fct,fl}$: kuat tarik lentur

$$f_{fct} = 0.7 f_{fctm,fl} \quad (3.55)$$

c. Moment Resistance

$\varepsilon_{fc,max}$



Gambar 3. 4 Diagram Tegangan dan Regangan SFRC
(sumber: RILEM TD-162-TDF:2003)

Mencari Momen Ultimate SFRC dapat dilihat dari diagram tegangan seperti pada Gambar 3.4.

$$M_{uRd} = A_s f_{sy} \left(d - \frac{x}{2} \right) + F_{fc,t} (h - x) bz \quad (3.56)$$

(RILEM TD-162-TDF:2003) (3.56)

Dimana:

M_{uRd} : momen ultimate

A_s : luas tulangan

f_{sy} : kuat leleh tulangan

d : kedalaman efektif

x : jarak titik teratas balok ke garis netral

β_x : jarak titik teratas balok ke titik tekan

$F_{fc,t}$: sisa gaya tarik steel fiber

h : tinggi balok

b : lebar balok

z : lengan internal

$$z = [\beta_x + x_T (h - x)] \quad (3.57)$$

x_T : pusat gravitasi zona tarik untuk tegangan serat, diberikan sebagai persentasi tinggi total balok

d. Kapasitas Geser

Desain daya tahan geser balok dengan tulangan geser dan mengandung steel fiber:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad (3.58)$$

(RILEM TD-162-TDF:2003)

V_{cd} : daya tahan geser tanpa tulangan geser

V_{wd} : kontribusi stirrups atau tulangan miring pada daya tahan geser

V_{fd} : daya tahan geser akibat adanya steel fiber

$$V_{cd} = \left[0.12k \left[100\rho_1 f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15\sigma_{cp} \right] bd \quad (3.59)$$

Dimana:

k : adalah faktor efek besar

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (3.60)$$

(d dalam satuan mm) dan $k \leq 2$

ρ : rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 2\% \quad (3.61)$$

σ_{cp} Gaya tekan

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \leq 2\% \quad (3.62)$$

Dimana:

N_{sd} : gaya longitudinal akibat beban atau prestress

$\sigma_{cp} = 0$ karena tidak adanya gaya longitudinal

$$V_{fd} = 0.7k_f k_1 \tau_{fd} bd \quad (3.63)$$

Dimana k sesuai persamaan $k_1 = k$

τ_{fd} : peningkatan kekuatan geser akibat steel fiber

$$\tau_{fd} = 0.12f_{Rk,4} \quad (3.64)$$

k_f : faktor kontribusi sayap pada T section

$$k_f = 11 + n \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \text{ dan } k_f \leq 1.5 \quad (3.65)$$

Dimana:

h_f : tinggi sayap

b_f : lebar sayap

b_w : lebar badan

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ dan } n \leq \frac{3b_w}{h_f} \quad (3.67)$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{yw} d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \text{ dan } n \leq \frac{3b_w}{h_f} \quad (3.68)$$

Dengan:

s : jarak antara tulangan geser

α : sudut tulangan geser

f_{ywd} : kuat leleh tulangan geser

A_{sw} : luas tulangan geser

3.10.2. Perencanaan Pelat

Perhitungan pelat mirip dengan perhitungan balok namun dengan dimensi h dan b yang berbeda.

3.11. Menghitung Volume dan RAB

Menghitung Volume dan RAB pada desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Betulang Konvensional pada elemen struktural pada balok dan pelat sebagai acuan untuk menentukan desain yang lebih efektif.

3.12. Gambar

Menggambar hasil perencanaan menggunakan program bantu AutoCad.

3.13. Kesimpulan dan Saran

Menyimpulkan hasil Perbandingan desain Tugas Akhir yang efektif digunakan dan memberi saran-saran terhadap studi yang mendatang.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

Preliminary desain adalah proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan-peratran yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat, kolom dan shearwall. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam penggerjaan Tugas Akhir ini yaitu:

- Nama Gedung : Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta
- Lokasi : Jl. Deli no.4 Jakarta Utara
- Fungsi : Rumah Sakit
- Jumlah Lantai : 11
- Tinggi Bangunan : 44 m
- Total Luas Bangunan : ± 9000 m²
- Letak Bangunan : Jauh dari Pantai
- Mutu Beton (F'_c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (F_y) : 420 Mpa
- Steel Fiber Dramix L_f : 35 mm
 D_f : 0.55 mm
- RI : 65
- V_f : 0.25 %
- $F_{fc,t}$: 1345 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

4.1.3 Pembebaan

a. Beban gravitasi

1. Beban mati (SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 atau PPIUG 1983

Tabel 2.1)

- Beton Bertulang : 2400 kg/m³
- Adukan Semen 1 cm : 21 kg/m³
- Dinding ½ bata : 250 kg/m²
- Plafond : 11 kg/m²
- Penggantung : 7 kg/m²
- Plumbling : 30 kg/m²
- Penutup Lantai : 24 kg/m²

2. Beban hidup ((SNI 1727:2013 pasal 4.1 atau PPIUG 1983

Tabel 3.1)

Rumah sakit:

- Lantai ruang pasien : 192 kg/m²
- Lantai operasi/ laboratorium : 287 kg/m²
- Koridor lantai 1 : 479 kg/m²
- Koridor selain lantai 1 : 383 kg/m²
- Tangga : 479 kg/m²
- Atap : 96 kg/m²

B. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

C. Beban angin

- Jauh dari pantai : 25 kg/m^2

4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan sebagai balok dengan 2 tumpuan sederhana dengan mutu beton 40 Mpa dan mutu baja 420 Mpa. Penentuan tinggi balok minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2 Tabel 9.5 (a).

Tabel 4. 1 Tebal Minimum Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan tidak Dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar				
Pelat masif satu-arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18.5	1/21	1/8
CATATAN:				
Panjang bentang dalam mm.				
Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasi sebagaimana berikut:				
(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), w_c , diantara 1440 sampai 1840 kg/m^3 , nilai tadi harus				

dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.

(b) Untuk f_y selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Sesuai dengan Tabel 4.1 untuk f_y 420 Mpa maka diambil $h_{\min} = \frac{1}{16} L$. Untuk menentukan lebar balok digunakan persamaan:

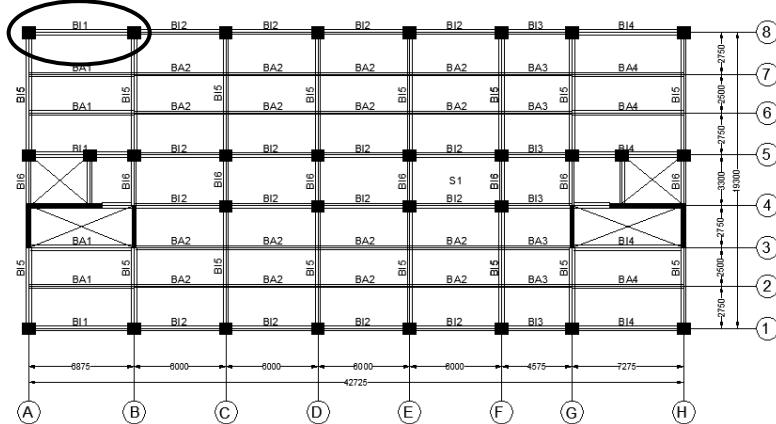
$$b_{\min} = \frac{2}{3} h$$

Dimana:

h : tinggi balok

b : lebar balok

Pada gedung RSUD Koja Jakarta memiliki beberapa variasi balok sesuai dengan denah pada Gambar 4.1. Sebagai contoh perhitungan dimensi balok induk diambil Balok Induk 1 (BI1) yang memiliki Panjang bentang 6,875 m.



Gambar 4. 1 Variasi Balok pada gedung RSUD Koja Jakarta
- Balok Induk 1 (BI1) $L = 6.875$ m

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

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 6.875m$$

$$h_{\min} = 42.97cm$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3}h$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times 42.97cm$$

$$b_{\min} = 28.65cm$$

Maka, dimensi pakai Balok Induk 1 $h = 50cm$ dan $b = 35cm$

Untuk variasi balok lainnya dapat dihitung sesuai dengan contoh. Sehingga diperoleh dimensi balok induk seperti Tabel 4.2

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tabel Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (cm)		Dimensi pakai (cm)	
		h_{\min}	b_{\min}	H	b
BI1	6.875	42.97	28.65	50	35
BI2	6	37.50	25.00	40	30
BI3	4.575	28.59	19.06	40	30
BI4	7.275	45.47	30.31	50	35
BI5	8	50.00	33.33	50	35
BI6	3.3	20.63	13.75	40	30

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 40 Mpa dan mutu baja 420 Mpa sehingga digunakan:

$$h_{\min} = \frac{1}{21}L \text{ dan } b_{\min} = \frac{2}{3}h$$

Dimana:

h : tinggi balok

b : lebar balok

Sebagai contoh perhitungan dimensi balok anak diambil Balok Anak 1 yang memiliki bentang 6,875 m.

- Balok Anak 1 (BA1) L=6.875 m

$$h_{\min} = \frac{1}{21}L$$

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 6.875m$$

$$h_{\min} = 32.74cm$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3}h$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times 32.74cm$$

$$b_{\min} = 21.83cm$$

Maka, dimensi pakai Balok Anak 1 $h = 35cm$ dan $b = 25cm$

Setelah dilakukan perhitungan untuk jenis balok anak yang lain maka dapat diperoleh dimensi balok anak pada Tabel 4.3.

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (cm)		Dimensi pakai (cm)	
		h min	b min	h	b
BA1	6.875	32.74	21.83	35	25
BA2	6	28.57	19.05	30	20
BA3	4.575	21.79	14.52	30	20
BA4	7.275	34.64	23.10	35	25

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 2847:2013.

- Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan dua. Pada pelat satu arah,

pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya bagian kecil saja yang akan diteruskan pada bagian yang lebih pendek.

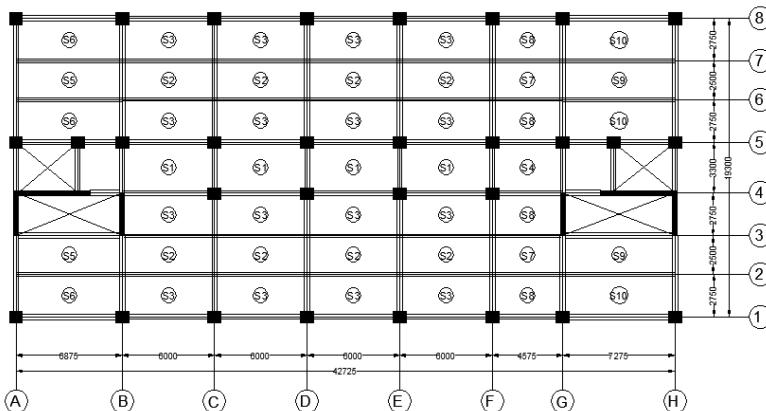
- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari dua, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul disekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah ssstem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat

Pelat yang direncanakan dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton : 40 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 12 cm



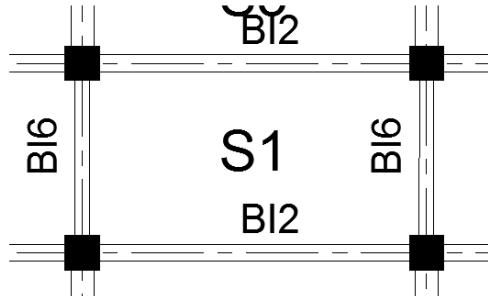
Gambar 4. 2 Denah Pelat

4.1.5.3 Perhitungan Tebal Pelat

Untuk perhitungan pelat sebagai berikut:

1. Pelat tipe S1 ukuran 6000mm x 3300 mm

Untuk contoh perhitungan diambil pelat tipe S1 dengan ukuran pelat 6000 mm x 3300 mm seperti pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Pelat tipe S1

$$H_f : 12 \text{ cm}$$

$$L_y : 6000 \text{ mm}$$

$$L_x : 3300 \text{ mm}$$

$$L_n = 600 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right)$$

$$L_n = 570 \text{ cm}$$

$$S_n = 330 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right)$$

$$S_n = 300 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{570 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 1.90 < 2 \quad (\text{pelat dua arah})$$

- Balok Memanjang BI2 (40x30)

Perhitungan Lebar Efektif (Be)

$$be = bw + 2 \times (hw - hf)$$

$$be = 30 + 2 \times (40 - 12)$$

$$be = 86\text{cm} \text{ (menentukan)}$$

$$be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 30 + 8 \times 12$$

$$be = 126\text{cm}$$

$$be = \frac{1}{4}L$$

$$be = \frac{1}{4} \times 600$$

$$be = 150\text{cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{h_f}{h_w}\right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \times \left(\frac{12}{40}\right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \times \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \times \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$K = 1.58$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.58 \times 30 \times 40^3$$

$$I_{balok} = 252494.8\text{cm}^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 600 \times \frac{12^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 86400 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{252494.8 \text{ cm}^3}{86400 \text{ cm}^3}$$

$$\alpha_{fm} = 2.92$$

- Balok Melintang BI6 (40x30)

Perhitungan Lebar Efektif (Be)

$$be = bw + 2 \times (hw - hf)$$

$$be = 30 + 2 \times (40 - 12)$$

$$be = 86 \text{ cm} \text{ (menentukan)}$$

$$be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 30 + 8 \times 12$$

$$be = 126 \text{ cm}$$

$$be = \frac{1}{4} L$$

$$be = \frac{1}{4} \times 330$$

$$be = 82.5 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{40} \right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{12}{40} \right) + 4 \left(\frac{12}{40} \right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{40} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{40} \right)}$$

$$K = 1.58$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.58 \times 30 \times 40^3$$

$$I_{balok} = 252494.8 \text{ cm}^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 330 \times \frac{12^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 47520 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{252494.77 \text{ cm}^3}{47520 \text{ cm}^3}$$

$$\alpha_{fm} = 5.3134$$

$$\alpha_{rata-rata} = \frac{\alpha_{fm} + \alpha_{fm}}{2}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{2.92 + 5.31}{2}$$

$$\alpha_{fm} = 4.12 > 2$$

Karena $\alpha_{rata-rata} > 2$ maka digunakan rumus

$$h = \frac{Ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

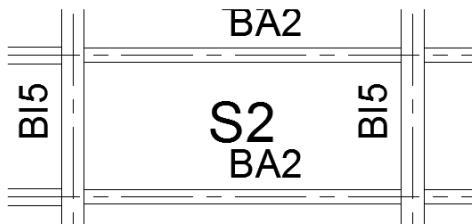
$$h = \frac{580\left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1.93}$$

$$h = 11.95\text{cm}$$

Didapat hmin sebesar 11.95cm < h rencana 12 cm, tetapi masih memenuhi syarat 9 cm sesuai dengan SNI 9.5.3.3 pasal c. Karena perencanaan masih pada tahap preliminary desain maka tetap menggunakan tebal pelat 12 cm.

2. Pelat tipe S2 ukuran 6000mm x2500 mm

Untuk contoh perhitungan diambil pelat tipe S2 dengan ukuran pelat 6000mm x 25 mm seperti pada Gambar 4.4.



Gambar 4. 4 Pelat tipe S2

Hf : 12 cm

Ly : 6000 mm

Lx : 2500 mm

$$Ln = 600 - \left(\frac{35}{2} + \frac{35}{2} \right)$$

$$Ln = 565 \text{ cm}$$

$$Sn = 250 - \left(\frac{20}{2} + \frac{20}{2} \right)$$

$$Sn = 230 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{565 \text{ cm}}{230 \text{ cm}} = 2.456 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

- Balok Memanjang BA2 (30x20)

Perhitungan Lebar Efektif (Be)

$$be = bw + 2 \times (hw - hf)$$

$$be = 20 + 2 \times (30 - 12)$$

$$be = 56 \text{ cm} \text{ (menentukan)}$$

$$be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 20 + 8 \times 12$$

$$be = 116 \text{ cm}$$

$$be = \frac{1}{4} L$$

$$be = \frac{1}{4} \times 600$$

$$be = 150 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{h_f}{h_w}\right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \times \left(\frac{12}{30}\right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{12}{30}\right) + 4 \left(\frac{12}{30}\right)^2 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \times \left(\frac{12}{30}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{56}{20} - 1\right) \times \left(\frac{12}{30}\right)}$$

$$K = 1.567$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.567 \times 20 \times 30^3$$

$$I_{balok} = 70528.186 \text{ cm}^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 600 \times \frac{12^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 86400 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{70528.186 \text{ cm}^3}{86400 \text{ cm}^3}$$

$$\alpha_{fm} = 0.816$$

- Balok Melintang BI5 (50x35)

Perhitungan Lebar Efektif (Be)

$$be = bw + 2 \times (hw - hf)$$

$$be = 35 + 2 \times (50 - 12)$$

$$be = 111\text{cm}$$

$$be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 35 + 8 \times 12$$

$$be = 131\text{cm}$$

$$be = \frac{1}{4}L$$

$$be = \frac{1}{4} \times 250$$

$$be = 62.5\text{cm} \text{ (menentukan)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{62.5}{35} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{50} \right) \times \left[\left(4 - 6 \frac{12}{50} \right) + 4 \left(\frac{12}{50} \right)^2 + \left(\frac{62.5}{35} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{50} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{62.5}{35} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{50} \right)}$$

$$K = 1.286$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.286 \times 35 \times 50^3$$

$$I_{balok} = 468772.9\text{cm}^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 250 \times \frac{12^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 36000 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{468772.9 \text{ cm}^3}{336000 \text{ cm}^3}$$

$$\alpha_{fm} = 13.021$$

$$\alpha_{rata-rata} = \frac{\alpha_{fm} + \alpha_{fm}}{2}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.816 + 13.021}{2}$$

$$\alpha_{fm} = 6.92 > 2$$

Karena $\alpha_{rata-rata} > 2$ maka digunakan rumus

$$h = \frac{Ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{565\left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \times 2.456}$$

$$h = 10.7 \text{ cm}$$

Didapat h_{min} sebesar 10.7 cm < h rencana 12 cm dan memenuhi syarat 9 cm sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3. Maka direncanakan pelat tipe S2 menggunakan tebal pelat 12 cm.

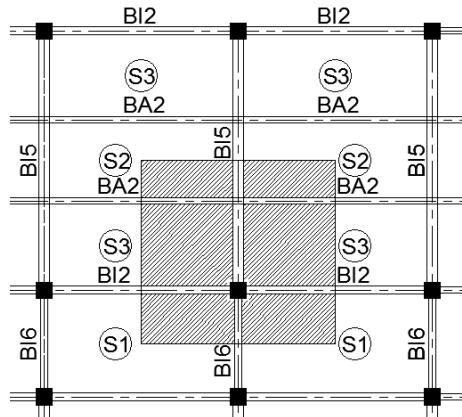
Dilakukan perhitungan pelat untuk tipe-tipe pelat lainnya dengan cara yang sama. Hasil perhitungan dimensi pelat dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Dimensi Tebal Pelat

Tipe Pelat	Dimensi				H min (cm)	H pakai (cm)
	p (mm)	l (mm)	Ln (cm)	Sn (cm)		
S1	6000	3300	580	300	11.81	12
S2	6000	2500	565	230	10.70	12
S3	6000	2750	565	250	11.03	12
S4	4575	3300	437.5	300	9.63	12
S5	6875	2500	652.5	225	11.56	12
S6	6875	2750	652.5	245	11.97	12
S7	4575	2500	422.5	230	8.85	12
S8	4575	2750	422.5	250	9.08	12
S9	7275	2500	692.5	225	11.96	12
S10	7275	2750	692.5	245	12.40	12

4.1.6 Perencanaan Dimensi Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Perencanaan dimensi kolom yang ditinjau adalah kolom yang mengalami pembebahan terbesar. Kolom yang direncanakan memikul beban pada luasan ukuran 6000mm x 5650mm seperti pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Luasan pembebanan kolom

4.1.6.1 Pembebanan

Pembebanan pada kolom berdasarkan PPIUG 1983 untuk beban mati sedangkan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap ± 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktural yang memiliki $K_{LL}A_T > 37.16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = 6m \times 5.65m = 33.9m^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL}A_T = 4 \times 33.9 = 135.6m^2 > 37.16 \text{ (oke)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1.2 - 0.011A_T$$

$$R_1 = 1.2 - 0.011 \times 33.9 = 0.827 \left(\text{untuk } 18.58m^2 < A_T < 55.74m^2 \right)$$

$$R_2 = 1 \left(\text{kemiringan} = 0, \text{maka } F = 1 \right)$$

$$L_r = L_0 R_1 R_2$$

$$L_r = 0.96 \times 0.827 \times 1$$

$$L_r = 0.794 \text{ KN/m}^2$$

Dimana nilai L_0 untuk pelat atap = 0.96 KN/m²

- Reduksi beban hidup pelat lantai rumah sakit

$$L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

$$L = 3.83 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{135.6}} \right)$$

$$L = 2.46 \text{ KN/m}^2$$

Dimana nilai L_0 untuk pelat lantai koridor selain lantai 1 rumah sakit = 3.83 KN/m²

Ukuran kolom dapat diperhitungkan sesuai Tabel 4.5

Tabel 4. 5 Beban yang diterima Kolom Lantai 7-Lantai 11 (Atap)

Beban Mati	γ (kg/m ³)	p (m)	l (m)	t (m)	n lantai	Berat (kg)
Pelat Lantai	2400	6	5.65	0.12	5	48816.00
BI2	2400	6	0.4	0.3	5	8640.00
BI5	2400	4	0.5	0.35	5	8400.00
BI6	2400	1.65	0.4	0.3	5	2376.00
BA2	2400	6	0.3	0.2	5	4320.00
Dinding 1/2 Bata	250	11.65	4	-	5	58250.00
Plafond	11	6	5.65	-	5	1864.50
Penggantung	7	6	5.65	-	5	1186.50

Plumbing	25	6	5.65	-	5	5085.00
Spesi 2cm	42	6	5.65	-	5	7119.00
Penutup lantai	24	6	5.65	-	5	4068.00
Total Beban Mati (WDL)						150125.00
Beban Hidup	γ (kg/m ³)	p (m)	l (m)	t (m)	n lantai	Berat (kg)
Beban Atap	79.40	6	5.65	-	1	2691.71
Beban Lantai	246.06	6	5.65	-	4	33365.61
Total Beban Hidup (WLL)						36057.32

Jadi, berat total:

$$W = 1.2D_L + 1.6L_L$$

$$W = 1.2 \times 150125.00 + 1.6 \times 36057.32 \text{ kg}$$

$$W = 237841.7 \text{ kg}$$

$$A = \frac{3 \times P}{f'_c}$$

$$A = \frac{3 \times 237841.7}{400}$$

$$A = 1783.81 \text{ cm}^2$$

Direncanakan dimensi kolom b=h

$$b = h = \sqrt{A}$$

$$b = \sqrt{1783.81 \text{ cm}^2}$$

$$b = 42.23 \text{ cm}$$

Sehingga, diambil dimensi Kolom untuk Lantai 7-11 adalah b=h=50cmx50cm. (65x60)

Tabel 4. 6 Beban yang diterima Kolom Lantai 1-Lantai 6

Beban Mati	γ (kg/m ³)	p (m)	l (m)	t (m)	n lantai	Berat (kg)
Pelat Lantai	2400	6	5.65	0.12	6	58579.20
BI2	2400	6	0.4	0.3	6	10368.00
BI5	2400	4	0.5	0.35	6	10080.00
BI6	2400	1.65	0.4	0.3	6	2851.20
BA2	2400	6	0.3	0.2	6	5184.00
Dinding 1/2 Bata	250	11.65	4	-	6	69900.00
Plafond	11	6	5.65	-	6	2237.40
Penggantung	7	6	5.65	-	6	1423.80
Plumbing	25	6	5.65	-	6	6102.00
Spesi 2cm	42	6	5.65	-	6	8542.80
Penutup lantai	24	6	5.65	-	6	4881.60
Total Beban Mati (WDL)						180150.00
Beban Hidup	γ (kg/m ³)	p (m)	l (m)	t (m)	n lantai	Berat (kg)
Beban Lantai 1	307.73	6	5.65	-	1	10432.20
Beban Lantai 2-6	246.06	6	5.65	-	5	41707.01
Total Beban Hidup (WLL)						52139.21

Jadi, berat total:

$$W = 1.2D_L + 1.6L_L$$

$$W = 1.2 \times 180150.00 + 1.6 \times 52139.21 kg$$

$$W = 299602.7 kg$$

$$A = \frac{3 \times P}{f'_c}$$

$$A = \frac{3 \times 299602.7}{400}$$

$$A = 2247.02 \text{ cm}^2$$

Direncanakan dimensi kolom b=h

$$b = h = \sqrt{A}$$

$$b = \sqrt{2234.19 \text{ cm}^2}$$

$$b = 47.27 \text{ cm}$$

Sehingga, diambil dimensi Kolom untuk Lantai 1-6 adalah b=h=60cmx60cm. (85x75)

4.1.7 Perencanaan Tebal Shearwall

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding yang didesain dengan metoda empiris tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang tertumpu atau kurang dari 100 mm.

- Tinggi dinding (H) : 4000 mm
- Panjang bentang dinding : 5000 mm
- H/25 : 160 mm
- L/25 : 200 mm

Maka direncanakan tebal dinding geser sebesar 300 mm

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

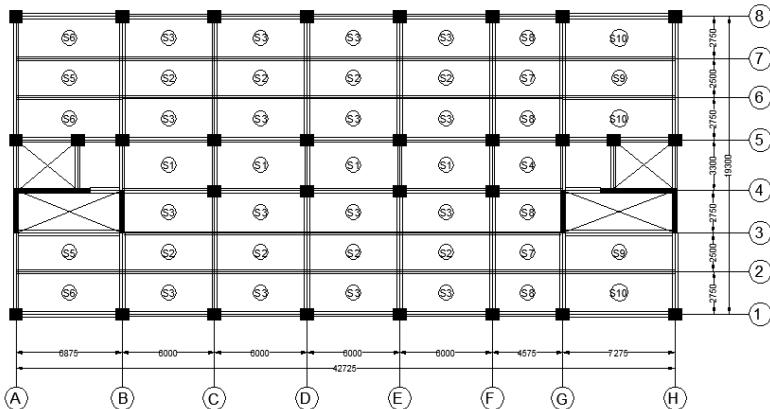
4.2.1 Perencanaan Pelat

a. Data Perencanaan Pelat

Berikut merupakan data-data perencanaan pelat:

- Mutu Beton = 40 MPa
- Mutu Baja = 420 MPa

- Tebal Pelat Lantai = 12 cm
- Tebal Pelat Atap = 12 cm



Gambar 4. 6 Denah Tipe Pelat

b. Pembebanan Pelat

Dalam menentukan beban-beban yang diterima oleh pelat mengacu pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Pelat Atap

Beban Mati

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Pelat Atap} & = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} & = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Penggantung} & & = 7 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plafond} & & = 11 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi 2 cm} & & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting + Plumbing} & & = 30 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 q_{DL} & & = 378 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Beban Hidup

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban Atap} & & = 96 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Beban Hujan} & & = 20 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 q_{LL} &= 116 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Maka Berat Total (q_U)} &= 1.2q_{DL} + 1.6q_{LL} \\
 &= 1.2 \times 378 + 1.6 \times 116 \\
 &= 639.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai

Beban Mati

Pelat Lantai	=	2400 kg/m ³	x 0.12 m	=	288	kg/m ²
Penggantung	=			=	7	kg/m ²
Plafond	=			=	11	kg/m ²
Spesi 2cm	=			=	42	kg/m ²
Tegel	=			=	24	kg/m ²
Plumbing	=			=	30	kg/m ²
<hr/>						+
q _{DL}	=			=	402	kg/m ²

Beban Hidup

Beban Lantai ruang pasien	=	123.35	kg/m ²	+
q _{LL}	=	123.35	kg/m ²	

Kombinasi Pembebanan

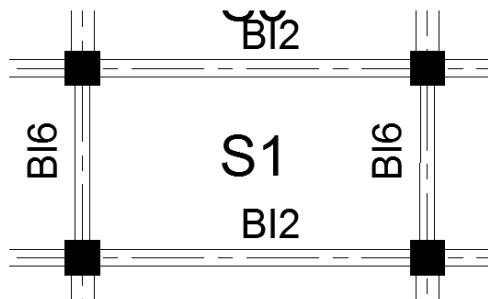
$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total (q_U)} &= 1.2q_{DL} + 1.6q_{LL} \\
 &= 1.2 \times 402 + 1.6 \times 123.35 \\
 &= 679.76 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Penulangan Pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI

1971 Tabel 13.3.2 dimana nilai momen yang terjadi tergantung pada nilai L_x dan L_y pelat rencana.

1. Tipe Pelat Atap S1 (6000 x 3300)



Gambar 4. 7 Pelat yang Direncanakan

$$y = 6000 \text{ mm}$$

$$Lx = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Pelat (hf)} = 120 \text{ mm}$$

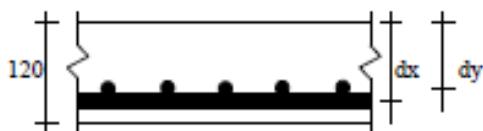
$$\text{Tebal selimut beton (dc)} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana } (\phi) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{As tulangan} = 1/4\pi d^2 = 1/4 \times \pi \times 10^2 = 78.54 \text{ mm}$$

$$Ln = 6000 - (200/2 + 200/2) = 5800 \text{ mm}$$

$$Sn = 3300 - (250/2 + 250/2) = 3050 \text{ mm}$$



Gambar 4. 8 Potongan Penulangan Pelat

$$dx = h - dc - 0.5\varphi$$

$$dx = 120 - 20 - 0.5 \times 10$$

$$dx = 95 \text{ mm}$$

$$dy = h - dc - \varphi_a - 0.5\varphi_a$$

$$dy = 120 - 20 - 10 - 0.5 \times 10$$

$$dy = 85 \text{ mm}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 perencanaan perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis dan menerus (Tipe II) yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai dengan nilai β dimana nilai β sebagai berikut:

$$\beta = \frac{L}{S_n}$$

$$\beta = \frac{5800}{3050}$$

$$\beta = 1.9 < 2$$

$$Mlx = 0.001 \times q \times lx^2 \times X \quad , X = 61$$

$$Mly = 0.001 \times q \times lx^2 \times X \quad , X = 35$$

$$-Mtx = 0.001 \times q \times lx^2 \times X \quad , X = 61$$

$$-Mty = 0.001 \times q \times lx^2 \times X \quad , X = 35$$

Dimana: Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = Nilai Konstanta dari perbandingan Ly/Lx

- Perhitungan Tulangan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X

Diketahui nilai $\beta = 1.9 < 2$ sehingga merupakan Pelat 2 arah, Pelat merupakan terjepit elastis atau menerus dan nilai $X=61$. Sehingga:

$$Mlx = 0.001 \times q \times lx^2 \times X$$

$$Mlx = 0.001 \times 679.76 \times 3.3^2 \times 61$$

$$Mlx = 451.56 \text{ kgm}$$

Untuk mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3 nilai β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.764 \geq 0.65 \text{ (oke)}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan dalam SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{451.56 \times 10000}{0.9} = 5017317 Nmm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5017317}{1000 \times 95^2} = 0.56$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.56}{420}} \right) = 0.00133$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ ($0.00133 < 0.00333$), maka diambil ρ_{pakaai} sebesar 0.00333.

$$As_{\text{perlu}} = \rho bd = 0.00333 \times 1000 \times 95 = 316.667 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D10}} = \frac{316.667}{78.54} = 4.032 \approx 5 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 5 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Sehingga, spasi tulangan sejarak 200mm dapat digunakan.

$$As = As_{D10} \times n = 78.54 \times 5 = 392.70 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 311.67 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**.

- Perhitungan Tulangan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Diketahui nilai $\beta = 1.9 < 2$ sehingga merupakan Pelat 2 arah, Pelat merupakan terjepit elastis atau menerus dan nilai $X=35$. Sehingga:

$$Mly = 0.001 \times q \times lx^2 \times X$$

$$Mly = 0.001 \times 679.76 \times 3.3^2 \times 35$$

$$Mly = 259.09 \text{ kgm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{259.09 \times 10000}{0.9} = 2878789 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2878789}{1000 \times 85^2} = 0.40$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.40}{420}} \right) = 0.00095$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.00095 < 0.00333$), maka diambil ρ_{paka} sebesar 0.00333.

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.00333 \times 1000 \times 85 = 283.333 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D10}} = \frac{283.333}{78.54} = 3.6 \approx 4 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 4 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{4} = 250 \approx 200 mm$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 120 = 360 mm$$

$$s < 450 mm$$

Sehingga, spasi tulangan sejarak 200mm dapat digunakan.

$$As = As_{D10} \times n = 78.54 \times 5 = 392.70 mm^2 > As_{perlu} = 311.67 mm^2$$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**.

Dengan cara yang sama untuk penulangan pelat tipe lainnya (kecuali tipe pelat 1 arah untuk tulangan susut nilai $\rho=0.0018$ untuk mutu 420 MPa sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 point b), maka

didapatkan rekapitulasi tulangan seperti pada Tabel 4.7 dan Tabel 4.8.

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
S1	D10-200	D10-200
S2	D10-200	D10-300
S3	D10-200	D10-300
S4	D10-200	D10-200
S5	D10-200	D10-300
S6	D10-200	D10-300
S7	D10-200	D10-200
S8	D10-200	D10-200
S9	D10-200	D10-300
S10	D10-200	D10-300

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
S1	D10-200	D10-200
S2	D10-200	D10-300
S3	D10-200	D10-300
S4	D10-200	D10-200
S5	D10-200	D10-300
S6	D10-200	D10-300
S7	D10-200	D10-200
S8	D10-200	D10-200
S9	D10-200	D10-300
S10	D10-200	D10-300

4.2.2 Perencanaan Balok Anak

a. Data perencanaan balok anak (BA1)

- Mutu Beton : 40 MPa

- Mutu Baja	: 420 MPa
- L	: 6.875 m
- B	: 250 cm
- H	: 350 cm
- Tulangan Lentur	: 19 mm
- As tulangan	: 283.53 mm ²
- Tulangan Sengkang	: 13 mm
- As tulangan	: 132.73 mm ²
- Selimut beton	: 40 mm

$$d = h - (decking + \phi sengkang + 1/2\phi lentur)$$

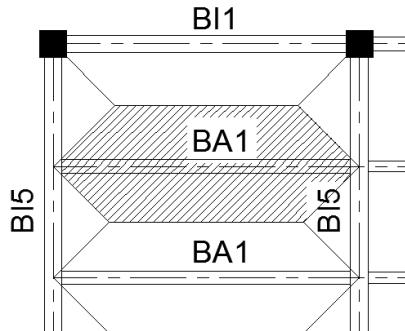
$$d = 350 - (40 + 13 + 1/2 \times 19)$$

$$d = 287.5 \text{ mm}$$

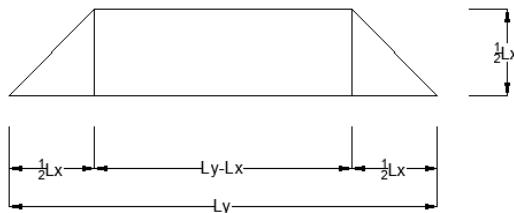
b. Pembebanan balok anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata diatasnya). Distribusi beban pada balok sedemikian rupa sehingga dianggap beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapezium pada lajur panjang.

Beban-beban berbentuk segitiga maupun trapezium kemudian diubah menjadi beban merata ekivalen. Beban ekivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur. Akan direncanakan Balok Anak 1(BA1) dan distribusi pembebanan balok anak (BA1) digambarkan seperti pada Gambar 4.9 BA1 merupakan lajur panjang dan menerima beban trapezium. Beban ekivalen Trapesium digambarkan seperti Gambar 4.10



Gambar 4. 9 Distribusi Pembebatan Balok Anak



Gambar 4. 10 Beban ekivalen Trapezium

$$\begin{array}{lll}
 Ly & = 6875 - (350/2 + 350/2) & = 6525 \text{ mm} \\
 Lx \text{ atas} & = 2750 - (350/2 + 250/2) & = 2400 \text{ mm} \\
 Lx \text{ bawah} & = 2500 - (250/2 + 250/2) & = 2250 \text{ mm}
 \end{array}$$

Menurut denah pembalokan balok anak diatas, beban ekivalensi yang digunakan adalah beban ekivalensi dua trapezium.

$$q_{ek} = \left(\frac{1}{2} \times q \times l_x \left(1 - \frac{1}{3} \frac{l_x^2}{l_y^2} \right) \right) \times 2$$

$$q_{ek} = \left(\frac{1}{2} \times 402 \times 2.75 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{2.75^2}{6.875^2} \right) \right) \times 2$$

$$q_{ek} = 1046.54 \text{ kg/m}$$

Dimana q_d pelat lantai koridor sebesar 402 kg/m
Beban Mati

Balok	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times$	$= 210 \text{ kg/m}$
Sendiri	0.35 m	
Beban mati pelat ekivalen		$= 1046.54 \text{ kg/m}$
<hr style="border-top: 1px solid black;"/>		<hr style="border-top: 1px solid black;"/>
$q_{DL \text{ total}}$		$= 1256.54 \text{ kg/m}$

$$q_{ek} = \left(\frac{1}{2} \times q \times l_x \left(1 - \frac{1}{3} \frac{l_x^2}{l_y^2} \right) \right) \times 2$$

$$q_{ek} = \left(\frac{1}{2} \times 479 \times 2.75 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{2.75^2}{6.875^2} \right) \right) \times 2$$

$$q_{ek} = 1247.0 \text{ kg/m}$$

Dimana q_l pelat lantai koridor sebesar 479 kg/m
Beban Hidup

Beban hidup pelat ekivalen	$= 321.12 \text{ kg/m}$	\downarrow
<hr style="border-top: 1px solid black;"/>	<hr style="border-top: 1px solid black;"/>	<hr style="border-top: 1px solid black;"/>
$q_{LL \text{ total}}$	$= 321.12 \text{ kg/m}$	

$$Q_U = 1.2(DL) + 1.6(LL)$$

$$Q_U = 1.2(1256.54) + 1.6(321.12)$$

$$Q_U = 2021.64 \text{ kg/m}$$

c. Perhitungan Momen dan Gaya Geser Balok Anak

$$M(-) = \frac{1}{10} ql^2 \quad M(+) = \frac{1}{14} ql^2$$

$$M(-) = \frac{1}{10} \times 2021.64 \times 6.875^2 \quad M(+) = \frac{1}{14} \times 2021.64 \times 6.875^2$$

$$M(-) = 9555.43 \text{ kgm} \quad M(+) = 6825.31 \text{ kgm}$$

$$Vu_{\max} = \frac{1}{2} ql$$

$$Vu_{\max} = \frac{1}{2} \times 2021.64 \times 6.875$$

$$Vu_{\max} = 6949.40 \text{ kg}$$

d. Perhitungan tulangan lentur dan geser balok anak

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.764 \geq 0.65$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan dalam SNI 2847:2013 pasal 10.5.1

sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_l f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

- Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{9555.43 \times 10000}{0.9 \times 250 \times 287.5^2} = 5.14$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 5.14}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.032$$

Karena $\rho_{perlu} > \rho_{max}$ ($0.0033 < 0.0133 < 0.025$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0133.

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.013 \times 250 \times 287.5 = 958.16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{958.16}{283.53} = 3.38 \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga, dipakai tulangan lentur **4D19**

- Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan:

1. Hitung Vu pada titik berjarak d dari ujung perletakan
2. Cek $Vu \leq \phi \left(Vc + \frac{2}{3} \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d \right)$ bila tidak memenuhi maka perbesar penampang.

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser (SNI 2847:2013 pasal 11.4)

- a. $Vu \leq 0.5\phi Vc$, tidak perlu penguatan geser.
- b. $0.5\phi Vc < Vu < \phi Vc$, perlu tulangan geser minimum.

$$\phi Vs_{perlu} = \phi Vs_{min} = \phi \frac{1}{3} bw.d, S \leq d/2$$

- c. $\phi Vc < Vu < \phi(Vc + Vs_{min})$, perlu tulangan geser.

$$\phi Vs_{perlu} = \phi Vs_{min} = \phi \frac{1}{3} bw.d, S \leq d/2$$

- d. $\phi(Vc + \frac{1}{3}\sqrt{fc} \cdot bw.d) < Vu \leq \phi(Vc + \frac{2}{3}\sqrt{fc} \cdot bw.d)$,

$$\text{perlu tulangan geser. } Vs = \frac{1}{6}\sqrt{fc} \cdot bw.d, S = d/4$$

Dimana:

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc} \cdot bw.d$$

$$Vs = \frac{1}{3}\sqrt{fc} \cdot bw.d$$

$$\phi = 0.75 (\text{untuk geser})$$

Keterangan:

Vc = Kekuatkan geser nominal yang diakibatkan oleh beton

Vs = Kekuatkan geser nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser

Vn = Kekautan geser nominal ($Vc+Vs$)

Vu = Gaya geser berfaktor

Cek Kemampuan Penampang:

$$Vu = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 2021.64 \times 6.875 \times 10 = 69494.05N$$

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc} \cdot bw.d = \frac{1}{6}\sqrt{40} \times 250 \times 287.5 = 75762.90N$$

$$\phi Vc = 0.75 \times 75762.90 = 56822.18N$$

$$0.5\phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times 75762.90 = 28411.09N$$

$$Vs = \frac{1}{3}\sqrt{fc} \cdot bw.d = \frac{1}{3}\sqrt{40} \times 250 \times 287.5 = 151525.80N$$

$$\phi(Vc + Vs) = 0.75(75762.90 + 151525.80) = 170466.5N$$

Karena $\phi Vc < Vu < \phi(Vc + Vs)$
 $56822.18N < 69494.05N < 170466.5N$ maka diperlukan tulangan geser.

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2$$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$Av = 256.465mm^2$$

$$S = \frac{Av \times f_y \times d}{Vs}$$

$$S = \frac{256.465 \times 420 \times 286}{151525.80}$$

$$S = 211.55mm$$

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{286}{2} = 143mm \text{ atau } 600mm$$

Maka digunakan Sengkang **φ13-150**

Hasil penulangan balok anak dapat dilihat pada Table 4.9

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Penulangan balok anak

Balok Anak Lantai Ruang Pasien					
Balok Anak	Tumpuan		Lapangan		Tulangan Geser
	Positif	Negatif	Negatif	Positif	
BA1	4D19	2D19	3D19	2D19	2D13-150
BA2	4D19	2D19	2D19	2D19	2D13-125
BA3	2D19	2D19	2D19	2D19	2D13-125
BA4	4D19	2D19	3D19	2D19	2D13-150
Balok Anak Lantai Atap					
	Tumpuan		Lapangan		

Balok Anak	Positif	Negatif	Negatif	Positif	Tulangan Geser
BA1	4D19	2D19	2D19	2D19	2D13-150
BA2	3D19	2D19	2D19	2D19	2D13-125
BA3	2D19	2D19	2D19	2D19	2D13-125
BA4	4D19	2D19	3D19	2D19	2D13-150

4.2.3 Perencanaan Balok Lift

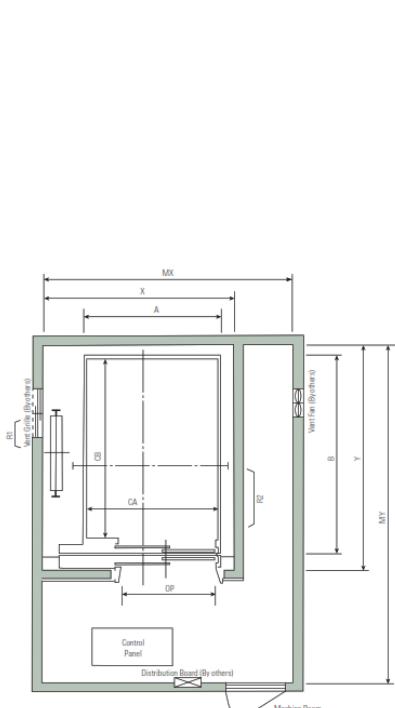
a. Data perencanaan

Desain yang dilakukan pada lift meliputi balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan bed lift/ hospital elevator yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut:

Tipe Lift	:	Hyundai Standard Type
Model	:	B1600-2S30.45
Kapasitas	:	1350 kg
Kecepatan	:	1 m/s
Motor	:	15 KW
Lebar Pintu	:	1200 mm
Dimensi Sangkar/Internal (CA)	:	1500 mm
(CB)	:	2300 mm
Dimensi Ruang luncur/hoistway (X)	:	2300 mm
(Y)	:	2850 mm
Beban reaksi ruang mesin (R1)	:	11500 kg
(R2)	:	9500 kg

Tabel 4. 10 Spesifikasi Mesin Lift Hyundai

Type	Model	Clear Opening	Car		Hoistway	M/C Room	M/C Room Reaction(kg)			
			OP	Internal CA × CB			X × Y	MX × MY	R1	R2
Standard Type	B1350-2S30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2507	2100 × 2850	2300 × 3500	10500	8500		
	B1350-2S60									
	B1600-2S30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2507	2300 × 2850	2750 × 4000	11500	9500		
	B1600-2S60	1200	1600 × 2300	1700 × 2507	2400 × 2850	2850 × 4000				
	B1750-2S30-60									
Double Entrance Type	B1350-2SD30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2634	2300 × 3000	2300 × 3500	10500	8500		
	B1350-2SD60									
	B1600-2SD30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2634	2500 × 3000	2750 × 4000	11500	9500		
	B1600-2SD60									
	B1750-2SD30-60	1200	1600 × 2300	1700 × 2634	2600 × 3000	2850 × 4000				



Gambar 4. 11 Denah Lift

b. Perencanaan Dimensi Balok Lift**Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung

 H_{min} H_{pakai}

B

 B_{pakai}

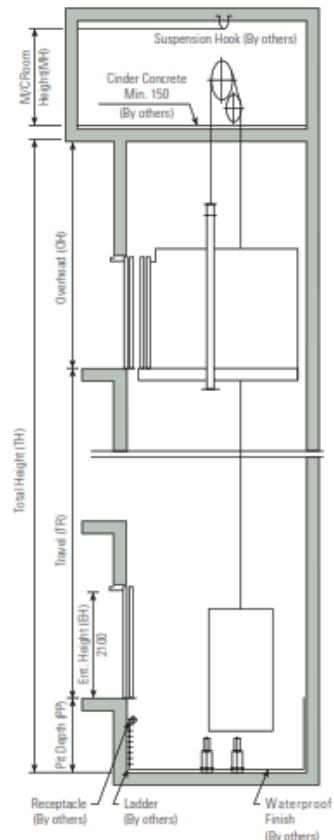
L : 2400 mm

1/16L : 150 mm

: 400 mm

2/3H : 267 mm

: 300 mm



Gambar 4. 12 Potongan Lift

c. Pembebanan Lift

Beban yang bekerja pada balok penumpu adalah beban mati (pelat, ducting dll) dan beban hidup.

Koefisien kejut beban hidup keran

PPIUG 1983 pasal 3.3 point 3 mengatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri ditambah muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus erikut:

$$\psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1.15$$

Dimana:

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1.1.5

V = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1.00 m/dt.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilai dapat diambil sebesar 0.6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan dapat diambil sebagai berikut:

- pada mesin listrik biasa atau mesin-mesin lain dengan sifat-sifat yang sejenis $k_2=1.0$
- pada mesin sangkar asinkrom dan mesin ternis dengan kopling $k_2=1.3$
- pada mesin dengan pembatasan percepatan otomatis:
 - + dengan alat cengkeram $k_2=0.75$

+ dengan alat akit $k_2=0.50$

$$P = \Sigma R \times \psi$$

$$P = (11500 + 9500) \times (1 + 0.6 \times 1.3 \times 1)$$

$$P = 37380 \text{ kg}$$

d. Balok Penggantung Lift 30/40

Pembebatan

Beban Mati

$$\begin{array}{rcl} \text{Balok Sendiri} & = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.30\text{m} \times \\ & 0.40\text{m} & = 288 \text{ kg/m} \\ \hline \text{Beban mati pelat } t=0.12\text{m} & = 288 \text{ kg/m} & + \\ \text{QDL total} & = 576 \text{ kg/m} & \end{array}$$

$$\text{Beban berfaktor (1.4 QDL)} = 806.4 \text{ kg/m}$$

$$V_u (1/2QuL + 1/2P) = 19657.68 \text{ kg}$$

$$M_u (1/8QuL^2 + 1/4PL) = 23008.61 \text{ kgm}$$

- Data Perencanaan

Mutu beton (f'_c) : 40 MPa

Mutu tulangan baja (f_y) : 420 MPa

Tulangan utama : 19 mm

Tulangan sengkang : 13 mm

B : 400 mm

H : 300 mm

L : 2400 mm

Selimut beton (dc) : 40 mm

$$d = h - (decking + \phi sengkang + 1/2\phi lentur)$$

$$d = 400 - (40 + 13 + 1/2 \times 19)$$

$$d = 337.5 \text{ mm}$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.764 \geq 0.65$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan dalam SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_l f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

- **Tulangan Lentur**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{23008.68 \times 10000}{300 \times 337.5^2} = 8.034$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 8.034}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.02216$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{\max}$ ($0.00333 < 0.02216 < 0.025$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.02216.

$$As_{\text{perlu}} = \rho bd = 0.02216 \times 300 \times 337.5 = 2243.76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{2243.76}{283.53} = 7.91 \approx 8 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **8D19**

- **Tulangan Geser**

$$Vu_{\text{total}} = 198391.20 N$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 106726.87 N$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 106726.87 = 80045.15N$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 79333.64 = 40022.58N$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 213453.74N$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75(106726.87 + 213453.74) = 240135.46N$$

Karena $\phi V_c < Vu < \phi(V_c + V_s)$
 $80045.15N < 198391.20N < 240135.46N$ maka diperlukan tulangan geser.

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2$$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$Av = 256.465 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{Av \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{256.465 \times 420 \times 337.5}{213453.74}$$

$$S = 176.29 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{334.5}{2} = 167.25 \text{ mm} \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

Maka digunakan Sengkang **2φ13-150**

4.3 Pembebaan dan Analisa Struktur

4.3.1 Umum

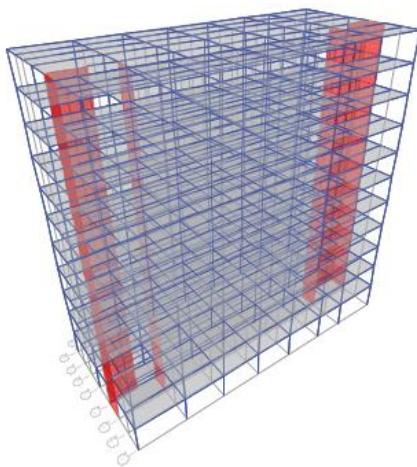
Dalam perencanaan struktur gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebaan gravitasi maupun pembebaan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur Gedung tersebut mampu untuk memikul beban-beban yang terjadi. Pada perencanaan ini pembebaan gravitasi mengacu pada PPIUG 1983 dan pembebaan gempa mengacu pada SNI 1726:2012 yang didalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban.

4.3.2 Data-data perencanaan

Data-data perencanaan RSUD Koja Jakarta adalah sebagai berikut:

Mutu beton (f'_c)	: 40 MPa
Mutu tulangan baja (f_y)	: 420 MPa
Fungsi bangunan	: Rumah Sakit
Tinggi bangunan	: 44 m
Jumlah lantai	: 11 Lantai
Tinggi tiap lantai	: 4 m
Dimensi Balok Induk	: 50/35, 40/30
Dimensi balok anak	: 35/25, 30/20
Dimensi Kolom	: 85x75, 65x60
Tebal shearwall	: 300 mm dan 250 mm
Faktor keutamaan Gedung	: 1.5 (rumah sakit)

Dari data-data perencanaan kemudian dimodelkan kedalam bentuk 3D menggunakan ETABS 2016 seperti pada Gambar 4.13



Gambar 4. 13 Permodelan 3D Struktur Utama

4.3.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan permodelan struktur tiga dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, hasil analisa struktur harus dikontrol terhadap suatu Batasan-batasan tertentu sesuai dengan paraturan SNI 1726:2012 untuk menetukan kelayakan system struktur tersebut. Adapun hal-hal ayng harus dikontrol adalah sebagai berikut:

- Kontrol Beban Gravitasi
- Kontrol Periode Getar Struktur
- Kontrol Respons Seismik
- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Batas Simpangan (Drift)
- Kontrol Sistem ganda
- Kontrol Eksentrisitas

Dari hasil analisa struktur juga akan diambil gaya-gaya dalam yang terjadi apad amasing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.3.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan perlu dilakukan dalam perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentu beban-beban bekerja pada struktur hanya beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat pekerja konstruksi. Sedangkan beban pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktivitas pemakaian gedung dan barang-barang yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada akekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan tersebut akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban *Load Resistenace Factor Design* (LRFD).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur Gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L+0.5 (Lr atau R)
3. 1.2D + 1.6 (Lr atau R) + (L atau 0.5 W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr atau S atau R)
5. 1.2D + 1.0E + L 0.2S
6. 0.9D + 1.0W
7. 0.9D + 1.0E

Dimana:

- DL : Beban Mati
 LL : Beban Hidup
 Ex : Beban Gempa arah X
 Ey : Beban Gempa arah Y

4.3.5 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan gravitasi struktur bangunan pada sistem ganda dipikul oleh rangka dan dinding geser. Pembebanan ini termasuk beban mati (dead load, superdead load) dan beban hidup yang terjadi pada struktur.

Beban Mati (superdead)

Penggantung	=	7	kg/m^2
Plafond	=	11	kg/m^2
Spesi	=	21	kg/m^2
Ducting + Plumbing	=	30	kg/m^2
$q_{\text{superdead}}$	=	114	kg/m^2

Beban Hidup

Beban hidup lantai berbeda-beda sesuai dengan fungsi bangunan. Berdasarkan SNI 1727 tahun 2013 Tabel 4.1 besar beban hidup lantai rumah sakit sebagai ruang pasien adalah sebesar $1.92 \text{ KN}/\text{m}^2$ dan lantai atap sebesar $0.96 \text{ KN}/\text{m}^2$. Beban hidup harus direduksi sehingga beban lantai menjadi $1.23 \text{ KN}/\text{m}^2 = 123.35 \text{ kg}/\text{m}^2$ dan beban atap menjadi $0.79 \text{ KN}/\text{m}^2 = 79.40 \text{ kg}/\text{m}^2$.

*Berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga dapat direkapitulasi pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 4.11.

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Pembebanan Gravitasi Manual

Lantai 11 (Atap)					
Superdead					
Jenis	Berat Volume	Dimensi		Jumlah Lantai	Berat
		h	b		
	kg/m^2	(m)	(m)		(kg)
Plafond	11	42.725	19.3	1	9070.5
Penggantung	7	42.725	19.3	1	5772.1
Spesi (2 cm)	42	42.725	19.3	1	34632.9
Penutup Lantai	24	42.725	19.3	1	19790.2
Ducting & Plumbing	30	42.725	19.3	1	24737.8
Berat Total					94003.5

LiveLoad					
Lantai Atap	79.40	42.725	19.3	1	65474.0
Berat Total				65474.0	
DeadLoad					
Jenis	Berat Volume	Dimensi			Berat
	kg/m ³	h	b	p	
		(m)	(m)	(m)	(kg)
Balok 50/35	2400	0.5	0.35	178.75	75075.0
Balok 40/30	2400	0.4	0.3	147.3	42422.4
Balok 30/20	2400	0.3	0.2	114.3	16459.2
Balok 35/25	2400	0.35	0.25	42.45	8914.5
Pelat Atap	2400	42.725	19.3	0.12	237482.6
Shearwall	2400	5.75		4	55200.0
Kolom K2	2400	0.65	0.6	120	112320.0
Berat Total					547873.7

Lantai 1-10				
Superdead				
Jenis	Berat Volume	Dimensi	Jumlah Lantai	Berat
	Luas			
	kg/m ²	(m ²)		(kg)
Plafond	11	765.385	10	84192.35
Penggantung	7	765.385	10	53576.95
Spesi (2 cm)	42	765.385	10	321461.7
Penutup Lantai	24	765.385	10	183692.4
Ducting &Plumbing	30	765.385	10	229615.5
Berat Total				872538.9
Live Load				

Lantai Rumah Sakit	123.35	765.385	10	944108.1		
Bordes	307.73	7	10	21541.41		
Tangga	307.73	12.5	10	38466.8		
Berat Total				1004116		
DeadLoad						
Jenis	Berat Volume	Dimensi			Jumlah Lantai	Berat (kg)
		h kg/m ³	b (m)	p (m)		
Balok 50/35	2400	0.5	0.35	178.75	10	750750
Balok 40/30	2400	0.4	0.3	147.3	10	424224
Balok 30/20	2400	0.3	0.2	114.3	10	164592
Balok 35/25	2400	0.35	0.25	42.45	10	89145
Pelat Lantai	2400	42.7	19.3	0.12	10	2204309
Pelat Bordes	2400	2.5	2.8	0.2	10	33600
Pelat Tangga	2400	2.5	5	0.278	10	83426
Shearwall	2400	5.75		4	10	547200
Kolom K1	2400	0.85	0.75	120	6	1101600
Kolom K2	2400	0.5	0.6	120	4	345600
Berat Total						5749246

Kontrol Gravitasi

Didapatkan dari table base reaction hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS berat sebesar 81648.6265 kN. Dan perhitungan manual 8333252.370 kg.

Sehingga didapatkan rasio selisih beban sebagai berikut:

$$\text{Rasio} = (W_{\text{manual}} / W_{\text{total}}) - 1$$

$$\text{Rasio} = (8164862.65 - 8333252.370) - 1$$

$$\text{Rasio} = 2.06\%$$

Jadi, dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

4.3.6 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur Gedung RSUD Koja Jakarta ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisa dilakukan menggunakan respons spektrum dengan parameter-parameter yang telah ditentukan diambil dari website puskim.pu.co.id.

a. Arah Gempa

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah yang tidak terduga baik dalam arah x atau arah y secara bolak-balik dan periodic. Untuk menyimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap Gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektivitas 30%. (SNI 1726:2012 pasal 7.5.4).

- Gempa Respons Spektrum arah X:
100% arah X dan 30% arah Y
- Gempa Respons Spektrum arah Y:
100% arah Y dan 30% arah X

b. Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini direncakan menggunakan beton bertulang dengan sistem ganda dimana rangka pemikul momen khusus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 9 didapatkan nilai faktor defleksi (C_d) = 5.5; nilai koefisien modifikasi respons (R) = 7; dan nilai faktor kuat lebih system (Ω) = 2.5.

c. Faktor Keutamaan Gempa (I)

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan Gedung sesuai dengan kategori pada peraturan SNI 1726:2012 Tabel 1 dan 2 Kategori resiko untuk Gedung Rumah Sakit yaitu IV dengan faktor keutamaan gempa (I_e) 1.50.

Tabel 4. 12 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

d. Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Umum Daerah Koja Jakarta didapat nilai NSPT =9.488 termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak). Perhitungan nilai Nrata-rata dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4. 13 Tabel Perhitungan Nrata-rata

Bore	Lapisan	Dept (m)	Tebal	N-SPT	Tebal/N
DB-1	Lapisan 1	00.00-1.00	0.00	0	0
	Lapisan 2	1.00-7.50	6.50	11	0.591
	Lapisan 3	7.50-16.00	8.50	4	2.125
	Lapisan 4	16.00-20.00	4.00	13	0.308
	Lapisan 5	20.00-21.00	1.00	8	0.125
	Lapisan 6	21.00-24.00	3.00	10	0.300
	Lapisan 7	24.00-36.00	12.00	50	0.240
	Total		35.00		3.689

$$N \text{ rata-rata} = 9.488$$

$$\hat{N} \geq 50 \quad = \text{Tanah Keras}$$

$$15 \leq \hat{N} \geq 50 \quad = \text{Tanah Sedang}$$

$$\hat{N} < 15 \quad = \text{Tanah Lunak}$$

e. Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismic dibagi berdasarkan Tabel 6 SNI 1726:2012. Untuk SDS sebesar 0.605 dan SD1 sebesar 0.541 dan kategori resiko IV desain seismic tergolong kategori D. Untuk kategori tipe D struktur dapat menggunakan Sistem Ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 Tabel 9 yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Tabel 4. 14 Kategori Risiko

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{D1} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{D1} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{D1}$	D	D

f. Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data percepatan respon spektrum (MCE). Data tersebut diambil dari web puskim.pu.go.id dengan memasukkan lokasi struktur rencana. Untuk perencanaan ini yaitu Koja, Jakarta.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Koja, Jakarta dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada Tabel 4.15.

Tabel 4. 15 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.341
S_s (g)	0.635
S_1 (g)	0.283

C_{RS}	0.981
C_{R1}	0.938
F_{PGA}	1.077
F_A	1.431
F_V	2.868
$PSA\ (g)$	0.367
$S_{MS}\ (g)$	0.908
$S_{M1}\ (g)$	0.811
$S_{DS}\ (g)$	0.605
$S_{D1}\ (g)$	0.541
$T_0\ (\text{detik})$	0.179
$T_S\ (\text{detik})$	0.894

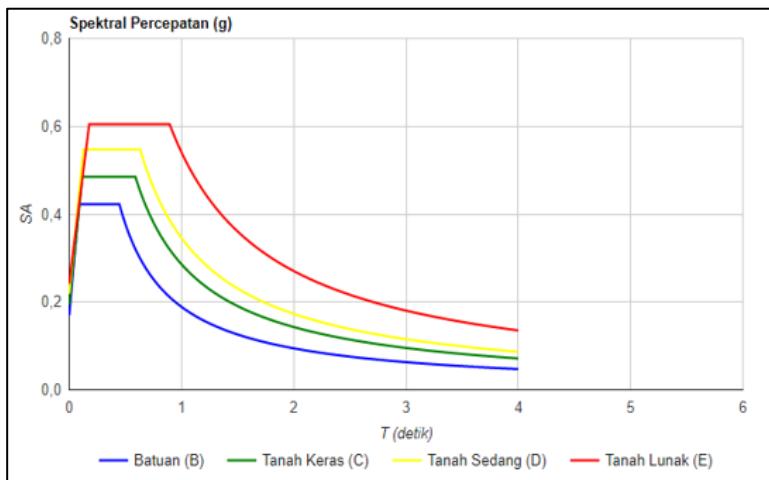
g. Periode Fundamental dan Respons Spektrum Desain

Untuk periode fundamental dan respons sprektrum desain didapat dari web puskim.pu.go.id seperti pada Tabel 4.16.

Tabel 4. 16 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Spectral

T	SA	T	SA
0	0.242	$T_S+1.6$	0.209
T_0	0.605	$T_S+1.7$	0.201
T_S	0.605	$T_S+1.8$	0.194
T_S+0	0.544	$T_S+1.9$	0.187
$T_S+0.1$	0.495	T_S+2	0.181
$T_S+0.2$	0.453	$T_S+2.1$	0.175
$T_S+0.3$	0.418	$T_S+2.2$	0.169
$T_S+0.4$	0.388	$T_S+2.3$	0.164
$T_S+0.5$	0.362	$T_S+2.4$	0.159
$T_S+0.6$	0.339	$T_S+2.5$	0.155

T _S +0.7	0.319	T _S +2.6	0.151
T _S +0.8	0.302	T _S +2.7	0.146
T _S +0.9	0.286	T _S +2.8	0.143
T _S +1	0.271	T _S +2.9	0.139
T _S +1.1	0.258	T _S +3	0.135
T _S +1.2	0.247	4	0.135
T _S +1.3	0.236		
T _S +1.4	0.226		
T _S +1.5	0.217		



Gambar 4. 14 Grafik Respons Sprektrum Desain Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = T_a \times C_u$$

Dimana:

Ta : Periode fundamental pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol waktu getar alami fundamental adalah:

$$T_a = C_t \times h n^x$$

Dimana Ct dan x didapat dari Tabel 15 SNI 1726:2012 seperti pada Tabel 4.17.

Tabel 4. 17 Nilai parameter perioda pendekatan Ct dan x

Tipe Struktur	C _t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang diisyaratkan atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dan defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724 ^a	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466 ^a	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731 ^a	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731 ^a	0.75
Se semua system struktur lainnya	0.0488 ^a	0.75

Pada Arah X dan Y:

$$T_a = C_t \times h n^x = 0.0466 \times (11 \times 4)^{0.9} = 1.4044 s$$

Periode fundamental struktur T tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periода yang dihitung (Cu) dari Tabel 4.2 SNI 1726:2012 (Tabel 4.18) Untuk nilai SD1= 0.541 didapat nilai koefisien Cu = 1.4.

Maka nilai Cu. Ta adalah:

$$C_u T_a = 1.4 \times 1.4044 = 1.966 s$$

Tabel 4. 18 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter persepatan respons spectral desain pada 1 detik, S _{D1}	Koefisien C _u
--	--------------------------

>0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
<0.1	1.7

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.19

Tabel 4. 19 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.726	0.579	3.6407	13.2547
Modal	2	1.707	0.586	3.6811	13.5504
Modal	3	1.31	0.763	4.7948	22.9905
Modal	4	0.5	1.999	12.5577	157.6951
Modal	5	0.463	2.159	13.5665	184.0501
Modal	6	0.365	2.74	17.2166	296.4097
Modal	7	0.242	4.134	25.9753	674.7168
Modal	8	0.213	4.692	29.4793	869.028
Modal	9	0.175	5.718	35.927	1290.7478
Modal	10	0.147	6.788	42.6514	1819.139
Modal	11	0.127	7.899	49.6296	2463.0931
Modal	12	0.111	9	56.5499	3197.8914
Modal	13	0.102	9.838	61.8154	3821.1386
Modal	14	0.087	11.445	71.9091	5170.9233
Modal	15	0.08	12.513	78.6228	6181.5514

Nilai T terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah sebesar 1.726s maka:

$$T_a < T < C_u T_a = 1.4044 < 1.726 < 1.966s \text{ (oke)}$$

Dapat disimpulkan bahwa periode fundamental struktur dapat dipakai

Kontrol Gaya Geser dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton bertulang Khusus= 7 sesuai dengan Tabel 9 SNI 1726:2012 (Tabel 4.21)

Tabel 4. 20 Koefisien (R), (C_d), dan (Ω)

Sistem penahan gaya-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih system Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan system struktur dan Batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismic				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2 1/2	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2 1/2	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 1/2	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 1/2	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 1/2	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 1/2	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7 1/2	2 1/2	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2 1/2	6	TB	TB	TB	TB	TB

9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5 ½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3 ½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2 ½	6 ½	TB	TB	TB	TB	TB

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

Dimana:

$$SDS : 0.605$$

$$I_e : 1.50$$

$$R : 7$$

$$C_s = \frac{0.605}{\left(\frac{7}{1.5} \right)} = 0.13$$

Dan nilai Cs tidak lebih dari:

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

Dimana:

$$SD1 : 0.541$$

T : 1.512

$$C_s = \frac{0.541}{1.726 \left(\frac{7}{1.5} \right)} = 0.067$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari:

$$C_s = 0.44 \times S_{DS} \times I_e \geq 0.01$$

$$C_s = 0.44 \times 0.605 \times 1.5 \geq 0.01 \text{ (ok)}$$

$$C_s = 0.04 \geq 0.01$$

Maka diambil Cs = 0.067

Untuk perhitungan gempa factor reduksi beban hidup untuk Gedung Rumah Sakit sebesar 0.5. Sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan pada Tabel 4.21.

Tabel 4. 21 Berat Seismik Bangunan hasil ETABS

Load Case/Combo	FZ (KN)
1D+0.5L	76763.54

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan diatas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0.067 \times 7676353.89 kg = 515590.2319 kg$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan faktor 0.85.V/Vt (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser ragam (Vt) pada Tabel 4.22.

Tabel 4. 22 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Eq x Max	3217.945	1158.6586
Eq y Max	968.7583	3852.7945

V : 515590.2319 kg

Vxt : 321794.5 kg

Vyt : 385279.45 kg

Maka untuk arah X:

$$V_{xt} > 0.85 \times V$$

$$321794.5 > 0.85 \times 515590.2319$$

$$321794.5 > 438251.70 \text{ kg} \text{ (tidak oke)}$$

Maka untuk arah Y:

$$V_{yt} > 0.85 \times V$$

$$385279.45 > 0.85 \times 515590.2319$$

$$385279.45 > 438251.70 \text{ kg} \text{ (tidak oke)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisa harus dikali dengan faktor skala 0.85V/Vt.

Arah X:

$$\frac{0.85V}{V_t} = \frac{438251.70}{321794.5} = 1.3619$$

Arah Y:

$$\frac{0.85V}{V_t} = \frac{438251.70}{385279.45} = 1.1375$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh diatas pada scale factor unutk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis ETABS. Hasil dari running ulang tersebut ditabelkan pada Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS setelah scale factor

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Eq x Max	4382.5192	1577.9721
Eq y Max	1101.9591	4382.5537

V : 515590.2319 kg

Vxt : 4382.5192 KN

Vyt : 4382.5537 KN

Maka untuk arah X:

$$Vxt > 0.85 \times V$$

$$438251.92 > 0.85 \times 515590.2319$$

$$438251.92 > 438251.70 \text{ kg (oke)}$$

Maka untuk arah Y:

$$Vyt > 0.85 \times V$$

$$438255.37 > 0.85 \times 515590.2319$$

$$438255.37 > 438251.70 \text{ kg (oke)}$$

Dapat dilihat bahwa hasil running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Selanjutnya

geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

Kontrol Dual System

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut Tabel 4.24 total reaksi perletakan SRPM dan Shearwall

Tabel 4. 24 Kontrol Dual System

NO.	Kombinasi	FX (%)		FY (%)	
		SRPM	SW	SRPM	SW
1	0.9D+1.0Ex Max	37%	63%	31%	69%
2	0.9D+1.0Ex Min	37%	63%	28%	72%
3	0.9D+1.0Ey Max	27%	73%	41%	59%
4	0.9D+1.0Ey Min	28%	72%	39%	61%
5	0.9D-1.0Ex Max	37%	63%	31%	69%
6	0.9D-1.0Ex Min	37%	63%	28%	72%
7	0.9D-1.0Ey Max	27%	73%	41%	59%
8	0.9D-1.0Ey Min	28%	72%	39%	61%
9	1.2D+1.0Ex+L+0.2S Max	36%	64%	31%	69%
10	1.2D+1.0Ex+L+0.2S Min	37%	63%	28%	72%
11	1.2D+1.0Ey+L+0.2S Max	27%	73%	42%	58%
12	1.2D+1.0Ey+L+0.2S Min	28%	72%	39%	61%
13	1.2D-1.0Ex+L+0.2S Max	36%	64%	31%	69%
14	1.2D-1.0Ex+L+0.2S Min	37%	63%	28%	72%
15	1.2D-1.0Ex+L+0.2S Max	27%	73%	42%	58%
16	1.2D-1.0Ex+L+0.2S Min	28%	72%	39%	61%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga

konfigurasi struktur telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus sedikit rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total sekurang-kurangnya adalah 90 %.

Tabel 4. 25 Jumlah Respon Ragam

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	1.726	0.0149	0.6897	0	0.0149	0.6897	0
Modal	2	1.707	0.4332	0.0229	0	0.4481	0.7126	0
Modal	3	1.31	0.2434	0.00001569	0	0.6915	0.7126	0
Modal	4	0.5	0.0000351	0.1498	0	0.6915	0.8624	0
Modal	5	0.463	0.0782	0.00003594	0	0.7697	0.8625	0
Modal	6	0.365	0.0986	0.00000326	0	0.8683	0.8625	0
Modal	7	0.242	0.00000331	0.0576	0	0.8683	0.9201	0
Modal	8	0.213	0.0241	0.00000189	0	0.8925	0.9201	0
Modal	9	0.175	0.0367	0	0	0.9292	0.9201	0
Modal	10	0.147	6.452E-07	0.0305	0	0.9292	0.9506	0
Modal	11	0.127	0.0135	0	0	0.9426	0.9506	0
Modal	12	0.111	0.0147	0	0	0.9574	0.9506	0
Modal	13	0.102	0	0.0184	0	0.9574	0.969	0
Modal	14	0.087	0.0113	0	0	0.9687	0.969	0
Modal	15	0.08	0.0043	0	0	0.973	0.969	0

Dari Tabel 4.25 Didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada saat modal ke 9, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 telah terpenuhi.

Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur Gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkatan akibat pengaruh gempa rencana. Hal ini dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Batas simpangan sesuai dengan SNI 126:2012 pasal 7.12. Simpangan Gedung Rumah Sakit Umum Daerah Koja Jakarta yang didapatkan dengan program bantu ETABS yaitu pada Tabel 4.26.

Tabel 4. 26 Simpangan antar lantai, Δ_a

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0.025hsx	0.020hsx	0.015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0.010hsx	0.010hsx	0.010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0.007hsx	0.007hsx	0.007hsx
Semua struktur lainnya	0.020hsx	0.015hsx	0.010hsx
HSX adalah tinggi tingkat dibawah tingkat x b untuk sistem penahan gempa yang tersiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismic D,E, dan , simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai persyaratan 7.12.1.1			

Untuk system struktur dual system sesuai kategori risiko bangunan, drift dibatasi sebesar:

$$\Delta_a = 0.010.hsx$$

$$\Delta_a = 0.010 \times 4000mm$$

$$\Delta_a = 40mm$$

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3

$$\Delta_n = \frac{(\delta_2 - \delta_1) Cd}{Ie} < \Delta_a$$

-Gempa Arah X

Tabel 4. 27 Kontrol Simpangan Arah X

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\delta_i x$	δ_{ijin}	kontrol
	m		mm	mm	mm	mm	
Story11	44	Top	89.530	85.784	22.939	40	oke
Story10	40	Top	83.274	80.025	27.166	40	oke
Story9	36	Top	75.865	73.287	30.227	40	oke
Story8	32	Top	67.622	65.650	33.200	40	oke
Story7	28	Top	58.567	57.143	36.092	40	oke
Story6	24	Top	48.724	47.848	36.554	40	oke
Story5	20	Top	38.754	38.345	37.092	40	oke
Story4	16	Top	28.639	28.600	35.635	40	oke
Story3	12	Top	18.920	19.092	31.887	40	oke
Story2	8	Top	10.224	10.413	25.233	40	oke
Story1	4	Top	3.342	3.512	12.253	40	oke
Base	0	Top	0.000	0.000	0.000	40	oke

-Gempa Arah Y

Tabel 4. 28 Kontrol Simpangan Arah Y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\delta_i y$	δ_{ijin}	kontrol
	m		mm	mm	mm	mm	
Story11	44	Top	93.443	84.334	24.87	40	oke
Story10	40	Top	85.442	77.551	27.29	40	oke

Story9	36	Top	76.688	70.109	29.68	40	oke
Story8	32	Top	67.294	62.014	31.97	40	oke
Story7	28	Top	57.337	53.294	33.81	40	oke
Story6	24	Top	46.956	44.073	34.31	40	oke
Story5	20	Top	36.604	34.717	33.58	40	oke
Story4	16	Top	26.464	25.559	32.07	40	oke
Story3	12	Top	17.019	16.813	28.71	40	oke
Story2	8	Top	8.868	8.984	22.39	40	oke
Story1	4	Top	2.768	2.878	10.55	40	oke
Base	0	Top	0.000	0.000	0.00	40	oke

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Y telah memenuhi persyaratan.

Kontrol Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang ditetapkan.

Berikut merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui program bantu ETABS untuk masing-masing arah. Dari program bantu didapat nilai pusat massa (X_{CM} dan Y_{CM}) serta pusat rotasi (X_{CR} dan Y_{CR}) yang dapat dilihat pada Tabel 4.29. Dari nilai tersebut dapat diketahui besarnya eksentrisitas pusat massa dan pusat rotasi (e_{ox} dan e_{oy}).

Tabel 4. 29 Output ETABS Eksentrisitas Bawaan

Lantai	XCM	YCM	XCR	YCR	e_{ox}	e_{oy}
	m	m	m	m	m	m
11	21.4825	9.5847	21.3428	13.1817	0.140	3.597
10	21.4934	9.5871	21.3381	13.3245	0.155	3.737
9	21.4922	9.5819	21.3367	13.4248	0.156	3.843

8	21.4922	9.5819	21.3383	13.4754	0.154	3.894
7	21.4922	9.5819	21.3414	13.4804	0.151	3.899
6	21.5026	9.6221	21.3461	13.4236	0.157	3.802
5	21.5117	9.6574	21.3515	13.2775	0.160	3.620
4	21.5117	9.6574	21.357	13.0031	0.155	3.346
3	21.5117	9.6574	21.3637	12.5196	0.148	2.862
2	21.5117	9.6574	21.3748	11.6722	0.137	2.015
1	21.5117	9.6574	21.4089	10.366	0.103	0.709

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas bawaan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus Panjang bentang struktur dimana gaya gempa bekerja. Pada Tabel 4.30 dapat dilihat data eksentrisitas tak terduga.

Tabel 4. 30 Eksentrisitas Torsi Tak terduga

lantai	Panjang Bentang Total		0.05Bx	0.05By
	BX	BY	m	m
11	42.725	19.3	2.136	0.965
10	42.725	19.3	2.136	0.965
9	42.725	19.3	2.136	0.965
8	42.725	19.3	2.136	0.965
7	42.725	19.3	2.136	0.965
6	42.725	19.3	2.136	0.965
5	42.725	19.3	2.136	0.965
4	42.725	19.3	2.136	0.965
3	42.725	19.3	2.136	0.965
2	42.725	19.3	2.136	0.965
1	42.725	19.3	2.136	0.965

Perpindahan tidak perlu diterapkan pada kedua arah pada saat bersamaaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar. Dengan membandingkan hasil Eksentrisitas

Bawaan dan Eksentrisitas takterduga dapat dilihat bahwa eksentrisitas pada arah X dominan tidak memenuhi syarat 5% panjang bentang arah sehingga perlu ditambahkan torsi takterduga. Dan hasilnya akan diimput kedalam program bantu Etabs.

$$e_x = e_{ox} + (0.05B_x)$$

$$e_y = e_{oy} + (0.05B_y)$$

Dimana:

- e_{ox} dan e_{oy} adalah eksentrisitas bawaan Gedung
- 0.05 B_x dan 0.05 B_y adalah eksentrisitas tak terduga
- B_x adalah panjang gedung arah X
- B_y adalah panjang gedung arah Y

Tabel 4. 31 Kontrol Eksentrisitas

Lantai	ex	ey	Kontrol	
	m	m	ex	ey
11	2.276	3.597	5.33%	18.64%
10	2.292	3.7374	5.36%	19.36%
9	2.292	3.8429	5.36%	19.91%
8	2.290	3.8935	5.36%	20.17%
7	2.287	3.8985	5.35%	20.20%
6	2.293	3.8015	5.37%	19.70%
5	2.296	3.6201	5.37%	18.76%
4	2.291	3.3457	5.36%	17.34%
3	2.284	2.8622	5.35%	14.83%
2	2.273	2.0148	5.32%	10.44%
1	2.239	0.7086	5.24%	3.67%

4.4 Perencanaan Struktur Utama RC

4.4.1 Umum

Struktur Utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuananya mempengaruhi perilaku Gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gravitasi maupun beban angin. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Struktur utama meliputi perencanaan balok, kolom dan hubungan balok kolom serta dinding geser.

4.4.2 Perencanaan Balok

Terdapat beberapa jenis balok yang menahan struktur yaitu: Balok Induk, Balok Kolektor, Balok Kopel.

Balok Kolektor adalah balok yang terhubung dengan shearwall/menghubungkan kolom dan shearwall, sedangkan Balok Balok kopel (coupling beam) adalah suatu elemen struktur yang secara kaku menghubungkan dua buah dinding struktural.

Beberapa persyaratan untuk Balok Kopel pada dinding structural khusus:

- a. Balok kopel (coupling) dengan $ln/h \geq 4$ harus memenuhi persyaratan dari SNI 2847:2013 pasal 21.5. dengan ln dan h adalah Panjang dan tinggi balok kopel.
- b. Balok kopel (coupling) dengan $ln/h < 2$ dan dengan $Vu = 0.33\sqrt{fc}Acw$ harus ditulangi dengan dua kelompok batang tulangan yang berpotongan ditempatkan secara diagonal simetris terhadap tengah bentang, kecuali bila dapat ditunjukkan bahwa kehilangan kekakuan dan kekuatan balok kopel (coupling) tidak akan mengganggu kemampuan pemikul beban vertikal struktur, kemunculannya (egress) dari struktur atau integritas komponen non struktur dan sambungannya ke struktur (SNI 2847:2013 Gambar S21.9.7).

c. Balok kopel (coupling) yang tidak diatur oleh a atau b diizinkan untuk ditulangi dengan salah satu dari dua kelompok batang tulangan yang berpotongan ditempatkan secara diagonal simetris terhadap tengah bentang atau menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.2 hingga 21.5.4.21.5.4.

Pada perencanaan ini diketahui balok yang menghubungkan dua buah dindig geser:

$$Ln = 2275 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$\ln/h = 2275/500 = 4.55 > 4$ sehingga balok jenis ini didesain dengan menggunakan pasal SNI 2847:2013 pasal 21.5.

4.4.2.1 Perencanaan Balok Induk

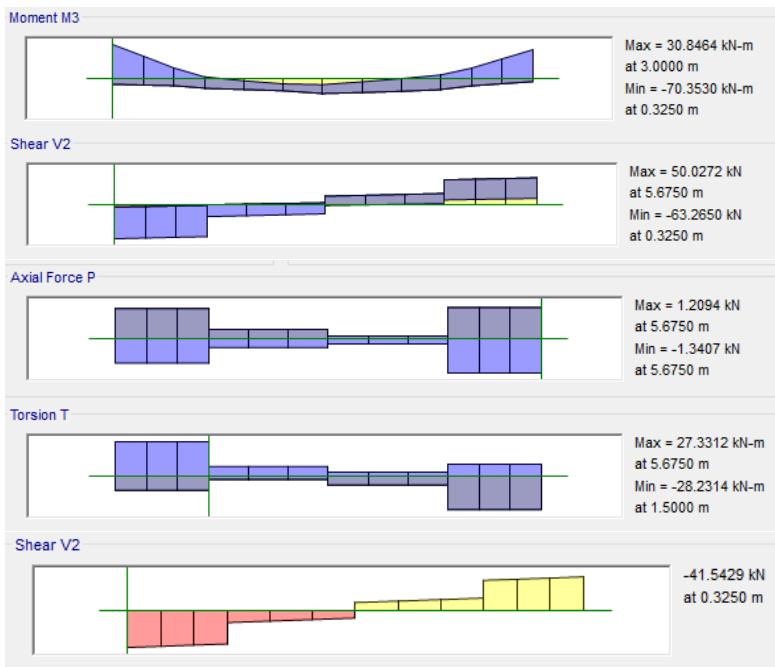
Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain Gedung Rumah Sakit Umum Daerah Koja Jakarta direncanakan beberapa balok induk seperti Tabel 4.32.

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi pakai (cm)	
		h	b
BI1	6.875	50	35
BI2	6	40	30
BI3	4.575	40	30
BI4	7.275	50	35
BI5	8	50	35
BI6	3.3	40	30

A. Data Perencanaan

Pada perencanaan penulangan balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI2. Dari program bantu ETABS didapatkan gaya-gaya dalam balok seperti pada Gambar 4. 15.



Gambar 4. 15 Gaya-Gaya Dalam Balok Induk

L	: 6000 mm
B	: 400 mm
H	: 300 mm
F'c	: 40 MPa
Fy	: 420 MPa
Tul. lentur (D)	: 19 mm
As tulangan	: 283.53 mm ²
Tul. sengkang (D)	: 13 mm

As tulangan	: 132.73 mm ²
Decking	: 40 mm
d	: 337.5 mm
d'	: 62.5 mm
Mu tumpuan (-)	: 70.353 KNm
Mu tumpuan (+)	: 30.8464 KNm
Mu lapangan (+)	: 30.7232 KNm
Tu	: 28.2314 KNm
Vu (envelope)	: 63.265 KN
Pu	: 1.3407 KN
Vu (1.2D+L)	: 41.5429 KN
Vu2h	: 60.9773 KN

$$d = h - (decking + \phi_{sengkang} + \frac{1}{2} \phi_{lentur})$$

$$d = 400 - (40 + 13 + \frac{1}{2} \times 19) = 337.5 \text{ mm}$$

Karena struktur pada Gedung Rumah Sakit Koja Jakarta menggunakan system ganda yang merupakan kombinasi dari SRPMK dan dinding structural khusus, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.1 mengenai syarat yang harus dipernuh untuk komponen struktur pada sistem rangka memenuhi khusus yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur Pu tidak boleh melebihi Agf'c/10.

$$1340.7N < 0.1 \times 300 \times 400 \times 40 = 480000N \text{ (oke)}$$

- Bentang bersih untuk komponen struktur ln tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$6000mm \geq 4d = 4 \times 337.5 = 1350mm \text{ (oke)}$$

- lebar komponen bw tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari 0.3h dan 250 mm.

$$\frac{300}{400} = 0.75 > 0.3 \text{ (oke)}$$

- Lebar balok tidak melebihi 1.75 lebar kolom

$$300mm < 1.75 \times 850 = 1487.5mm \text{ (oke)}$$

B. Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

a. Penulangan tumpuan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi=0.9$.

$$Mu = 70.353 KNm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{70.353}{0.9} = 78.170 KNm$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.764 \geq 0.65$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_l f' c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{78.170 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 2.29 Nmm$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times 2.29}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 5.49}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0056$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{\max}$ ($0.003765 < 0.0056 < 0.025$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0056.

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0.0056 \times 300 \times 337.5 = 571.380 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{571.380}{283.529} = 2.015 \approx 3 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **3D19 (As=850.586m²)**

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times 571.380 = 285.690 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{285.690}{283.529} = 1.008 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As=567.057mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 3 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{3 - 1} = 68.5 > 25 \text{ mm (oke)}$$

Maka dipasang tulangan 1 lapis

b. Penulangan tumpuan positif

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 mengatakan bahwa Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut.

$$Mu = 30.8464 \text{ KNm} > \frac{1}{2} \times 70.353 = 35.1765 \text{ KNm} \text{ (tidak oke)}$$

Apabila Mu yang terjadi kurang dari momen yang disyaratkan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan. Sehingga dipakai Mu = 35.177 KNm.

$$Mu = 35.177 \text{ KNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{35.177}{0.9} = 39.0850 \text{ KNm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.764 \geq 0.65$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{39.0850 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 1.14 Nmm$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 1.14}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0028$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.0028 < 0.003765$), maka diambil ρ_{paka} sebesar 0.0038

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 300 \times 337.5 = 381.167 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{381.167}{283.529} = 1.344 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As=567.057 mm²)**

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{min} = \frac{1}{2} \times 381.167 = 190.584 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{190.584}{283.529} = 0.6722 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As=567.057 mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 2 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{2 - 1} = 156 > 25 \text{ mm (oke)}$$

Akibat momen negatif

Tulangan Atas : 3D19 (As=850.59 mm²)

Tulangan Bawah : 2D19 (As=567.06 mm²)

Akibat momen positif

Tulangan Atas : 2D19 (As=567.06 mm²)

Tulangan Bawah : 2D19 (As=567.06 mm²)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari 2 arah gempa, yaitu:

Tulangan Atas : 3D19 (As=850.59 mm²)

Tulangan Bawah : 2D19 (As=567.06 mm²)

c. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

$$M_n = 78170000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tarik (d1)} = 62.50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tekan(d1)} = 62.50 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d_{\text{actual}} = 337.50 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan tarik 3D19, As1} = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan 2D19, As2} = 567.06 \text{ mm}^2$$

$$(0.85fc'b)X^2 + (As_2600 - As_1fy)X - (As_2d_2600) = 0$$

$$7795.71X^2 - 17011.72X - 21264655.27 = 0$$

Didapat nilai X= 53.33 mm

$$fs' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right)600 = \left(1 - \frac{62.5}{53.33}\right)600 = -103.17 \text{ Mpa} < fy = 420 \text{ Mpa}$$

(tulangan tidak leleh)

$$M_n_{act} = 0.85fc'b\beta_1X\left(d - \frac{\beta_1X}{2}\right) + As_2fs'(d - d_2)$$

$$M_n_{act} = 0.85 \times 40 \times 300 \times 0.764 \times 53.33 \left(337.50 - \frac{0.764 \times 53.33}{2}\right)$$

$$567.06 \times -103.17 (337.50 - 62.5)$$

$$M_n_{act} = 115754077.8 \text{ Nmm} > M_n = 78170000 \text{ Nmm} (\text{oke})$$

$$C = 53.33 \text{ mm}$$

$$0.375 \times d_{actual} = 0.375 \times 337.5 = 337.50 \text{ mm} > C(\text{oke})$$

d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

$$M_n = 39085000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Jarak ke ars tulangan, tekan (d1)} = 62.5 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke ars tulangan, tarik (d2)} = 62.5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d_{actual} = 337.5 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan tekan 2D19, As1} = 567.06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik 3D19, As2} = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$(0.85 f'_c b) X^2 + (As_2 600 - As_1 f_y) X - (As_2 d_2 600) = 0$$

$$7795.71 X^2 + 272187.59 X - 31896982.91 = 0$$

Didapat nilai $X = 48.85 \text{ mm}$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d_2}{X}\right) 600 = \left(1 - \frac{62.5}{48.85}\right) 600 = -167.69 \text{ MPa} < f_y = 420 \text{ MPa}$$

(tulangan tidak leleh)

$$M_{n_{act}} = 0.85 f'_c b \beta_1 X \left(d - \frac{\beta_1 X}{2} \right) + As_2 f'_s (d - d_2)$$

$$M_{n_{act}} = 0.85 \times 40 \times 300 \times 0.764 \times 48.85 \left(337.5 - \frac{0.764 \times 48.85}{2} \right)$$

$$850.59 \times -167.69 (337.5 - 62.5)$$

$$M_{n_{act}} = 82186922.51 \text{ Nmm} > M_n = 34273777.78 \text{ Nmm} (\text{oke})$$

$$C = 48.85\text{mm}$$

$$0.375 \times d_{actual} = 0.375 \times 337.5 = 126.563\text{mm} > C(\text{oke})$$

Tabel 4. 33 Kontrol Mn actual Balok Induk

Tipe Balok	Momen	0.85.fc'.b.B1	As2.600-As1.fy	As2.d.600	X1,2 (mm)	fs' (Mpa)	Mn act (Nmm)	Mn (Nmm)	ket	0.375dact (mm)	ket
BI1	Negatif	9095	153106	-31896983	51	-130	154002402	133834556	oke	164.1	oke
	Positif	9095	153106	-31896983	51	-130	154002402	66917278	oke	164.1	oke
BI2	Negatif	7795.7	-17012	-21264655	53	-103	115754078	78170000	oke	126.6	oke
	Positif	7795.7	272188	-31896983	49	-168	82186923	39085000	oke	126.6	oke
BI3	Negatif	7795.7	102070	-21264655	46	-214	81623222	65063222	oke	126.6	oke
	Positif	7795.7	102070	-21264655	46	-214	81623222	46142556	oke	126.6	oke
BI4	Negatif	9095	153106	-31896983	51	-130	154002402	139956778	oke	164.1	oke
	Positif	9095	153106	-31896983	51	-130	154002402	69978389	oke	164.1	oke
BI5	Negatif	9095	-85059	-31896983	64	15	374678044	209968889	oke	164.1	oke
	Positif	9095	493340	-53161638	54	-94	154528169	104120556	oke	164.1	oke
BI1	Negatif	7795.7	153106	-31896983	55	-83	116012013	106744556	oke	126.6	oke
	Positif	7795.7	153106	-31896983	55	-83	116012013	97521111	oke	126.6	oke

e. Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\begin{aligned}
 - \quad & \frac{1.4b_w d}{f_y} = \frac{1.4 \times 300 \times 337.5}{420} = 337.50 \text{ mm}^2 \\
 - \quad & \frac{0.25\sqrt{fc'}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \times 300 \times 337.5 = 381.17 \text{ mm}^2 \\
 - \quad & \rho = \frac{As}{bd} = \frac{850.586211}{300 \times 337.5} = 0.00709 < 0.025 (\text{oke})
 \end{aligned}$$

f. Kontrol jarak tulangan tumpuan

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.6.4.

$$Cc = \text{tebal selimut} + \phi_{\text{sengkang}} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$fs = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ MPa}$$

$$S = 380 \left(\frac{280}{fs} \right) - 2.5 Cc = 380 \left(\frac{280}{280} \right) - 2.5 \times 53 = 247.5 \text{ mm} > 64 \text{ mm (oke)}$$

$$S = 300 \left(\frac{280}{fs} \right) = 300 \left(\frac{280}{280} \right) = 300 \text{ mm} > 64 \text{ mm (oke)}$$

g. Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 mengatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$Mu = 30.7232 KNm > \frac{1}{4} \times 70.353 = 17.59 KNm \text{ (oke)}$$

Apabila Mu yang terjadi kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan.

$$Mu = 30.7232 KNm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{30.7232}{0.9} = 34.137 KNm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{34.137 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 1.00 Nmm$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 1.00}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0024$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.0024 < 0.003765$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0038.

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 300 \times 337.5 = 381.167 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{381.167}{283.529} = 1.344 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As= 567.057mm²)**

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times 381.167 = 190.584 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{190.584}{283.529} = 0.672 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As= 567.057mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar 2 batang tulangan adalah 25 mm, maka jarak tulangan yang direncanakan sebagai berikut:

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n-1}$$

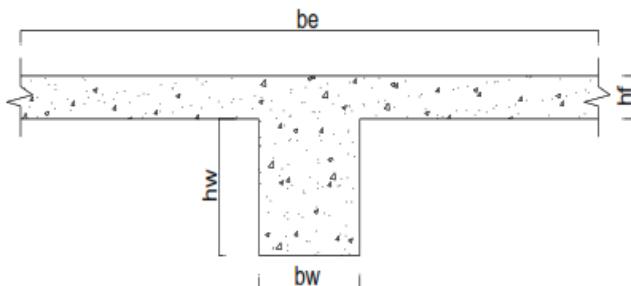
$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 2 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{2-1} = 156 > 25 \text{ mm (oke)}$$

Maka tulangan dipasang 1 lapis.

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah
BI1	3D19	3D19	2D19	3D19
BI2	3D19	2D19	2D19	2D19
BI3	2D19	2D19	2D19	2D19
BI4	3D19	3D19	2D19	3D19
BI5	5D19	3D19	2D19	3D19
BI6	3D19	3D19	2D19	2D19

h. Kontrol balok T



Gambar 4. 16 Penampang Balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T seperti pada Gambar 4.15 lebar efektif disyaratkan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4}Lb = \frac{1}{4} \times 6000 = 1500\text{mm}$
- $be = bw + 8hf = 300 + 8 \times 120 = 1260\text{mm}$ (*menentukan*)
- $be = \frac{1}{2}(Lb - bw) = \frac{1}{2} \times (6000 - 300) = 2850\text{mm}$

$$As = 567.06\text{mm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85fc'be} = \frac{567.06 \times 420}{0.85 \times 40 \times 1260} = 5.56\text{mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.56}{0.764} = 7.27\text{mm} < 120\text{mm} \text{ (Balok T palsu)}$$

Sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.

$$a' = \frac{Asfy}{0.85fc'b} = \frac{567.06 \times 420}{0.85 \times 40 \times 300} = 23.35\text{mm}$$

$$Mn_{act} = Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 567.06 \times 420 \left(337.5 - \frac{23.35}{2} \right)$$

$$Mn_{act} = 77599899.04 Nmm > Mn = 34136888.89 Nmm (oke)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.35}{0.764} = 30.55 mm$$

$$0.375 \times d_{actual} = 0.375 \times 337.5 = 126.563 mm > C (oke)$$

(Penampang tension controlled, asumsi benar)

i. Kontrol batas penulangan lapangan

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1 kontrol rasio tulangan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

As yang digunakan tidak boleh kurang dari:

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} bwd = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \times 300 \times 337.5 = 337.50 mm^2$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari:

$$As_{min} = \frac{1.4bwd}{fy} = \frac{1.4 \times 300 \times 337.5}{420} = 381.167 mm^2$$

Luas tulangan terkecil $567.057 mm^2 > 337.5 mm^2$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2
 - Momen positif maupun negatif yang bernilai kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan:

C. Perhitungan Tulangan Torsi Balok Induk

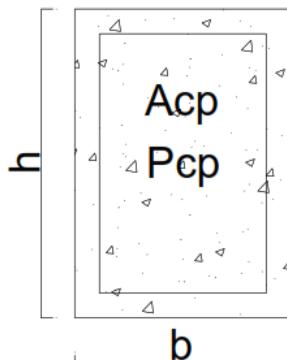
Pada perencanaan penulangan balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI2.

Diketahui Torsi Kesetimbangan:

$$Tu : 28.2314 \text{ KNm}$$

$$Vu : 63.265 \text{ KN}$$

a. Perhitungan luas dan keliling penampang



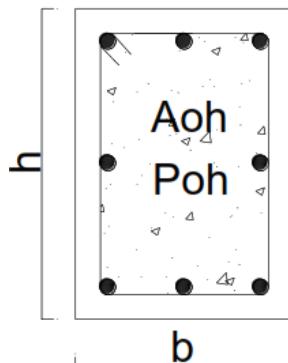
Gambar 4. 17 Luasan (Acp) dan Keliling (Pcp)

$$Acp = \text{luas bruto penmapang beton}$$

$$Acp = b \times h = 300 \times 400 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = \text{keliling bruto penmapang beton}$$

$$Acp = 2 \times (b + h) = 2 \times (300 + 400) = 1400 \text{ mm}$$



Gambar 4. 18 Luasan (Aoh) dan Keliling (Poh)

$$b_h = (b_{balok} - 2d_{decking} - \phi_{geser})$$

$$b_h = (300 - 2.40 - 13) = 207 \text{ mm}$$

$$h_h = (h_{balok} - 2d_{decking} - \phi_{geser})$$

$$h_h = (400 - 2.40 - 13) = 307 \text{ mm}$$

Aoh = luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang

$$Aoh = b_h \times h_h = 207 \times 307 = 63549 \text{ mm}^2$$

Poh = keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang

$$Poh = 2 \times (b_h + h_h) = 2 \times (207 + 307) = 1028 \text{ mm}$$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = keliling penampang total

λ = 1(beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0.75 (factor reduksi beban torsi) SNI 2847:2013 pasal 9

Torsi Kompabilitas:

$$Tu = \phi \frac{1}{3} \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{40} \left(\frac{120000^2}{1400} \right) = 16.26 KNm$$

Karena nilai Torsi Kompabilitas lebih kecil daripada Torsi Kesetimbangan $Tu = 16.26 \text{ KNm} < Tu = 28.2314 \text{ KNm}$ maka dipakai $Tu = 16.26 \text{ KNm}$.

Sehingga dapat dihitung:

$$Tu \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu \leq 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{120000^2}{1400} \right)$$

$$16263142.25 Nmm > 4049522.42 Nmm (\text{butuh tulangan torsi})$$

c. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1.7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0.66\sqrt{fc'} \right)$$

Dimana:

$$Vc = 0.17\sqrt{fc'} bwd = 0.17\sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 108861.41N$$

Sehingga:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1.7 \times Aoh^2}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{63265}{300 \times 337.5}\right)^2 + \left(\frac{16263142.25 \times 1028}{1.7 \times 63549^2}\right)^2} = 1.681N$$

$$\phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0.66\sqrt{fc'} \right)$$

$$0.75 \left(\frac{108861.41}{300 \times 337.5} + 0.66\sqrt{40} \right) = 3.937N$$

$$1.681 < 3.94 \text{ (oke)}$$

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan traversal penahan torsion nilai Ao dapat diambil sama dengan 0.85Aoh dan nilai $\theta=45^\circ$

$$Ao = 0.85 \times Aoh = 0.85 \times 63549 = 54016.65mm^2$$

$$\phi Tn \geq Tu$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2A_o A_t f_y t}{S} \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{\phi 2A_o f_{yt}} \cot \theta = \frac{16263142.25}{0.75 \times 2 \times 54016.65 \times 420} \cot 45^\circ = 0.478 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$Al = \left(\frac{At}{S} \right) poh \left(\frac{f_y t}{f_y} \right) \cot^2 \theta$$

$$Al = (0.478) \times 1028 \times \left(\frac{420}{420} \right) \times \cot^2 45 = 491.28 \text{ mm}^2$$

$$Al_{min} = \frac{0.42 \sqrt{fc'} Acp}{f_y} - \left(\frac{At}{S} \right) poh \left(\frac{f_y t}{f_y} \right)$$

$$Al_{min} = \frac{0.42 \sqrt{40} \times 120000}{420} - (0.478) \times 1028 \times \left(\frac{420}{420} \right) = 267.666 \text{ mm}^2$$

$A_{longitudinal}$ untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas dan 25% kebawah balok. Al torsi untuk kiri kanan=0.5x491.28= 245.64 mm². Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D19($As=567.057 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang. Berikut Tabel 4.35 adalah rekapitulasi penulangan torsi balok induk.

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Induk

Tipe Balok	Atas	Bawah	Kiri	Kanan	Total
BI1	D19	-	D19	D19	3
BI2	-	-	D19	D19	2
BI3	-	-	D19	D19	2
BI4	D19	-	D19	D19	3

BI5	-	D19	D19	D19	3
BI6	D19	-	D19	D19	3

D. Perhitungan Tulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2.

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1.25fy.

+ akibat gempa ke kiri

M_{pr} Negatif

$$A_s = 850.586 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 567.057 \text{ mm}^2$$

$$d_{actual} = 40.760 \text{ mm}$$

$$f_s' = -103.17 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr1} &= (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d') \\
 M_{pr1} &= (850.586 \times 1.25 \times 420 - 567.057 \times 1.25 \times -103.17) \left(337.5 - \frac{40.760}{2} \right) \\
 &+ 567.057 \times 1.25 \times -103.17 \times (337.5 - 62.5) = 144692597.21 Nmm
 \end{aligned}$$

Mpr Positif

$$As = 567.06 \text{ mm}^2$$

$$As' = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$d = 337.50 \text{ mm}$$

$$a = 37.334 \text{ mm}$$

$$fs' = -167.69 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.50 \text{ mm}$$

Mpr1

$$\begin{aligned}
 M_{pr1} &= (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d') \\
 M_{pr1} &= (567.06 \times 1.25 \times 420 - 850.59 \times 1.25 \times -167.69) \left(337.5 - \frac{37.334}{2} \right) \\
 &+ 850.59 \times 1.25 \times -167.69 \times (337.5 - 62.5) = 102733653.13 Nmm
 \end{aligned}$$

+ akibat gempa ke kanan

Mpr Negatif

$$As = 567.06 \text{ mm}^2$$

$$As' = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$d = 337.50 \text{ mm}$$

$$a = 37.334 \text{ mm}$$

$$fs' = -167.69 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.50 \text{ mm}$$

Mpr1

$$Mpr1 = (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d')$$

$$Mpr1 = (567.06 \times 1.25 \times 420 - 850.59 \times 1.25 \times -167.69) \left(337.5 - \frac{37.334}{2} \right) \\ + 850.59 \times 1.25 \times -167.69 \times (337.5 - 62.5) = 102733653.13 Nmm$$

Mpr Positif

$$As = 850.586 \text{ mm}^2$$

$$As' = 567.057 \text{ mm}^2$$

$$d_{actual} = 40.760 \text{ mm}$$

$$fs' = -103.17 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$Mpr1 = (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d')$$

$$Mpr1 = (850.586 \times 1.25 \times 420 - 567.057 \times 1.25 \times -103.17) \left(337.5 - \frac{40.760}{2} \right) \\ + 567.057 \times 1.25 \times -103.17 \times (337.5 - 62.5) = 144692597.21 Nmm$$

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G (1.2D + L) = 41542.90 N$$

-Akibat gempa ke kiri

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{102733653.13Nmm + 144692597.21Nmm}{6000mm} - 41542.90N$$

$$V_{ekn} = -305.19N$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{102733653.13Nmm + 144692597.21Nmm}{6000mm} + 41542.90N$$

$$V_{ekn} = 82780.61N$$

-Akibat gempa ke kanan

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{102733653.13Nmm + 144692597.21Nmm}{6000mm} + 41542.90N$$

$$V_{ekn} = 82780.61N$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{102733653.13Nmm + 144692597.21Nmm}{6000mm} - 41542.90N$$

$$V_{ekn} = -305.19N$$

Gaya geser total yang menentukan, $V_e = 82780.61N$

- Perhitungan Tulangan Geser

Kuat geser beton($V_c=0$) seperti ygngn dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- Gaya geser akibat gempa $> 0.5 \times$ gaya geser total

$$\text{Gaya geser total} - V_G > 120943.27N$$

$$41237.71 N > 41390.3N \text{ (tidak oke)}$$

- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times f_c / 20$

$$1340.7 N < 240000 N \text{ (oke)}$$

Dikarenakan hanya satu syarat saja yang memenuhi, maka V_c tidak dapat dianggap nol.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 106726.87N$$

$\Phi = 0.75$ (factor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{82780.61}{0.75} - 106726.87 = 3647.27N$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{f_y \times d_{actual}}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{3647.27}{420 \times 337.5} = 0.026$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0.026 + 0.478 = 0.504 \frac{mm^2}{mm}$$

Dipakai Sengkang 2D13

$$Av = 2 \times 132.73 = 265.465 mm^2$$

$$S = \frac{265.465}{0.504} = 527.10 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

Dipakai **2D13-80mm**

Spasi penulangan geser sesuai SNI 21.5.3.2 harus memenuhi nilai terkecil dari:

$$S < 1/4d = 1/4 \times 337.5 = 84.375 \text{ mm}$$

$$S < 6\phi = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S < 150 \text{ mm}$$

Dan $S < 50 \text{ mm}$ dari permukaan komponen struktur

b. Penulangan geser lapangan

Tulangan geser di luar sendi plastis ($> 2h = 800 \text{ mm}$)

$$Vu_{2h} = 60977.30N$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{fc} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 106726.87N$$

$$Vs \min = \frac{1}{3} \sqrt{fc} b_w d = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 213453.74N$$

$$Vu \leq 0.5\phi Vc \quad (\text{tidak perlu penguatan geser})$$

$$60977.30 \leq 40022.58N \quad (\text{tidak oke})$$

$$0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc \quad (\text{perlu tulangan geser minimum})$$

$$40022.58N \leq 60977.30N \leq 80045.15N \quad (\text{oke})$$

$$\phi Vc \leq Vu \leq \phi(Vc + Vs) \quad (\text{perlu tulangan geser, } S_{\min} = d/2)$$

$$80045.15N \leq 60977.30N \leq 240135.46N \quad (\text{tidak oke})$$

$$\phi(Vc + Vs) \leq Vu \leq \phi\left(\frac{2}{3} \sqrt{fc} b_w d\right) \quad (\text{perlu tulangan geser, } S_{\min} = d/4)$$

$$240135.46N \leq 60977.30N \leq 320180.61N \quad (\text{tidak oke})$$

Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser minimum dengan $S_{min} = d/2 = 337.5/2 = 168.75 \text{ mm} = 200\text{mm}$

Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

$$Vs = \phi \frac{1}{3} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 337.5 = 33750N$$

Direncanakan Sengkang 2D13

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d_{actual}}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{33750}{420 \times 337.5} = 0.24 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0.24 + 0.478 = 0.72 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai Sengkang 2D13

$$Av = 2 \times 132.73 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265.46}{1.07} = 370.76 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Spasi penulangan geser sesuai SNI 21.5.3.4 untuk daerah lapangan:

$$S < 1/2d = 1/2 \times 337.5 = 168.75 \text{ mm}$$

Dipakai 2D13-150mm

Berikut Tabel 4. 36 merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi.

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk

Tipe Balok	Daerah Sendi Plastis	Daerah diluar Sendi Plastis
BI1	2D13-100	2D13-150
BI2	2D13-80	2D13-150
BI3	2D13-80	2D13-150
BI4	2D13-100	2D13-150
BI5	2D13-100	2D13-150
BI6	2D13-80	2D13-150

E. Perhitungan Panjang Penyaluran Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, Panjang penyaluran Ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$L_{dh} > 8d_b = 8 \times 19 = 152$$

$$L_{dh} > 150$$

$$L_{dh} > \frac{0.24 f_y d_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.24 \times 420 \times 19}{\sqrt{40}} = 302.82 \text{ mm}$$

Maka digunakan Ldh = 400mm masuk kedalam kolom, dengan Panjang kait 12.db = 1.2x19=228 mm=300mm

4.4.2.2 Perencanaan Balok Kolektor

Elemen kolektor harus disediakan yang mampu menyalurkan gaya gempa yang berasal dari bagian lain struktur ke elemen yang menyediakan tahanan terhadap gaya tersebut. Elemen kolektor yang memerlukan kombinasi beban dengan faktor kuat lebih untuk kategori desain seismic C hingga F.

Tabel 4. 37 Faktor Kuat Lebih Balok Kolektor

Sistem penahan gaya-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih system Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan Batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismic				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2 1/2	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI

Didapat nilai faktor kuat lebih $\Omega = 2.5$ sesuai Tabel.37. Pada SNI 2847:2013 pasal 7.4.3.2 jika pengaruh gempa dengan kuat lebih Em dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya seperti ditetapkan dalam SNI 2847:2013 pasal 4.2, kombinasi beban gempa berikut sebagai pengganti dari kombinasi beban gempa dalam 4.2.2 atau 4.2.3 maka kombinasi dasar untuk desain kekuatan dengan faktor kuat lebih:

- $(1.2+0.2S_{DS})D + \Omega E + L$
- $(0.9-0.2S_{DS})D + \Omega E + 1.6H$ (dimana $H=0$)

Dengan nilai $S_{DS} = 0.605$ sehingga kombinasi menjadi:

- $(1.2+0.2 \times 0.605)D + \Omega E + L = 1.321D + 2.5E + L$
- $(0.9-0.2 \times 0.605)D + \Omega E + 0 = 0.779D + 2.5E$

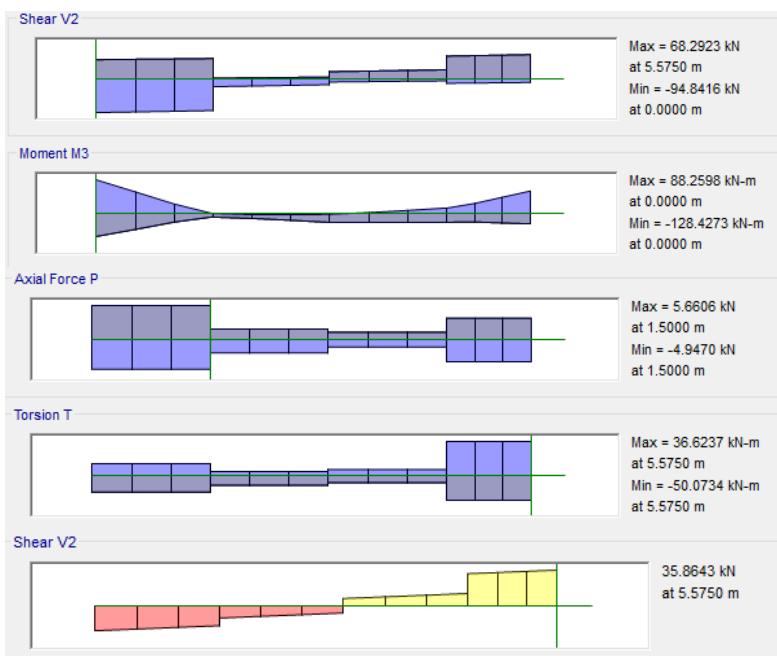
Maka kombinasi keseluruhan yang dipakai dalam ETABS yakni:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+L
- 1.321D+2.5Ex+L
- 1.321D+2.5Ey+L
- 0.9D

- $0.779D + 2.5Ex$
- $0.779D + 2.5Ey$
- $0.779D - 2.5Ex$
- $0.779D - 2.5Ey$
- $1.321D - 2.5Ex$
- $1.321D - 2.5Ey$

A. Data Perencanaan

Pada perencanaan penulangan lentur lentur balok kolektor ini akan dicontohkan perhitungan balok BK7 dengan Panjang bentang 6000mm. Didapatkan dari program bantu ETABS seperti pada Gambar 4. 19.



Gambar 4. 19 Gaya Dalam Balok Kolektor

L	: 6000 mm
B	: 400 mm
H	: 300 mm

F'c	: 40 MPa
Fy	: 420 MPa
Tul. lentur (D)	: 19 mm
As tulangan	: 283.53 mm ²
Tul. sengkang (D)	: 13 mm
As tulangan	: 132.73 mm ²
Decking	: 40 mm
d	: 337.5 mm
d'	: 62.5 mm
Mu tumpuan (-)	: 128.4273 KNm
Mu tumpuan (+)	: 88.2598 KNm
Mu lapangan (+)	: 34.4199 KNm
Tu	: 50.0734 KNm
Vu (envelope)	: 94.8416 KN
Pu	: 5.6606 KN
Vu (1.2D+L)	: 35.8643 KN
Vu2h	: 91.1107 KN

$$d = h - (decking + \phi sengkang + \frac{1}{2} \phi lentur)$$

$$d = 400 - (40 + 13 + \frac{1}{2} \times 19) = 337.5 \text{ mm}$$

Syarat Dimensi Penampang

- Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur Pu tidak boleh melebihi Agf'c/10.

$$1340.7N < 0.1 \times 300 \times 400 \times 40 = 480000N \text{ (oke)}$$

- Bentang bersih untuk komponen struktur ln tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$6000 \text{ mm} \geq 4d = 4 \times 337.5 = 1350 \text{ mm} \text{ (oke)}$$

- Lebar komponen bw tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari 0.3h dan 250 mm.

$$\frac{300}{400} = 0.75 > 0.3 \text{ (oke)}$$

- Lebar balok tidak melebihi 1.75 lebar kolom

$$300mm < 1.75 \times 850 = 1487.5mm \text{ (oke)}$$

B. Perhitungan Penulangan Lentur Balok Kolektor

a. Penulangan tumpuan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi=0.9$.

$$Mu = 128.4273 KNm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{128.4273}{0.9} = 142.697 KNm$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_l = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right) \quad ,$$

$$\beta_l = 0.764 \geq 0.65$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_l f' c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{142.697 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 4.176 Nmm$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times 4.176}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 4.176}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.01064$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{\max}$ ($0.003765 < 0.0106 < 0.025$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0106

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0.0106 \times 300 \times 337.5 = 1077.51 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{1077.51}{283.529} \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **4D19 (As=1134.11 m²)**

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times 1077.51 = 538.75 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{538.75}{283.529} = 1.9 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As=567.057mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 3 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{4 - 1} = 39.3 < 25 \text{ mm (oke)}$$

Maka dipasang tulangan 2 lapis

b. Penulangan tumpuan positif

$$Mu = 88.2598 KNm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{88.2598}{0.9} = 98.066 KNm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{98.066 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 2.870 Nmm$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 2.870}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0071$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ ($0.0071 > 0.003765$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0071.

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0071 \times 300 \times 337.5 = 723.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{723.78}{283.529} \approx 3 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **3D19 (As=850.59 mm²)**

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times 723.78 = 361.89 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{361.89}{283.529} \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As=567.057 mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n-1}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 2 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{4-1} = 39.33 > 25 \text{ mm (oke)}$$

Akibat momen negatif

Tulangan Atas : 4D19 (As=1134.11 mm²)

Tulangan Bawah : 2D19 (As=567.06 mm²)

Akibat momen positif

Tulangan Atas : 2D19 (As=567.06 mm²)

Tulangan Bawah : 3D19 (As=850.59 mm²)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari 2 arah gempa, yaitu:

Tulangan Atas : 4D19 (As=1134.11 mm²)

Tulangan Bawah : 3D19 (As=850.59 mm²)

c. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

$$M_n = 142.697 \text{ KNm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tarik (d1)} = 62.50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tekan (d1)} = 62.50 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d_{\text{actual}} = 337.50 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan tarik 4D19, } A_s = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan 3D19, } A_s = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$(0.85 f'_c b) X^2 + (A_s 600 - A_s f_y) X - (A_s d_2 600) = 0$$

$$7795.71 X^2 - 34023 X - 1.7 \times 10^8 = 0$$

Didapat nilai $X = 146 \text{ mm}$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) 600 = \left(1 - \frac{62.5}{146}\right) 600 = 344 \text{ MPa} < f_y = 420 \text{ MPa}$$

(tulangan tidak leleh)

$$M_{n_{\text{act}}} = 0.85 f'_c b \beta_1 X \left(d - \frac{\beta_1 X}{2}\right) + A_s f'_s (d - d_2)$$

$$M_{n_{\text{act}}} = 0.85 \times 40 \times 300 \times 0.764 \times 146 \left(337.50 - \frac{0.764 \times 146}{2}\right) \\ + 850.59 \times 344 (337.50 - 62.5)$$

$$M_{n_{\text{act}}} = 401932744.9 \text{ Nmm} > M_n = 142697000 \text{ Nmm} (\text{oke})$$

$$C = 146 \text{ mm}$$

$$0.375 \times d_{\text{actual}} = 0.375 \times 337.5 = 127 \text{ mm} < C (\text{oke})$$

d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

$$M_n = 98.066 \text{ KNm}$$

Jarak ke arah tulangan, tekan (d_1) = 62.5 mm

Jarak ke arah tulangan, tarik (d_2) = 62.5 mm

Tinggi efektif, d_{actual} = 337.5 mm

Tulangan tekan 3D19, As_1 = 850.59 mm²

Tulangan tarik 4D19, As_2 = 1134.11 mm²

$$(0.85fc'b)X^2 + (As_2 600 - As_1 fy)X - (As_2 d_2 600) = 0$$

$$7795.71X^2 + 323223X - 2.3 \times 10^8 = 0$$

Didapat nilai $X = 152$ mm

$$fs' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right)600 = \left(1 - \frac{62.5}{152}\right)600 = 354 Mpa < fy = 420 Mpa$$

(tulangan tidak leleh)

$$Mn_{act} = 0.85fc'b\beta_l X \left(d - \frac{\beta_l X}{2}\right) + As_2 fs'(d - d_2)$$

$$Mn_{act} = 0.85 \times 40 \times 300 \times 0.764 \times 152 \left(337.5 - \frac{0.764 \times 152}{2}\right) \\ + 1134.11 \times 354 (337.5 - 62.5)$$

$$Mn_{act} = 441620652.9 Nmm > Mn = 98066444 Nmm (oke)$$

$$C = 152 mm$$

$$0.375 \times d_{actual} = 0.375 \times 337.5 = 127 mm > C (oke)$$

Tabel 4. 38 Kontrol Mn actual Balok Kolektor

Tipe Balok	Momen	0.85.fc'.b.B1	As2.600-As1.fy	As2.d.600	X1,2 (mm)	fs' (Mpa)	Mn act (Nmm)	Mn (Nmm)	ket	0.375dact (mm)	ket
BK1	Negatif	9095	714492	-9.4E+08	285	383	1191983127	817567111.1	oke	149	oke
	Positif	9095	714492	-9.4E+08	285	383	1191983127	744330222.2	oke	149	oke
BK2	Negatif	9095	714492	-9.4E+08	285	383	1191983127	716115888.9	oke	149	oke
	Positif	9095	714492	-9.4E+08	285	383	1191983127	659189333.3	oke	149	oke
BK3	Negatif	9095	204141	-3.0E+08	170	379	737515516.6	146374777.8	oke	164	oke
	Positif	9095	204141	-3.0E+08	170	379	737515516.6	73187388.89	oke	164	oke
BK4	Negatif	9095	85059	-3.0E+08	176	387	758216365.3	157478666.7	oke	164	oke
	Positif	9095	374258	-3.7E+08	183	395	820967073.9	78739333.33	oke	164	oke
BK5	Negatif	7796	306211	-3.3E+08	187	352	513514570.8	202790233.3	oke	121	oke
	Positif	7796	306211	-3.3E+08	187	352	513514570.8	192377222.2	oke	121	oke
BK6	Negatif	9095	238164	-5.0E+08	222	397	951537073.7	376504333.3	oke	159	oke
	Positif	9095	527363	-5.8E+08	225	389	998580934.3	319152666.7	oke	158	oke
BK7	Negatif	7796	34023	-1.7E+08	146	344	401932744.9	142697000	oke	127	oke
	Positif	7796	323223	-2.3E+08	152	354	441620652.9	98066444	oke	127	oke
BK8	Negatif	7796	34023	-1.7E+08	146	344	401932744.9	120001444	oke	127	oke
	Positif	7796	323223	-2.3E+08	152	354	441620652.9	101805889	oke	127	oke

e. Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\begin{aligned} - \quad & \frac{1.4b_w d}{f_y} = \frac{1.4 \times 300 \times 337.5}{420} = 337.50 \text{ mm}^2 \\ - \quad & \frac{0.25\sqrt{fc'}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \times 300 \times 337.5 = 381.17 \text{ mm}^2 \\ - \quad & \rho = \frac{As}{bd} = \frac{1134.11}{300 \times 337.5} = 0.0112 < 0.025 (\text{oke}) \end{aligned}$$

f. Kontrol jarak tulangan tumpuan

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.6.4.

$$Cc = \text{tebal selimut} + \phi_{\text{sengkang}} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$fs = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ MPa}$$

$$S = 380 \left(\frac{280}{fs} \right) - 2.5 Cc = 380 \left(\frac{280}{280} \right) - 2.5 \times 53 = 247.5 \text{ mm} > 64 \text{ mm (oke)}$$

$$S = 300 \left(\frac{280}{fs} \right) = 300 \left(\frac{280}{280} \right) = 300 \text{ mm} > 64 \text{ mm (oke)}$$

g. Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 mengatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$Mu = 34.4199 KNm > \frac{1}{4} \times 128.4273 = 32.1068 KNm \text{ (oke)}$$

Karena Mu yang terjadi kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan.

$$Mu = 34.4199 KNm$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{34.4199}{0.9} = 38.244 KNm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{38.244 \times 10^6}{300 \times 337.5^2} = 1.119 Nmm$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 1.19}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0027$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.0027 < 0.003765$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0038.

- Tulangan tumpuan bawah

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 300 \times 337.5 = 381.167 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D19}} = \frac{381.167}{283.529} = 1.344 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As= 567.057mm²)**

- Tulangan tumpuan atas

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times 381.167 = 190.584 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{D19}} = \frac{190.584}{283.529} = 0.672 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur **2D19 (As= 567.057mm²)**

- Kontrol jarak tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar 2 batang tulangan adalah 25 mm, maka jarak tulangan yang direncanakan sebagai berikut:

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n\phi L - 2d' - 2\phi s}{n-1}$$

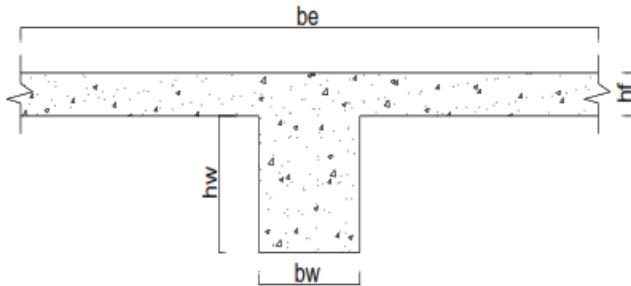
$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{300 - 2 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{2-1} = 156 > 25 \text{ mm (oke)}$$

Maka tulangan dipasang 1 lapis.

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Kolektor

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah
BK1	14D19	14D19	3D19	5D19
BK2	14D19	14D19	2D19	4D19
BK3	4D19	4D19	2D19	3D19
BK4	5D19	4D19	2D19	3D19
BK5	6D19	6D19	2D19	2D19
BK6	8D19	7D19	2D19	3D19
BK7	4D19	3D19	2D19	2D19
BK8	4D19	3D19	2D19	2D19

h. Kontrol balok T



Gambar 4. 20 Penampang Balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T seperti pada Gambar 4.15 lebar efektif disyaratkan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4}Lb = \frac{1}{4} \times 6000 = 1500\text{mm}$
- $be = bw + 8hf = 300 + 8 \times 120 = 1260\text{mm} (\text{menentukan})$
- $be = \frac{1}{2}(Lb - bw) = \frac{1}{2} \times (6000 - 300) = 2850\text{mm}$

$$As = 567.06\text{mm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85fc'be} = \frac{567.06 \times 420}{0.85 \times 40 \times 1260} = 5.56\text{mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.56}{0.764} = 7.27\text{mm} < 120\text{mm} (\text{Balok T palsu})$$

Sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.

$$a' = \frac{Asfy}{0.85fc'b} = \frac{567.06 \times 420}{0.85 \times 40 \times 300} = 23.35\text{mm}$$

$$Mn_{act} = Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 567.06 \times 420 \left(337.5 - \frac{23.35}{2} \right)$$

$$Mn_{act} = 77599899.04\text{Nmm} > Mn = 34136888.89\text{Nmm} (\text{oke})$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.35}{0.764} = 30.55\text{mm}$$

$$0.375 \times d_{actual} = 0.375 \times 337.5 = 126.563\text{mm} > C(\text{oke})$$

(Penampang tension controlled, asumsi benar)

i. Kontrol batas penulangan lapangan

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1 kontrol rasio tulangan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

As yang digunakan tidak boleh kurang dari:

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} bwd = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \times 300 \times 337.5 = 337.50\text{mm}^2$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari:

$$As_{min} = \frac{1.4bwd}{fy} = \frac{1.4 \times 300 \times 337.5}{420} = 381.167\text{mm}^2$$

Luas tulangan terkecil $567.057\text{ mm}^2 > 337.5\text{ mm}^2$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2
 - Momen positif maupun negatif yang bernilai kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan:

$$Mn^+ > \frac{1}{4} M_{max\ tumpuan} = 34.4199\text{KNm} > \frac{1}{4} \times 128.4273\text{KNm}$$

$$Mn^+ > \frac{1}{4} M_{max\ tumpuan} = 34.4199\text{KNm} > 32.10683\text{KNm}(\text{oke})$$

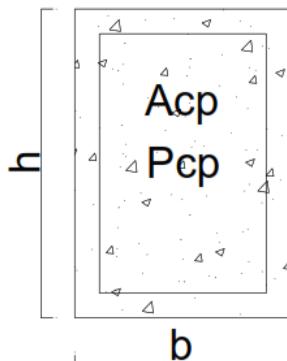
C. Perhitungan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI5

Tu : 50.0734 KNm

Vu : 94.8416 KN

a. Perhitungan luas dan keliling penampang



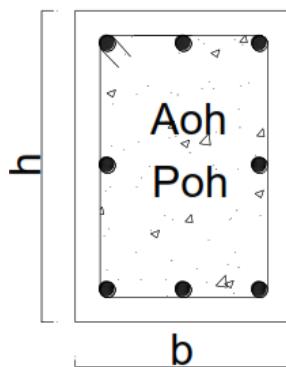
Gambar 4. 21 Luasan (Acp) dan Keliling (Pcp)

Acp = luas bruto penampang beton

$$Acp = b \times h = 300 \times 400 = 120000 \text{ mm}^2$$

Pcp = keliling bruto penampang beton

$$Acp = 2 \times (b + h) = 2 \times (300 + 400) = 1400 \text{ mm}$$



Gambar 4. 22 Luasan (Aoh) dan Keliling (Poh)

$$b_h = (b_{balok} - 2d_{decking} - \phi_{geser})$$

$$b_h = (300 - 2.40 - 13) = 207 \text{ mm}$$

$$h_h = (h_{balok} - 2d_{decking} - \phi_{geser})$$

$$h_h = (400 - 2.40 - 13) = 307 \text{ mm}$$

Aoh = luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang

$$Aoh = b_h \times h_h = 207 \times 307 = 63549 \text{ mm}^2$$

Poh = keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang

$$Poh = 2 \times (b_h + h_h) = 2 \times (207 + 307) = 1028 \text{ mm}$$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = keliling penampang total

λ = 1(beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0.75 (factor reduksi beban torsi) SNI 2847:2013 pasal 9

Torsi Kompabilitas:

$$Tu = \phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{40} \left(\frac{120000^2}{1400} \right) = 16.26 KNm$$

Karena nilai Torsi Kompabilitas lebih kecil daripada Torsi Kesetimbangan $Tu = 16.26 \text{ KNm}$ < $Tu = 50.0734 \text{ KNm}$ maka dipakai $Tu = 16.26 \text{ KNm}$.

Sehingga dapat dihitung:

$$Tu \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{fc'} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu \leq 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{120000^2}{1400} \right)$$

$$16263142.25 Nmm > 4049522.42 Nmm (\text{butuh tulangan torsi})$$

c. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1.7 \times Aoh^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0.66 \sqrt{fc'} \right)$$

Dimana:

$$Vc = 0.17 \sqrt{fc'} bwd = 0.17 \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 108861.41 N$$

Sehingga:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times Poh}{1.7 \times Aoh^2}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{94.41.6}{300 \times 337.5}\right)^2 + \left(\frac{16263000 \times 1028}{1.7 \times 63549^2}\right)^2} = 1.82N$$

$$\phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0.66\sqrt{fc'} \right)$$

$$0.75 \left(\frac{108861.41}{300 \times 337.5} + 0.66\sqrt{40} \right) = 3.937N$$

$1.902 < 3.94$ (oke)

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan traversal penahan torsi nilai Ao dapat diambil sama dengan $0.85Aoh$ dan nilai $\theta=45^\circ$

$$Ao = 0.85 \times Aoh = 0.85 \times 63549 = 54016.65mm^2$$

$$\phi Tn \geq Tu$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{S} \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{\phi 2A_o f_{yt}} \cot \theta = \frac{16263000}{0.75 \times 2 \times 54016.65 \times 420} \cot 45^\circ = 0.478 \frac{mm^2}{mm}$$

e. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$Al = \left(\frac{At}{S} \right) poh \left(\frac{fyt}{fy} \right) \cot^2 \theta$$

$$Al = (0.478) \times 1028 \times \left(\frac{420}{420} \right) \times \cot^2 45 = 491.28 \text{ mm}^2$$

$$Al_{\min} = \frac{0.42 \sqrt{fc'} Acp}{fy} - \left(\frac{At}{S} \right) poh \left(\frac{fyt}{fy} \right)$$

$$Al_{\min} = \frac{0.42 \sqrt{40} \times 120000}{420} - (0.478) \times 1028 \times \left(\frac{420}{420} \right) = 267.67 \text{ mm}^2$$

$A_{\text{longitudinal}}$ untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas dan 25% kebawah balok. Al torsi untuk kiri kanan=0.5x491.28= 245.64 mm². Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D19($As=567.057 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang. Berikut Tabel 4.40 adalah rekapitulasi penulangan torsi balok kolektor.

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Kolektor

Tipe Balok	Atas	Bawah	Kiri	Kanan	Total
BK1	D19	-	D19	D19	3
BK2	D19	-	D19	D19	3
BK3	D19	-	D19	D19	3
BK4	D19	-	D19	D19	3
BK5	-	-	D19	D19	2
BK6	-	D19	D19	D19	3
BK7	-	-	D19	D19	2
BK8	-	-	D19	D19	2

D. Perhitungan Tulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2.

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1.25 f_y .

+ akibat gempa ke kiri

M_{pr} Negatif

$$A_s = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$d_{actual} = 337.5 \text{ mm}$$

$$f_s' = 344 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = (A_s \times 1.25 f_y - A_s' \times 1.25 f_s') \left(d - \frac{d'}{2} \right) + A_s' \times 1.25 f_s' \times (d - d')$$

$$M_{pr1} = (1134.11 \times 1.25 \times 420 - 850.59 \times 1.25 \times 344) \left(337.5 - \frac{146 \times 0.764}{2} \right) \\ + 850.59 \times 1.25 \times 344 \times (337.5 - 62.5) = 165236465.6 \text{ Nmm}$$

Mpr Positif

$$As = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$As' = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$d = 337.50 \text{ mm}$$

$$a = 152 \times 0.76 = 115.52 \text{ mm}$$

$$fs' = 354 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.50 \text{ mm}$$

Mpr1

$$Mpr1 = (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d')$$

$$Mpr1 = (850.59 \times 1.25 \times 420 - 1134.11 \times 1.25 \times 354) \left(337.5 - \frac{115.52}{2} \right)$$

$$+ 1134.11 \times 1.25 \times 354 \times (337.5 - 62.5) = 122565431 Nmm$$

+ akibat gempa ke kanan

Mpr Negatif

$$As = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$As' = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$d = 337.50 \text{ mm}$$

$$a = 152 \times 0.76 = 115.52 \text{ mm}$$

$$fs' = 354 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.50 \text{ mm}$$

Mpr1

$$M_{pr1} = (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d')$$

$$M_{pr1} = (850.59 \times 1.25 \times 420 - 1134.11 \times 1.25 \times 354) \left(337.5 - \frac{115.52}{2} \right) \\ + 1134.11 \times 1.25 \times 354 \times (337.5 - 62.5) = 122565431 Nmm$$

Mpr Positif

$$As = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$As' = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$d_{actual} = 337.5 \text{ mm}$$

$$fs' = 344 \text{ MPa}$$

$$d' = 62.5 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = (As \times 1.25fy - As' \times 1.25fs') \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \times 1.25fs' \times (d - d')$$

$$M_{pr1} = (1134.11 \times 1.25 \times 420 - 850.59 \times 1.25 \times 344) \left(337.5 - \frac{146 \times 0.764}{2} \right) \\ + 850.59 \times 1.25 \times 344 \times (337.5 - 62.5) = 165236465.6 Nmm$$

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G (1.2D + L) = 35864.3N$$

-Akibat gempa ke kiri

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{165236465.6 Nmm + 122565431 Nmm}{6000 mm} - 35864.3N$$

$$V_{ekn} = 12102.68278N$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{165236465.6Nmm + 122565431Nmm}{6000mm} + 35864.3N$$

$$V_{ekn} = 83831.283N$$

-Akibat gempa ke kanan

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{165236465.6Nmm + 122565431Nmm}{6000mm} + 35864.3N$$

$$V_{ekn} = 83831.283N$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$$

$$V_{ekn} = \frac{165236465.6Nmm + 122565431Nmm}{6000mm} - 35864.3N$$

$$V_{ekn} = 12102.68278N$$

Gaya geser total yang menentukan, $V_e = 83831.28N$

- Perhitungan tulangan geser

Kuat geser beton($V_c=0$) seperti ygagn dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- Gaya geser akibat gempa $> 0.5 \times$ gaya geser total

Gaya geser total- $V_G > 0.5 \times 83831.28$

$47966.98N > 41915.64N$ (oke)

- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times f_c / 20$

$$5660.6N < 240000 \text{ N (oke)}$$

Dikarenakan dua syarat memenuhi, maka V_c dapat dianggap nol.

$\Phi = 0.75$ (factor reduksi beban torsi)(SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{83831.28}{0.75} - 0 = 111775N$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d_{actual}}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{3647.27}{420 \times 337.5} = 0.789$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0.789 + 0.478 = 1.266 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai Sengkang 2D13

$$Av = 2 \times 132.73 = 265.465 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265.465}{0.855} = 310.368 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

Dipakai **2D13-80mm**

Spasi penulangan geser sesuai SNI 21.5.3.2 harus memenuhi nilai terkecil dari:

$$S < 1/4d = 1/4 \times 337.5 = 84.375 \text{ mm}$$

$$S < 6\phi = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S < 150 \text{ mm}$$

Dan $S < 50\text{mm}$ dari permukaan komponen struktur

b. Penulangan geser lapangan

Tulangan geser di luar sendi plastis ($> 2h = 800\text{mm}$)

$$Vu_{2h} = 91110.7N$$

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc}b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 106726.87N$$

$$Vs \min = \frac{1}{3}\sqrt{fc}b_w d = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 300 \times 337.5 = 213453.74N$$

$$Vu \leq 0.5\phi Vc \text{ (tidak perlu penguatan geser)}$$

$$91110.7 \leq 40022.58N \text{ (tidak oke)}$$

$$0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc \text{ (perlu tulangan geser minimum)}$$

$$40022.58N \leq 91110.7N \leq 80045.15N \text{ (tidak oke)}$$

$$\phi Vc \leq Vu \leq \phi(Vc + Vs) \text{ (perlu tulangan geser, } S_{\min} = d/2)$$

$$80045.15N \leq 91110.7N \leq 240135.46N \text{ (oke)}$$

$$\phi(Vc + Vs) \leq Vu \leq \phi\left(\frac{2}{3}\sqrt{fc}b_w d\right) \text{ (perlu tulangan geser, } S_{\min} = d/4)$$

$$240135.46N \leq 91110.7N \leq 320180.61N \text{ (tidak oke)}$$

Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser minimum dengan $S_{\min} = d/2 = 337.5/2 = 168.75 \text{ mm} = 200\text{mm}$

Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

$$Vs = Vu - \phi Vc$$

$$Vs = 91110.7 - 80045.15 = 11065.55$$

Direncanakan Sengkang 2D13

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d_{actual}}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{11065.55}{420 \times 337.5} = 0.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0.08 + 0.478 = 0.56 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai Sengkang 2D13

$$Av = 2 \times 132.73 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265.46}{0.56} = 477.49 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Spasi penulangan geser sesuai SNI 21.5.3.4 untuk daerah lapangan:

$$S < 1/2d = 1/2 \times 337.5 = 168.75 \text{ mm}$$

Dipakai 2D13-150mm

Berikut Tabel 4.41 merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi.

Tabel 4.41 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Kolektor

Tipe Balok	Daerah Sendi Plastis	Daerah diluar Sendi Plastis
BK1	2D13-40	2D13-75
BK2	2D13-50	2D13-100
BK3	2D13-100	2D13-150
BK4	2D13-100	2D13-150
BK5	2D13-80	2D13-150
BK6	2D13-100	2D13-150
BK7	2D13-80	2D13-150

BK8	2D13-80	2D13-150
-----	---------	----------

c. Persyaratan Tulangan Transversal Elemen Kolektor

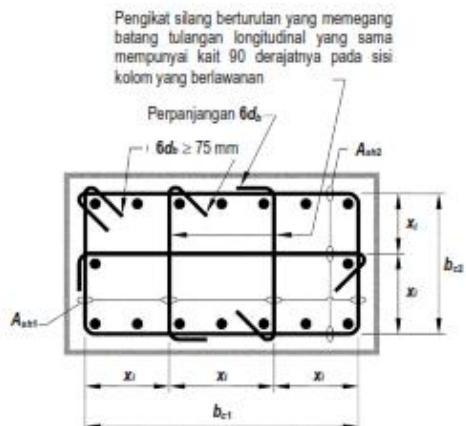
Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.11.7.5 Elemen-elemen kolektor dengan tegangan tekan melebihi $0.2f_c'$ harus mempunyai tulangan transversal yang memenuhi 21.9.6.4.(c) sepanjang Panjang elemen.

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2f_c'$$

$$\frac{128.4273 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 300 \times 400^2} + \frac{5660.6}{300 \times 400} > 0.2 \times 40$$

$$16.101 > 8 MPa$$

Maka digunakan persyaratan 21.9.4.(c). Tulangan balok kolektor ahrus diberi tulangan iakt seperti pada SNI 2847:2013 Gambar S21.6.4.2.



Dimensi x_i dari garis pusat ke garis pusat kaki-kaki pengikat tidak melebihi 350 mm. Rumus A_s yang digunakan dalam persamaan 21-2 diambil sebagai nilai terbesar dari x_i .

Gambar 4. 23 Contoh Tulangan Transversal

Spasi tulangan transversal sesuai dengan pasal 21.6.4.3 yaitu:

$$\text{a. } b/4 = 300/4 = 75\text{mm}$$

$$\text{b. } 6 \times dl = 6 \times 19 = 114\text{mm}$$

$$\text{c. } so = 100 + \frac{350 - 300}{3} = 116.67$$

Nilai So minimum sebesar 75 mm dipasang sepanjang elemen kolektor.

D. Perhitungan Panjang Penyaluran Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, Panjang penyaluran Ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$L_{dh} > 8d_b = 8 \times 19 = 152$$

$$L_{dh} > 150$$

$$L_{dh} > \frac{0.24 f_y d_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.24 \times 420 \times 19}{\sqrt{40}} = 302.82\text{mm}$$

Maka digunakan Ldh = 400mm masuk kedalam kolom, dengan Panjang kait 12.db = 1.2x19=228 mm=300mm.

Untuk memudahkan pengecoran dan pemasangan, tulangan pada joint balok-shearwall tidak ditekuk namun cukup disalurkan sepanjang ldh.

4.4.3 Perencanaan Tangga

a. Data Perencanaan Tangga

- Tinggi antar lantai : 400 cm

- Elevasi bordes : 200 cm
- Lebar bordes : 250 cm
- Panjang bordes : 150 cm
- Tinggi injakan (t) : 20 cm
- Lebar injakan (i) : 25 cm
- Lebar tangga : 125 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 20 cm
- Tebal pelat bordes (tb) : 20 cm
- Jumlah injakan ke bordes ($ni=h/t$) : $200/20 = 10$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes ($nt=ni-1$) : $10-1 = 9$ buah
- Panjang horizontal pelat tangga ($nixi$) : 250 cm
- Kemiringan tangga (arc tan α) : $\arctan \alpha \frac{200}{250} = 38.66^\circ$

Cek persyaratan

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$60 \leq (2 \times 20 + 25) \leq 65$$

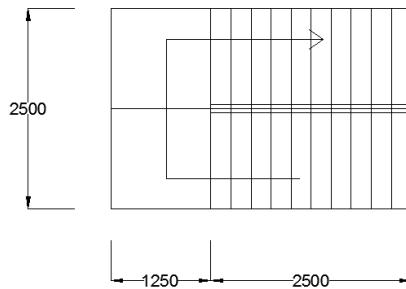
$$60 \leq 65 \leq 65 \text{ (oke)}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

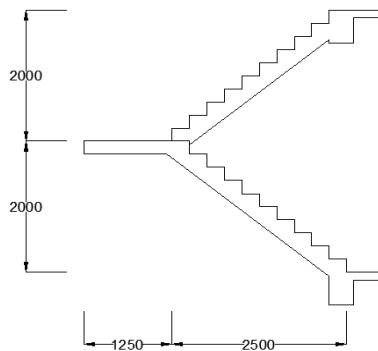
$$25^\circ \leq 38.66^\circ \leq 45^\circ \text{ (oke)}$$

- Tebal pelat rata-rata anak tangga (tr) : $\left(\frac{i}{2}\right) \sin(\alpha) = \left(\frac{25}{2}\right) \sin(38.66) = 7.81\text{cm}$
- Tebal pelat rata-rata (tp+tr) : $20 + 7.81 = 27.81\text{cm}$

Denah dan potongan tangga yang akan direncanakan dapat dilihat pada Gambar 4.18 dan Gambar 4.19.



Gambar 4. 24 Denah Tangga



Gambar 4. 25 Potongan Tangga

b. Pembebanan Tangga

Beban Tangga

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri pelat } \frac{tp + tr}{\cos(\alpha)} \times \gamma \times 1' = 854.70 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat tegel horizontal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat tegel vertikal} = 24 \text{ kg/m}$$

Berat spasi (2 cm) =2 x 21 kg/m	=	42 kg/m
Berat sandaran (Railing)	=	30 kg/m
Total Beban Mati (DL)	=	974.70 kg/m

Beban Hidup

Beban hidup pada tangga	=	307.734 kg/m
Total Beban Hidup (LL)	=	307.734 kg/m

Kombinasi Pembebatan**Beban Bordes****Beban Mati**

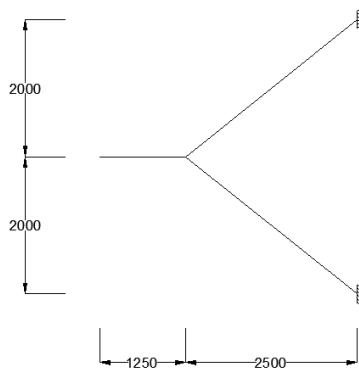
Berat sendiri bordes	=	480 kg/m
Berat tegel horizontal	=	24 kg/m
Berat spasi (2 cm) =2 x 21 kg/m	=	42 kg/m
Berat sandaran (Railing)	=	30 kg/m
Total Beban Mati (DL)	=	576 kg/m

Beban Hidup

Beban hidup pada tangga	=	307.734 kg/m
Total Beban Hidup (LL)	=	307.734 kg/m

Kombinasi Pembebatan**c. Perhitungan Gaya Batang**

Pada proses analisa struktur tangga menggunakan aplikasi alat bantu Etabs dengan mengasumsikan perlakuan tangga satu kesatuan jepit-jepit seperti Gambar 4.20.



Gambar 4. 26 Permodelan Struktur Tangga Pelat Tangga

Tabel 4. 42 Gaya Dalam Pelat Tangga

M11	M22	Vu
KNm/m	KNm/m	KNm
-13.588	-76.092	-33.654

Pelat Bordes

Tabel 4. 43 Gaya Dalam Pelat Bordes

M11	M22	Vu
KNm/m	KNm/m	KN
-37.187	-5.816	-36.552

d. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

Berikut merupakan data-data perencanaan pelat:

- Mutu Beton ($f'c$) = 40 MPa
- Mutu Baja (fy) = 420 MPa
- Berat Jenis Beton = 2400 kg/m³
- Diameter tulangan utama = 16 mm
- Diameter tulangan arah y = 10 mm
- Tebal pelat tangga = 200 mm
- Tebal pelat bordes = 200 mm
- Tebal selimut beton = 20 mm

- Tinggi efektif dx

$$dx = h - dc - 0.5\varphi$$

$$dx = 278.09 - 20 - 0.5 \times 16$$

$$dx = 250.09 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif dy

$$dy = h - dc - 0.5\varphi$$

$$dy = 200 - 20 - 16 - 0.5 \times 16$$

$$dy = 156 \text{ mm}$$

Untuk mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3 nilai β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.764 \geq 0.65$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan dalam SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.75 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.0364$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.02730$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) = \left(\frac{420}{0.85 \times 40} \right) = 12.353$$

- Penulangan Pelat Tangga

Tulangan Lentur Memanjang X

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{76.092 \times 10^6}{0.9} = 84546666.67 Nmm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{84546666.67}{1000 \times 172^2} = 2.858$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 2.858}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0071$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{\max}$ ($0.0038 < 0.0071 < 0.025$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0071

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0071 \times 1000 \times 172 = 1224.172 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D16}} = \frac{1224.172}{201.062} = 6.09 \approx 7 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 7 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{7} = 142.8 \approx 125 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan lentur **D16-125mm**

Tulangan Arah Melintang Pelat

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{13.588 \times 10^6}{0.9} = 15097777.78 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{15097777.78}{1000 \times 172^2} = 0.62$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.62}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00015$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.0015 < 0.0038$), maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0038

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 1000 \times 172 = 587.280 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D16}} = \frac{587.280}{201.062} = 2.92 \approx 3 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 3 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{3} = 333.33 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan lentur **D16-300mm**

Penulangan Susut

Tulangan susut untuk mutu baja 420 Mpa sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 dipakai $\rho=0.0018$.

$$As_{perlu} = \rho bd$$

$$As_{perlu} = 0.0018 \times 1000 \times 172$$

$$As_{perlu} = 309.60 \text{ mm}^2$$

$$A_{D10} = \frac{1}{4} \pi d^2$$

$$A_{D10} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$A_{D10} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As_{D10}} = \frac{309.60}{78.54} = 3.942 \approx 4 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 4 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2 spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan bagi **D10-250mm**

- **Penulangan Pelat Bordes**

Tulangan Lentur Y

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{37.187 \times 10^6}{0.9} = 41318888.89 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} = \frac{41318888.89}{1000 \times 156^2} = 1.40$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 1.40}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0034$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.0034 < 0.0038$) , maka diambil ρ_{pakai} sebesar 0.0038

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 1000 \times 172 = 647.51 mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D16}} = \frac{647.51}{201.062} = 3.22 \approx 4 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 4 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{4} = 250 mm$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 200 = 600 mm$$

$$s < 450 mm$$

Maka dipakai tulangan lentur **D16-250mm**

Arah melintang bordes (X)

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{5.816 \times 10^6}{0.9} = 6462222.22 Nmm$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6462222.22}{1000 \times 156^2} = 0.27$$

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

$$\rho = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.27}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00063$$

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ ($0.00063 < 0.0038$), maka diambil ρ_{paka} sebesar 0.0038

$$As_{perlu} = \rho bd = 0.0038 \times 1000 \times 156 = 587.28 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{As_{perlu}}{As_{D16}} = \frac{587.28}{201.062} = 2.921 \approx 3 \text{ buah}$$

Direncanakan menggunakan 3 tulangan tiap 1000 mm

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000}{3} = 333.3 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 syarat spasi tulangan adalah sebagai berikut:

$$s < 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan lentur **D16-300mm**

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Tangga

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur X	Lentur Y/Bagi	Susut
Pelat Tangga	D16-125	D16-300	D10-250
Pelat Bordes	D16-250	D16-300	-

4.4.4 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 2 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

Kolom 1 (lantai 1-6) : 85x75 cm

Kolom 2 (lantai 7-11) : 65x60 cm

Tebal decking : 40 mm

Mutu beton (F'_c) : 40 MPa

Mutu tulangan (F_y) : 420 MPa

4.4.4.1 Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 65x60 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 65x60cm yaitu:

P_{umax} = 1704.0417 KN

V_{umax} = 30.7037 KN

T_{umax} = 29.5641 KNm

Tabel 4. 45 Gaya Aksial dan Momen Kolom Lantai 7

Kombinasi Beban	Lokasi	P	M2	M3
		kN	kN-m	kN-m
1.4D	Bawah	1604.0	72.3	4.5
	Atas	1559.0	69.7	4.3
1.2D-1.0Ey+L Min	Bawah	1704.0	2.1	11.1
	Atas	1665.5	141.8	17.2

1.2D-1.0Ey+L Max	Bawah	1435.2	145.7	18.7
	Atas	1396.7	3.3	10.0
1.2D-1.0Ex+L Min	Bawah	1624.4	43.7	56.4
	Atas	1585.9	96.9	58.9
1.2D-1.0Ex+L Max	Bawah	1514.9	99.9	64.0
	Atas	1476.3	41.6	51.8
1.2D+1.6L+0.5R	Bawah	1686.5	77.7	3.7
	Atas	1648.0	74.9	3.5
0.9D-1.0Ey Min	Bawah	1165.5	27.4	12.0
	Atas	1136.6	117.3	16.4
0.9D-1.0Ey Max	Bawah	896.8	120.3	17.8
	Atas	867.8	27.8	10.8
0.9D-1.0Ex Min	Bawah	1085.9	18.4	57.3
	Atas	1057.0	72.4	58.1
0.9D-1.0Ex Max	Bawah	976.4	74.5	63.1
	Atas	947.5	17.1	52.6

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq Ag \times fc' / 10$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi seagai berikut:

- Dimensi Penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300mm.
600 mm > 300mm (oke)
- Rasio dimensi besar dari 0.4
Rasio b/h = 60/65 = 0.92 > 0.4 (oke)

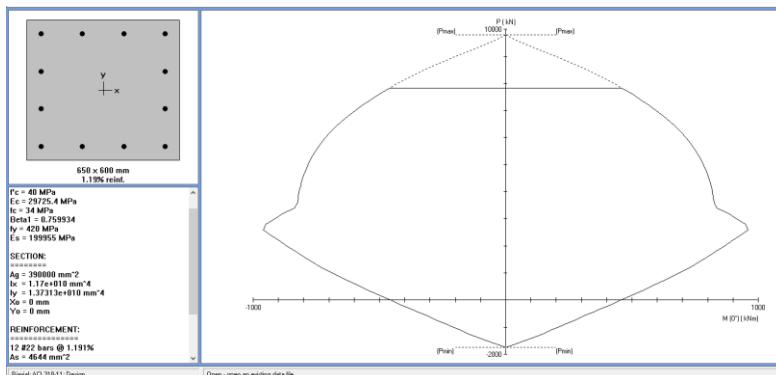
Dari hasil program bantu Etabs didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1704.04 KN.

$$1704.04 \text{ KN} > 650 \times 600 \times 40 / 10 \times 10^{-3}$$

$1704.04 \text{ KN} > 1560 \text{ KN}$ (oke)

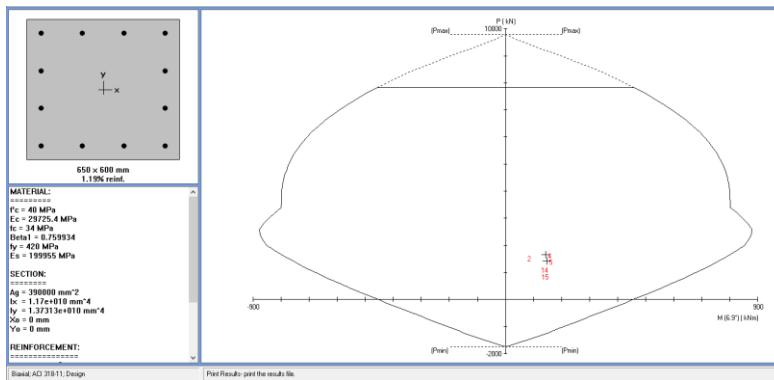
4.4.4.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penyalungan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom seperti pada Gambar 4.27.



Gambar 4. 27 Output SpColumn Design Biaxial Kolom 65/60

Dari hasil SpColumn Design diatas, didapat tulangan longitudinal yang dapat diaplikasi adalah 12D22. Pada Investigasi direncanakan menggunakan tulangan 12D22. Berikut Gambar 4.28 adalah output SpColumn Investigation kolom 65x60.



Gambar 4. 28 Output SpColumn Investigation Biaxial Kolom
65/60

Tabel 4. 46 Output P-M Atas dan Bawah

No.	P _u kN	M _{ux} kNm	M _{uy} kNm	PhiM _n x kNm	PhiM _n y kNm
1	1604.00	72.30	4.50	791.96	49.29
2	1559.00	69.70	4.30	784.25	48.38
3	1704.00	2.10	11.10	161.35	852.87
4	1665.50	141.80	17.20	795.30	96.47
5	1435.20	145.70	18.70	754.64	96.86
6	1396.70	3.30	10.00	252.30	764.55
7	1624.40	43.70	56.40	450.50	581.42
8	1585.90	96.90	58.90	631.62	383.93
9	1514.90	99.90	64.00	617.06	395.32
10	1476.30	41.60	51.80	455.59	567.29
11	1686.50	77.70	3.70	807.90	38.47
12	1648.00	74.90	3.50	801.43	37.45
13	1165.50	27.40	12.00	653.39	286.15
14	1136.60	117.30	16.40	699.43	97.79
15	896.80	120.30	17.80	650.68	96.28
16	867.80	27.80	10.80	613.09	238.18
17	1085.90	18.40	57.30	228.82	712.57
18	1057.00	72.40	58.10	546.03	438.18
19	976.40	74.50	63.10	530.73	449.52
20	947.50	17.10	52.60	223.18	686.52

Dari Tabel 4.46 didapat nilai Momen Balok sebesar:

$$\phi M_n = 795.3 \text{ KNm} > M_u = 141.8 \text{ KNm} (\text{oke})$$

4.4.4.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.

$$A_{st} = 4561.59 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 390000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi oleh program bantu PCACol didapat tulangan longitudinal 12D22, dengan rasio tulangan sebesar 1.19%.

$$0.01A_g < A_{st} < 0.06A_g$$

$$3900 \text{ mm}^2 < 4561.59 \text{ mm}^2 < 23400 \text{ mm}^2 \text{ (oke)}$$

4.4.4.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \times \phi (0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1704041.7 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 390000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 4561.59 \text{ mm}^2$$

Sehingga nilai P_n :

$$\phi P_n = 0.8 \times \phi (0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

$$\phi P_n = 0.8 \times 0.65 (0.85 \times 40 (390000 - 4561.59) + 420 (4561.59))$$

$$\phi P_n = 8730419.908 N > P_u = 1704041.7 N \text{ (oke)}$$

4.4.4.5 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1.

Tabel 4. 47 Output P-M Kolom Atas dan Bawah $f_s = 1.25 f_y$

No.	P _u kN	M _{ux} kNm	M _{uy} kNm	PhiM _{nx} kNm	PhiM _{ny} kNm
1	1604.00	72.30	4.50	867.14	53.97
2	1559.00	69.70	4.30	859.88	53.05
3	1704.00	2.10	11.10	173.34	916.21
4	1665.50	141.80	17.20	866.91	105.15
5	1435.20	145.70	18.70	829.09	106.41
6	1396.70	3.30	10.00	273.29	828.14
7	1624.40	43.70	56.40	452.27	583.71
8	1585.90	96.90	58.90	643.85	391.36
9	1514.90	99.90	64.00	631.83	404.77
10	1476.30	41.60	51.80	462.75	576.21
11	1686.50	77.70	3.70	883.09	42.05
12	1648.00	74.90	3.50	876.99	40.98
13	1165.50	27.40	12.00	714.92	313.11
14	1136.60	117.30	16.40	778.78	108.88
15	896.80	120.30	17.80	735.19	108.78
16	867.80	27.80	10.80	683.49	265.53
17	1085.90	18.40	57.30	252.59	786.60
18	1057.00	72.40	58.10	572.04	459.05
19	976.40	74.50	63.10	557.17	471.91
20	947.50	17.10	52.60	247.56	761.51

$$F_s = 1.25 \times f_y = 1.25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

$$L_n = 4000 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = 883.09 \text{ KNm}$$

$$M_{pr2} = 876.99 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{M_{pr1} + M_{pr1}}{Ln}$$

$$V_{ex} = \frac{883.09 + 876.99}{4000} = 244.456 \text{ KN} > Vu = 30.704 \text{ KN} (\text{oke})$$

4.4.4.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 ujung-ujung kolom sepanjang Lo harus dikekang oleh tulangan transversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai dengan syarat SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

- a. Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis:

Jarak Tulangan Maksimum:

$$\text{- } \frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 650 = 162.5 \text{ mm}$$

$$\text{- } 6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$\text{- } 100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$$

$$S = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$S = 100 + \left(\frac{350 - \left(0.5 \times \left(650 - 2 \times \left(40 + \frac{16}{2} \right) \right) \right)}{3} \right) = 124.33 \text{ mm}$$

Digunakan jarak tulangan didaerah sendi plastis 100 mm.

Ashmin sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil"

$$b_{cx} = 650 - 2 \left(40 + \frac{1}{2} \times 16 \right) = 554 \text{ mm}$$

$$h_{cx} = 600 - 2 \left(40 + \frac{1}{2} \times 16 \right) = 504 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2ts) \times (h - 2ts) = 296400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s \times b_c \times fc'}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \times \frac{100 \times 554 \times 40}{420} \left[\frac{390000}{296400} - 1 \right] = 499.850 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s \times b_c \times fc'}{f_{yt}}$$

$$A_{shx} = 0.09 \times \frac{100 \times 554 \times 40}{420} = 474.857 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 4D16-110

$$A_{sh} = 804.248 \text{ mm}^2 > 499.850 \text{ mm}^2 \text{ (oke)}$$

b. Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5 sisa panjang kolom si luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari:

- $6 \times db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

- 150 mm

Dipakai s sebesar. Maka dipasang tulangan 4D16-150

4.4.4.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 pengaruh puntir untuk struktur no-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen punter kurang dari:

$$\phi 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

Diketahui:

$$Pu = 1704.0417 \text{ KN}$$

$$Tu = 30.7037 \text{ KNm}$$

$$Ag = 390000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2600 \text{ mm}$$

$$Tn = \phi 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$$

$$Tn = 0.65 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{40} \times \left(\frac{390000^2}{2500} \right) \sqrt{1 + \frac{1704.0417 \times 10^3}{0.33 \times \sqrt{40}}}$$

$$Tn = 7.458 \times 10^{10} \text{ Nmm} > Tu = 30.7037 \times 10^6 \text{ Nmm} (\text{oke})$$

Maka, tulangan torsi diabaikan.

4.4.4.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \times \Sigma M_{nb}$$

Dimana adalah momen kapasitas kolom dan merupakan momen kapasitas balok. M_{nc} dicari dari gaya aksial terfaktor yang dihasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat Strong Column Weak Beam. Kemudian didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan Strong Column weak Beam.

Dari program bantu SpColumn didapatkan nilai $\phi M_{nc} = 880.04 \text{ KNm}$.

Menghitung M_{nb} (Balok BI2 300x400)

$$\text{As Atas 3D19} = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Bawah 2D19} = 567.06 \text{ mm}^2$$

$$d = 337.5 \text{ mm}$$

Besarnya M_{nb+} :

$$a = \frac{Asfy}{0.85fc'b} = \frac{850.59 \times 420}{0.85 \times 40 \times 300} = 35.02 \text{ mm}$$

$$M_{nb(+)} = As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 850.59 \times 420 \times \left(337.5 - \frac{35.02}{2} \right) \\ = 114314475.1 \text{ Nmm} = 114.31 \text{ KNm}$$

Besarnya M_{nb-} :

$$a = \frac{Asfy}{0.85fc'b} = \frac{567.06 \times 420}{0.85 \times 40 \times 300} = 23.35 \text{ mm}$$

$$M_{nb(-)} = As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 567.06 \times 420 \times \left(336 - \frac{23.35}{2} \right) \\ = 77599899.04 \text{ Nmm} = 77.6 \text{ KNm}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \times \Sigma M_{nb}$$

$$880.04 \geq 1.2 \times (114.31 + 77.6)$$

$$880.04 \text{ KNm} \geq 230.297 \text{ KNm} (\text{oke})$$

4.4.4.9 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang

digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B Panjang minimum sambungan lewatan dalam 1.3 ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besar ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Kr=0 untuk penyerdehanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Dimana:

$$\psi_t = 1 \text{ (situasi lainnya)}$$

$$\psi_e = 1 \text{ (tulangan tanpa pelapis)}$$

$$\psi_s = 1 \text{ (tulangan D22)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton biasa)}$$

$$d = 22 \text{ mm}$$

Nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter:

$$C1 = 67 \text{ mm}$$

$$C2 = 133.33 \text{ mm}$$

$$C_{\text{pakai}} = 67 \text{ mm}$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

$$l_d = \left(\frac{420}{1.1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{67+0}{22} \right)} \right) \times 22 = 436.11 \text{ mm}$$

$$1.3l_d = 1.3 \times 436.11 = 566.94 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 600 mm.

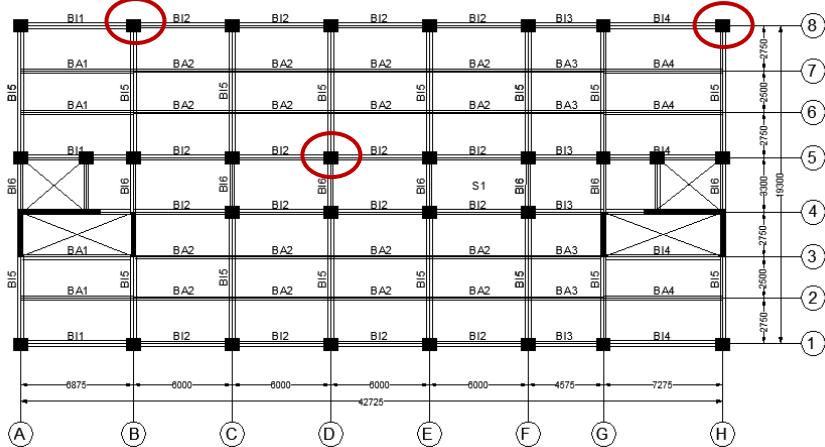
4.5.4.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Dengan cara perhitungan yang samaa dengan perencanaan kolom diatas, maka didapatkan hasil perencanaan kolom seperti pada Tabel 4.48.

Tabel 4. 48 Rekapitulasi Tulangan Kolom

Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal		Tulangan Torsi	Panjang sambungan lewatan (mm)
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis		
Kolom 85x75	20D22	4D16-100	4D16-125	-	600
Kolom 65x60	12D22	4D16-100	4D16-125	-	600

4.4.5 Hubungan Balok Kolom



Gambar 4. 29 Denah Peninjauan Hubungan Balok Kolom

Pada perencanaan ini akan dicontohkan perhitungan hubungan balok kolom tengah yaitu pada kolom D5 arah sumbu X. Dimana dimensi balok sumbu X adalah 300x400 dengan panjang bentang 6000mm seperti pada Gambar 4.29.

a. Mengecek syarat Panjang Joint

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

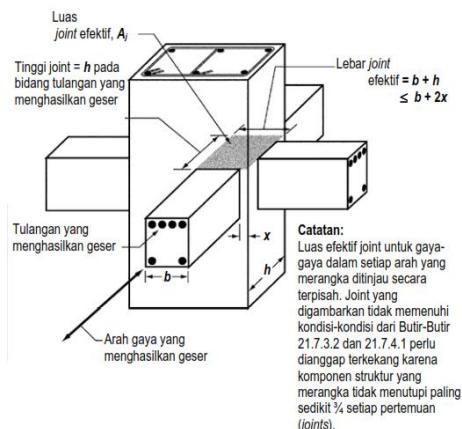
$$b = 650 \text{ mm}$$

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

$$20 \times db = 20 \times 19 \text{ mm} = 380 \text{ mm} < 650 \text{ mm} (\text{oke})$$

b. Menentukan luas efektif joint

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1 A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif seperti pada Gambar 4.30.



Gambar 4. 30 Luas Joint Efektif

$$B = 300 \text{ mm}$$

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

$$x = \frac{(600 - 300)}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 600 \text{ mm}$$

Lebar efektif merupakan nilai terkecil dari:

$$b + h = 300 + 600 = 900 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 300 + 2 \times 150 = 600 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$A_j = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

c. Menghitung tulangan transversal untuk confinement

Untuk joint interior jumlah tulangan *confinement* setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan *confinement* diijinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2).

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.5 \times \frac{A_{sh}}{S} = 0.5 \frac{804.248}{100} = 4.021 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$A_{sh} = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804.248}{4.021} = 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan **4D16-100mm.**

d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 144692597.21 \text{ Nmm}$$

$$M_{prb2} = 102733653.13 \text{ Nmm}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$Me = 0.5(M_{prb1} + M_{prb2})$$

$$Me = 0.5(144692597.21 + 102733653.13) = 123713125.2 \text{ Nmm}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$V_{sway} = \frac{Me + Me}{l}$$

$$V_{sway} = \frac{2 \times 123713125.2}{4000} = 61856.56 \text{ N}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1 hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1.25fy.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$As \text{ balok kiri } 3D19=850.586 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = As \times 1.25 fy$$

$$T_1 = 850.586 \times 1.25 \times 420 = 446557.76N$$

2. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kanan

$$As \text{ balok kanan } 3D19=850.586 \text{ mm}^2$$

$$T_2 = As \times 1.25 fy$$

$$T_2 = 850.586 \times 1.25 \times 420 = 446557.76N$$

3. Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} Vj &= (T_1 + T_2) - V_{sway} \\ &= (446557.7608 + 446557.7608) - 61856.56 \\ &= 831258.96N \end{aligned}$$

e. Cek Kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1 untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Vn &= 1.7 \times \sqrt{f'c} \times Aj \\ &= 1.7 \times \sqrt{40} \times 360000 \\ &= 3870627.856N \end{aligned}$$

$$fVn = 0.75 \times 3870627.856$$

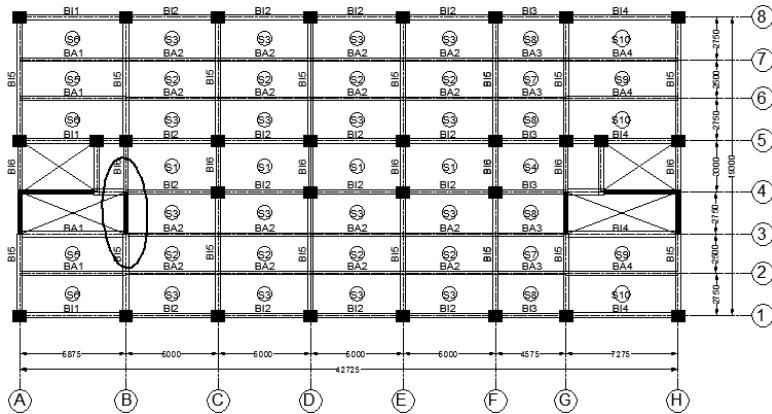
$$fVn = 2902970.89N > Vj = 831258.96N \text{ (oke)}$$

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom

Kolom tepi 2 joint															
Kolom	sumbu X							sumbu Y							
	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	ket
K1	193	193	447	0	447	4269	3202	275	276	744	0	744	4838	3629	oke
k2	193	193	447	0	447	2732	3202	275	276	744	0	744	2960	3629	oke
Kolom tepi 3 joint															
Kolom	sumbu X							sumbu Y							
	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	ket
K1	193	193	447	447	893	4269	3202	275	276	744	0	744	4838	3629	oke
k2	193	193	447	447	893	2732	3202	275	276	744	0	744	2960	3629	oke
Kolom tengah 4 joint															
Kolom	sumbu X							sumbu Y							
	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	Mprb1 (KNm)	Mprb2 (KNm)	T1 (KN)	T2 (KN)	Vj (KN)	Vn (KN)	ϕVn (KN)	ket
K1	145	103	447	447	893	6048	4536	275	276	744	447	1191	6854	5141	oke
k2	145	103	447	447	893	3871	4536	275	276	744	447	1191	4193	5141	oke

4.4.6 Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi dinding geser arah x dan dinding geser arah y. Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser arah y Pier I kiri pada as B3-B4.



Gambar 4. 31 Denah Dinding Geser

4.4.6.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

- Tinggi dinding (hw) : 4000 mm
- Tebal dinding (h) : 250 mm
- Panjang dinding (lw) : 2750 mm
- Mutu beton (f'_c) : 40 MPa
- Mutu Tulangan (Fy) : 420 MPa
- Tebal decking : 40 mm

Tulangan Longitudinal : 22 mm

Tulangan Transversal : 16 mm

Gaya Aksial P : 5620.2577 KN

Momen M : 4237.7967 KNm

Gaya Geser V : 420.5692 KN

4.5.6.2 Kontrol Ketebalan Dinding Geser

Syarat ketebalan dinding geser diatur didalam SNI 2847:2013 pasal 14.5.3. Ketebalan dinding geser tidak boleh kurang dari:

- $300mm \geq H/25 = 4000/25 = 160mm$ (oke)
- $300mm \geq L/25 = 2750/25 = 110mm$ (oke)

Sehingga, ketebalan shealwall setebal 250 mm sudah memenuhi persyaratan.

4.4.6.3 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga:

$$\phi P_n = 0.55 \phi f_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0.55 \times 0.75 \times 40 \times (250 \times 2750) \times \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 4000}{32 \times 250} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 11343.183KN > P_u = 5620.2577KN$$

4.4.6.3 Kontrol Dimensi Penampang terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$.

$$Acv = lw \times t = 2.75 \times 0.3 = 0.756250m^2$$

$$Vu < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$Vu < 0.83 \times 687500 \times \sqrt{40}$$

$$420.5692KN < 3608.95KN \text{ (oke)}$$

4.4.6.4 Perhitungan Jumlah Lapis Tulangan yang dibutuhkan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2 dimana sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{fc'}$.

$$Vu > 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{fc'}$$

$$420.5692 > 0.17 \times 687500 \times \sqrt{40}$$

$$420.5692 > 739.1824KN \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

4.4.6.5 Perhitungan Kuat Geser yang disumbangkan Beton

$$D = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 2750 = 2200\text{mm}$$

$$Vcl = 0.27 \times \lambda \times \sqrt{fc'} \times h \times d + \frac{Pu \times d}{4 \times l_w}$$

$$Vcl = 0.27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 250 \times 2200 + \frac{5620.2577 \times 10^3 \times 2200}{4 \times 2750}$$

$$Vcl = 2063248.01$$

$$V_{c2} = \left(0.05\lambda\sqrt{fc'} + \frac{lw \left(0.1\lambda\sqrt{fc'} + 0.2 \frac{Pu}{lwh} \right)}{\frac{Mux}{Vux} - \frac{lw}{2}} \right) hd$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \times 1 \times \sqrt{40} + \frac{2750 \times \left(0.1 \times 1 \times \sqrt{40} + 0.2 \frac{5620.2577 \times 10^3}{2750 \times 250} \right)}{\frac{4237.7967 \times 10^6}{420.5692 \times 10^3} - \frac{2750}{2}} \right) 275 \times 2200$$

$$V_{c2} = 568060.41N$$

Sehingga V_c pakai = 568060.41N

4.4.6.6 Perhitungan Tulangan Transversal dan Longitudinal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh lebih dari:

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 550mm$$

$$s \leq 3h = 750mm$$

$$s \leq 450mm = 450mm$$

a. Menghitung tulangan transversal untuk menehan geser

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{420.5692 \times 10^3}{0.75} - 568060.41 \times 10^3 = -7301.475N$$

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan $s=125mm$

$$Avt = 402.12mm^2$$

$$Vs = \frac{Avt.fy.d}{100} = \frac{402.12 \times 420 \times 2200}{125} = 2972499.571N$$

Kontrol rasio tulangan minimum:

$$\rho_t = \frac{Avt}{t \times s} = \frac{402.12}{250 \times 100} = 0.013$$

b. Menghitung tulangan longitudinal untuk menahan geser

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

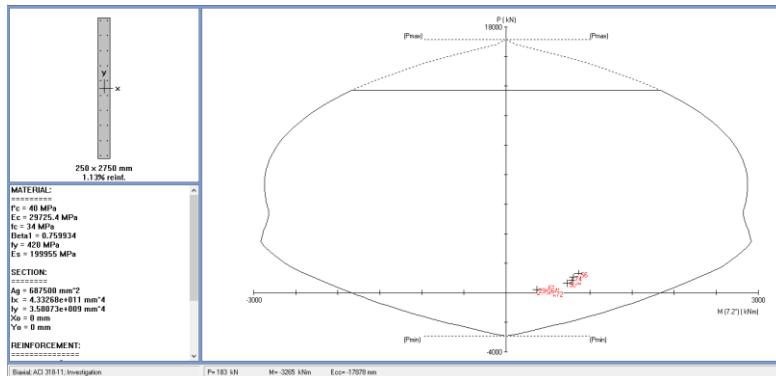
$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{4000}{2200} \right) (0.013 - 0.0025)$$

$$\rho_n = 0.023$$

$$Av = \rho_n \cdot h \cdot s_1 = 0.023 \times 250 \times 150 = 862.51 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal menggunakan 3D22(Avl= 1140.398 mm²)

c. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur dapat dilihat pada Gambar 4.32



Gambar 4. 32 Diagram Interaksi P-M pada Shearwall
4.4.6.7 Kuat Geser Nominal Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1 α_c adalah 0.25 jika $hw/lw \leq 1.5$ dan α_c adalah 0.17 jika $hw/lw \geq 2$.

$$\frac{hw}{tw} = \frac{44}{2.75} = 16 > 2, \alpha_c = 0.17$$

$$\phi Vn = A_{cv} \left[\alpha_c \sqrt{fc'} + \rho_n fy \right]$$

$$\phi Vn = 0.55 \times 687500 \times \left[0.17 \times \sqrt{40} + 0.016 \times 420 \right]$$

$$\phi Vn = 5402.366N > 420.5692N \text{ (oke)}$$

4.4.6.8 Kontrol dan Desain Element Pembatas

1. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (Displacement Method) dimana element pembatas diperlukan apabila:

$$c \geq \frac{lw}{600(\delta u / hw)}, (\delta u / hw) \text{ tidak boleh kurang dari } 0.007$$

Nilai δu adalah nilai displacemenr pada alantai tertinggi pada masiang-masing arah. Dari hasil analisa struktur menggunakan ETABS didapatkan nilai δu yaitu sebesar 344mm, sehingga:

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{29.34}{4000} = 0.0073 > 0.007 \text{ maka, digunakan } 0.0073$$

$$\frac{lw}{600(\delta u / hw)} = \frac{2750}{600(0.0073)} = 624.86mm$$

Dari Output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 1009 mm

$$c \geq \frac{lw}{600(\delta u / hw)} = 654.76 \text{ mm} < 1009 \text{ mm} (\text{butuh elemen pembatas})$$

Karena c yang dihasilkan oleh gaya dalam hasil analisa struktur lebih besar dari yang disyaratkan, sehingga leg atau pier harus diperkuat dengan elemen pembatas.

2. Menentukan Panjang Elemen Pembatas

Dari perhitungan diatas, pier tersebut harus diberi boundary element. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4 boundary element harus dipasang horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari $(c - 0.1lw)$ dan $c / 2$.

$$(c - 0.1lw) = (1009 - 0.1 \times 2750) = 734 \text{ mm}$$

$$c / 2 = 1009 / 2 = 504.5 \text{ mm}$$

Sehingga element pembatas harus dipasang minimal sejauh 800 mm.

4.5 Perencanaan Dengan SFRC

4.5.1 Perencanaan Balok dan Pelat

4.5.1.1 Data Perencanaan:

Untuk perhitungan diambil contoh balok induk BI2 dengan data perencanaan dari perhitungan menggunakan struktur beton bertulang konvensional sebagai berikut:

- B = 300 mm
- H = 400 mm
- d = 337.5 mm
- D Lentur = 19 mm
- D Sengkang = 13 mm

F _{c'}	= 40 MPa
F _y	= 420 MPa
V _f	= 0.25%
L _f	= 35 mm
D _f	= 0.55 mm
M _u	= 70.353 KNm (Momen sesuai dengan desain beton bertulang konvensional)

a. Menghitung Kuat Tarik Beton

Menurut RILEM TC-162-TDF (2003) pasal 2.2 Kuat tarik beton dihitung menggunakan rumus berikut:

$$f_{fctm} = 0.3 \left(f_{fck} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ dengan } f_{fck} \text{ merupakan kuat tekan beton silinder (f'c').}$$

$$\text{Sehingga, } f_{fctm} = 0.3 \left(40 \right)^{\frac{2}{3}} = 3.509 \text{ MPa}$$

b. Kuat Tekan Rata-Rata Beton

Sesuai dengan EN 1992 Eurocode 2 “Design of Concrete Structure” untuk menentukan nilai kuat tekan rata-rata beton pada umur 28 hari dihitung sebagai berikut:

$$f_{cm} = f_{ck,cy} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 40 + 8 = 48 \text{ MPa}$$

c. Modulus Elastisitas Beton

Modulus elastisitas Beton dihitung dengan persamaan berikut (EN 19992):

$$Ec = 9500 \left(f_{fcm} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Ec = 9500 \left(48 \right)^{\frac{1}{3}} = 34525.29 MPa$$

d. Kuat Tarik Lentur Sisa (Residual Flexural Tensile Strength)

Perencanaan ini menggunakan data hasil splitting test dengan mengasumsikan pendekatan hasil, mengacu pada Thesis “Design of Fibre Reinforced Concrete Beams and Slabs” oleh Ammar Abid dan Kenneth B. Franzen dengan data sebagai berikut:

$$Lz = 100 \text{ mm}$$

$$Hz = 100 \text{ mm}$$

$$Bz = 100 \text{ mm}$$

$$a = 25 \text{ mm}$$

$$hsp = hz - a = 100 - 25 = 75 \text{ mm}$$

$$Vf = 0.25\%$$

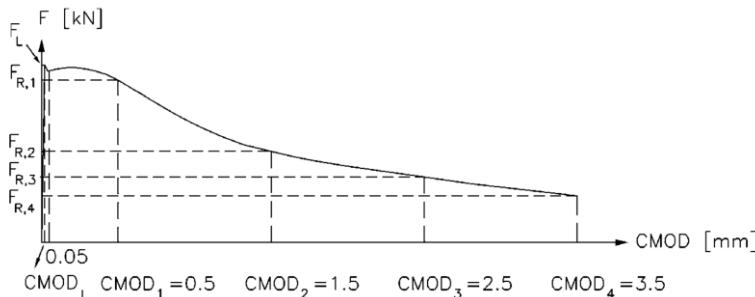
Didapat nilai gaya:

$$F1 = 1900 \text{ N} \quad (\text{CMOD} = 0.5 \text{ mm})$$

$$F4 = 1400 \text{ N} \quad (\text{CMOD} = 3.5 \text{ mm})$$

$$F3 = 1600 \text{ N} \quad (\text{CMOD} = 2.5 \text{ mm})$$

dimana CMOD (Crack Mouth of Opening Displacement) adalah besarnya bukaan yang terjadi pada saat diberi gaya. Grafik diagram hubungan Gaya dan besarnya CMOD dapat dilihat pada Gambar 4.33.



Gambar 4. 33 Diagram Gaya dan CMOD

$$f_{Ri} = \frac{3F_{Ri}L}{2bh_{sp}^2} \quad (\text{RILEM persamaan 7})$$

- **Menghitung Kuat Tarik Lentur Residu pada saat Service Limit State (SLS)**

$$f_{R1} = \frac{3 \times 1900 \times 100}{2 \times 300 \times 75^2} = 0.169 \text{ MPa}$$

Diketahui nilai faktor fiber dari data fiber $\eta_f=0.49$ dan nilai faktor efektivitas fiber dalam beton $\eta=0.54$. Sehingga nilai Kuat Tarik Lentur Residu pada saat SLS adalah:

$$f_{R1.beam} = f_{R1} \frac{\eta b.beam}{\eta b.exp} = 0.169 \frac{0.54}{0.49} = 0.186 \text{ MPa}$$

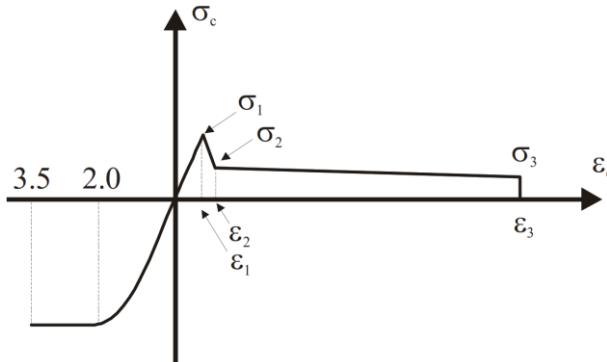
- **Menghitung Kuat Tarik Lentur Residu pada saat Ultimate Limit State (ULS)**

$$f_{R4} = \frac{3 \times 1400 \times 100}{2 \times 300 \times 75^2} = 0.1244 \text{ MPa}$$

$$f_{R4.beam} = f_{R4} \frac{\eta b.beam}{\eta b.exp} = 0.1244 \frac{0.54}{0.49} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$f_{R3} = \frac{3F_3 l_s}{2b h_{sp}^2} = \frac{3 \times 1600 \times 6000}{2 \times 300 \times 75^2} = 8.533 \text{ MPa}$$

4.5.1.2 Analisa Penampang



Gambar 4. 34 Diagram Tegangan-Regangan SFRC
Sesuai dengan RIIEM TC 162-TDF dicari nilai-nilai regangan dan regangan sebagai berikut:

$$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm} (1.6 - d)$$

Dimana:

$$d = 0.3375 \text{ m} \text{ (tinggi efektif)}$$

$$H = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$f_{ctm} = 3.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 0.7 \times 3.509 \times (1.6 - 0.3375) = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R1,beam} k_h$$

Dimana:

$$K_h = 1.0 - 0.6 \times \frac{h(cm) - 12.5}{47.5} [12.5 \leq h \leq 60cm]$$

$$K_h = 1.0 - 0.6 \times \frac{40 - 12.5}{47.5} = 0.653 [12.5 \leq 40 \leq 60cm] (oke)$$

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R1.beam} k_h = 0.45 \times 0.186 \times 0.653 = 0.055 MPa$$

$$\sigma_3 = 0.37 f_{R4.beam} k_h = 0.37 \times 0.137 \times 0.653 = 0.033 MPa$$

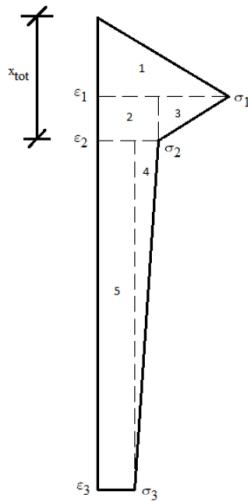
$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_{cm}} = \frac{3.10}{34525.29} = 8.98 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0.1\%_{oo} = 8.98 \times 10^{-5} + 0.1\%_{oo} = 0.00019$$

$$\varepsilon_3 = 0.025$$

a. Detail daerah blok tegangan tarik dan sumbu netral

Nilai regangan dan regangan yang didapatkan diplot sehingga dapat diketahui area blok tegangan tarik beton SFRC seperti pada contoh Gambar 4.35.



Gambar 4. 35 Detail Area Block Tegangan Tarik

$$p_1 = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} = \frac{8.98 \times 10^{-5}}{0.025} = 0.0036$$

$$p_2 = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_3} = \frac{0.000189 - 8.98 \times 10^{-5}}{0.025} = 0.004$$

$$p_3 = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_2}{\varepsilon_3} = \frac{0.025 - 0.000189}{0.025} = 0.9924$$

$$A_1 = \frac{1}{2} p_1 \sigma_1 = \frac{1}{2} \times 0.0036 \times 3.10 = 0.0056 MPa$$

$$A_2 = p_2 \sigma_2 = 0.004 \times 0.055 = 0.00022 MPa$$

$$A_3 = \frac{1}{2} p_2 (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{1}{2} \times 0.004 \times (3.10 - 0.055) = 0.0061 MPa$$

$$A_4 = \frac{1}{2} p_3 (\sigma_2 - \sigma_3) = \frac{1}{2} \times 0.9924 \times (0.055 - 0.033) = 0.0107 MPa$$

$$A_5 = p_3 \sigma_3 = 0.9924 \times 0.033 = 0.0329 MPa$$

$$A_{tot} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

$$A_{tot} = 0.0056 + 0.00022 + 0.0061 + 0.0107 + 0.0329 = 0.0554 MPa$$

Atot adalah Area total tegangan tarik SFRC yaitu senilai 0.0406 MPa

b. Sumbu Netral untuk setiap area:

$$x_1 = \frac{2}{3} p_1 = \frac{2}{3} \times 0.0036 = 0.0024$$

$$x_2 = \frac{1}{2} p_2 = \frac{1}{2} \times 0.004 = 0.002$$

$$x_3 = \frac{1}{3} p_2 = \frac{1}{3} \times 0.004 = 0.00133$$

$$x_4 = \frac{1}{3} p_3 = \frac{1}{3} \times 0.9924 = 0.3308$$

$$x_5 = \frac{1}{2} p_3 = \frac{1}{2} \times 0.9924 = 0.4962$$

c. Sumbu netral Block Tegangan Stress

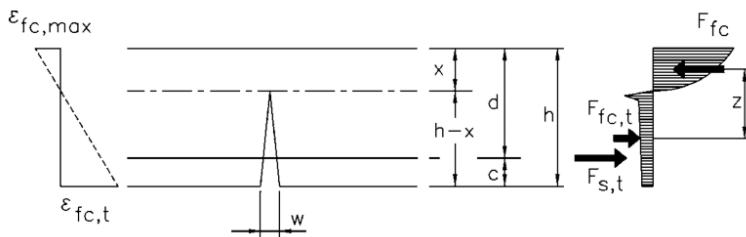
$$\bar{x} \cdot A_{tot} = A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5$$

$$\bar{x} = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5}{A_{tot}} = 0.3584$$

Nilai $\bar{x} = 0.3584$ adalah persentasi titik pusat zona tarik pada tinggi total blok tegangan tarik

4.5.1.3 Momen Kuat Tarik Lentur

Mencari Momen Ultimate SFRC dapat dilihat dari diagram tegangan seperti pada Gambar 4.36 sesuai RILEM TC 162-TDF, dimana berbeda dengan desain beton bertulang konvensional dalam mencari momen lentur tarik dihitung hanya akibat dari tulangan tarik saja sedangkan untuk desain beton fiber dihitung akibat dari tulangan tarik dan kuat tarik dari beton fiber.



Gambar 4. 36 Element SFRC dengan Tulangan Tarik

$$M_{uRd} = A_s f_{sy} \left(d - \frac{x}{2} \right) + F_{fc,t} (h - x) bz$$

Dimana:

M_{uRd} : momen ultimate

A_s : luas tulangan

f_{sy} : kuat leleh tulangan

d : kedalaman efektif

x : jarak titik teratas balok ke garis netral

β_x : jarak titik teratas balok ke titik tekan

$F_{fc,t}$: Resultan gaya tarik sisa steel fiber

h : tinggi balok

b : lebar balok

z : lengan internal $z = [\beta_x + x_T (h - x)]$

x_T : pusat gravitasi zona tarik untuk tegangan serat, diberikan sebagai persentasi tinggi total balok

Untuk perhitungan dimisalkan terlebih dahulu jumlah tulangan dalam perhitungan ini dimisalkan dengan menggunakan 3 buah tulangan D19. Dengan prinsip ketimbangan gaya maka dicari nilai garis netral ke titik teratas balok

$$C = T$$

$$\frac{2}{3}b \cdot x_u \cdot f_{cm} = f_{sy} \cdot A_s + \sigma_m \cdot b(h - x_u)$$

$$x_u = \frac{f_{sy} A_s + \sigma_m b h}{\frac{2}{3} b f_{cm} + \sigma_m b}$$

$$x_u = \frac{420 \times (2 \times 1/4 \times \pi \times 19^2) + 0.0554 \times 300 \times 400}{\frac{2}{3} \times 300 \times 48 + 0.0554 \times 300} = 25.458 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.57$$

$$M_{uRd} = A_s f_{sy} \left(d - \frac{x}{2} \right) + F_{fc,t} (h - x) b z$$

$$M_{uRd} = f_{sy} A_s (d - \beta x_u) + \sigma_m (h - x_u) b [\beta x_u + \bar{x} (h - x_u)]$$

$$M_{uRd} = 420 \times (2 \times 1/4 \times \pi \times 19^2) \times (337.5 - 0.57 \times 25.458)$$

$$+ 0.0554 \times (400 - 25.458) \times 300$$

$$\times [0.57 \times 25.458 + 0.3584 \times (400 - 25.458)]$$

$$M_{uRd} = 77850879 \text{ Nmm} = 77.85 \text{ KNm} > Mu = 70.353 \text{ KNm}$$

Dari perhitungan diatas dengan tulangan 2D19 mampu menghasilkan momen yang lebih besar dari dari momen rencana. Apabila hasilnya tidak mencukupi maka dilakukan penambahan jumlah tulangan. Untuk mempermudah perhitungan dilakukan *trial and error* menggunakan program bantu Microsoft Excel untuk mendapatkan jumlah tulangan yang dibutuhkan untuk mencapai Momen yang telah ditetapkan pada perencanaan desain beton

bertulang konvensional. Kemudian dihitung persentasi reduksi tulangan yang dapat terjadi. Dilakukan perhitungan yang sama untuk jenis balok dan pelat.

Tabel 4. 50 Reduksi Tulangan Tarik Tumpuan Balok Induk

Tabel 4. 51 Reduksi Tulangan Tarik Lapangan Balok Induk

Tabel 4. 52 Reduksi Tulangan Tarik Tumpuan Balok Kolektor

Tabel 4. 53 Reduksi Tulangan Tarik Lapangan Balok Kolektor

Tabel 4. 54 Reduksi Tulangan Pelat Lantai arah X

Tabel 4. 55 Reduksi Tulangan Pelat Lantai arah Y

Tabel 4. 56 Reduksi Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

Tipe Pelat	B (mm)	H (mm)	MRd (Nmm)	Mu (Nmm)	n tul SFRC	n RC	% reduksi
Tangga X	1000	200	83144956	76092000	6	8	25%
Tangga Y	1000	200	38981948	13588000	3	4	25%
Bordes Y	1000	200	42736451	37187000	3	4	25%
Bordes X	1000	200	38683048	5816000	3	4	25%
Rata-rata reduksi							25%

Dari Tabel perhitungan didapatkan rata-rata reduksi tulangan lentur pada balok induk adalah **13%**, untuk balok kolektor **26.5%**, sedangkan rata-rata tulangan lentur pada pelat lantai **35,5%** dan rata-rata reduksi tulangan tangga sebesar **25%**. Hal ini disebabkan karena kebutuhan tulangan yang tereduksi dipengaruhi oleh As tulangan (diameter tulangan) dan n tulangan.

4.5.1.4 Gaya Geser

Desain daya tahan geser balok dengan tulangan geser dan mengandung steel fiber:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd}$$

V_{cd} : daya tahan geser tanpa tulangan geser

V_{wd} : kontribusi stirrups atau tulangan miring pada daya tahan geser

V_{fd} : daya tahan geser akibat adanya steel fiber

a. Gaya Geser Tanpa Tulangan Geser

$$V_{cd} = \left[0.12k \left[100\rho_1 f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15\sigma_{cp} \right] bd$$

Dimana:

k : adalah faktor efek besar

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{337.5}} = 1.77 \leq 2$$

ρ : rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{(2 \times 1/4 \times \pi \times 19^2)}{300 \times 337.5} = 0.0056 \leq 2\%$$

$$\sigma_{cp} \text{ Gaya tekan } \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \leq 2\%$$

Dimana:

N_{sd} : gaya longitudinal akibat beban atau prestress

$\sigma_{cp} = 0$ karena tidak adanya gaya longitudinal

$$V_{cd} = \left[0.12k \left[100\rho_1 f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15\sigma_{cp} \right] bd$$

$$V_{cd} = \left[0.12 \times 1.77 \times \left[100 \times 0.0056 \times 40 \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 \times 0 \right] 300 \times 337.5$$

$$V_{cd} = 60617N = 60.617KN$$

b. Gaya Geser akibat Steel Fiber

$$V_{fa} = 0.7k_f k_1 \tau_{fd} bd$$

Dimana k sesuai persamaan $k_1 = k$

τ_{fd} : peningkatan kekuatan geser akibat steel fiber

$$\tau_{fd} = 0.12f_{Rk,4} = 0.12 \times 0.1244 = 0.0149 MPa$$

k_f : faktor kontribusi sayap pada T section

$$k_f = 11 + n \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \text{ dan } k_f \leq 1.5$$

Dimana:

h_f : tinggi sayap

b_f : lebar sayap

b_w : lebar badan

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ dan } n \leq \frac{3b_w}{h_f}$$

$h_f=0$ karena balok merupakan balok T Palsu sehingga nilai $k_f=1$

$$V_{fd} = 0.7k_f k_1 \tau_{fd} bd$$

$$V_{fd} = 0.7 \times 1 \times 1.77 \times 0.0149 \times 300 \times 337.5$$

$$V_{fd} = 1873.2N = 1.873KN$$

$$V_{cd} + V_{fd} = 60617 + 1873.2 = 62491N < Vu = 63265N$$

c. Gaya Geser akibat Tulangan Geser/Sengkang

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{yw} d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Dengan:

s : jarak antara tulangan geser $s_{max}=0.75d$ (EN 1992)

$S_{max} = 0.75 \times 337.5 = 253.125$ mm, diambil $s=250$ mm

α : sudut tulangan geser 90°

f_{ywd} : kuat leleh tulangan geser $f_y=420$ Mpa

A_{sw} : luas tulangan geser direncanakan 2D13

$$A_{sw} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265.465 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{yw} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{wd} = \frac{265.465}{250} \times 0.9 \times 337.5 \times 420 \times (1 + \cot 90) \sin 90$$

$$V_{wd} = 135467N = 135.47KN$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd}$$

$$V_{Rd} = 60617 + 1873.2 + 135467 = 197957 \text{ KN} > Vu = 63265 \text{ KN}$$

Dilakukan perhitungan seperti diatas untuk menghitung tulangan geser balok tipe lainnya.

Tabel 4. 57 Tulangan Geser Balok Induk Tumpuan

Tipe Balok	b (mm)	h (mm)	Vu (N)	Vcd (N)	Vfd (N)	Vcd+Vfd	ket	n tul SFRC	Vwd (N)	V tot (N)	ket	n tul RC	% reduksi
BI1	350	500	72660	86585	2348	2299.6	oke	12	146337	235222	oke	35	66%
BI2	300	400	63265	60617	1923	1873.2	not oke	12	135467	197957	oke	38	68%
BI3	300	400	45518	60617	1923	1873.2	oke	10	135467	197957	oke	29	66%
BI4	350	500	74541	86585	2348	2299.6	oke	13	146337	235222	oke	37	65%
BI5	350	500	145556	95299	2348	2299.6	not oke	7	146337	243936	oke	20	65%
BI6	300	400	62475	69390	1923	1873.2	oke	7	135467	206729	oke	21	67%
Rata-rata reduksi												66%	

Tabel 4. 58 Tulangan Geser Balok Induk Lapangan

Tabel 4. 59 Tulangan Geser Balok Kolektor Tumpuan

Tipe Balok	b (mm)	h (mm)	Vu (N)	Vcd (N)	Vfd (N)	Vcd+ Vfd	ket	n tul SFRC	Vwd (N)	V tot (N)	ket	n tul RC	% reduksi
BK1	350	500	607636	132708	2299.6	132708	not oke	10	487791	622799	oke	23	56%
BK2	350	500	460752	132708	2299.6	132708	not oke	9	337702	472709	oke	23	62%
BK3	350	500	72148	86585	2299.6	86585	oke	11	146337	235222	oke	34	67%
BK4	350	500	74862	86585	2299.6	86585	oke	12	146337	235222	oke	36	67%
BK5	300	400	147044	92035	1873.2	87426	not oke	7	135467	224765	oke	21	68%
BK6	350	500	172959	120070	2299.6	120070	not oke	9	146337	268707	oke	26	67%
BK7	300	400	94842	76373	1873.2	76373	not oke	12	135467	213713	oke	38	68%
BK 8	300	400	93005	76373	1873.2	76373	not oke	9	135467	213713	oke	29	68%
Rata-rata reduksi													65%

Tabel 4. 60 Tulangan Geser Balok Kolektor Lapangan

Dari Tabel perhitungan didapatkan rata-rata reduksi tulangan geser pada balok induk adalah **55,5%** sedangkan untuk balok kolektor rata-rata reduksi tulangan geser pada balok induk adalah **51%**.

4.6 Perbandingan Volume dan Harga

Dalam analisa perbandingan penulangan balok dan pelat didapatkan kebutuhan tulangan masing-masing balok dan pelat yang berbeda-beda. Setelah didapatkan kebutuhan tulangan pada masing-masing balok dan pelat maka selanjutnya dilakukan analisa harga dari besi tulangan, beton and steel fiber yang diperlukan masing-masing untuk desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton bertulang Konvensional (RC).

Berikut adalah daftar harga material:

Harga Beton (fc=40 MPa) : Rp 916,404 /m³

Harga Besi Tulangan ulir : Rp 14,579 /kg

Harga Steel Fiber : Rp 16,000 /kg

Dari Tabel perhitungan perbandingan volume dan harga pada balok dan pelat didapatkan bahwa rata-rata reduksi harga pada balok induk adalah senilai **15%**, pada balok kolektor senilai **13%**, pada pelat lantai rata-rata reduksi harga adalah **12%** sedangkan pada pelat tangga reduksi harga sebesar **20%**. Sehingga rata-rata reduksi harga pada balok adalah sebesar **14%** dan pada pelat sebesar **16%**.

Tabel 4. 61 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Balok Induk

Tipe Balok	Item	RC		SFRC	Harga	Perbandingan Harga
		Volume	Harga	Volume		
		m3	Rp	mm3		
BI1	Tulangan Lentur	0.01072	Rp1,226,958	0.00975	Rp 1,115,417	15%
	Tulangan Geser	0.01203	Rp1,376,630	0.00489	Rp 559,985	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00301	Rp 377,781	
	Beton (brutto)	1.18038	Rp1,081,701	1.18548	Rp 1,086,377	
	Total Harga RC		Rp3,685,289		Rp 3,139,560	
BI2	Tulangan Lentur	0.00766	Rp 876,109	0.00680	Rp 778,764	19%
	Tulangan Geser	0.00952	Rp1,088,981	0.00394	Rp 450,613	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00180	Rp 226,080	
	Beton (brutto)	0.70283	Rp 644,076	0.70746	Rp 648,317	
	Total Harga RC		Rp2,609,166		Rp 2,103,774	
BI3	Tulangan Lentur	0.00519	Rp 593,807	0.00519	Rp 593,807	16%
	Tulangan Geser	0.00755	Rp 863,675	0.00328	Rp 375,511	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00137	Rp 172,386	
	Beton (brutto)	0.53626	Rp 491,435	0.53916	Rp 494,086	

	Total Harga RC		Rp1,948,917		Rp 1,635,791	
BI4	Tulangan Lentur	0.01134	Rp1,298,345	0.01031	Rp 1,180,314	14%
	Tulangan Geser	0.01284	Rp1,469,961	0.00550	Rp 629,983	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00318	Rp 399,761	
	Beton (brutto)	1.24894	Rp1,144,530	1.25412	Rp 1,149,284	
	Total Harga RC		Rp3,912,836		Rp 3,359,343	
BI5	Tulangan Lentur	0.01366	Rp1,563,292	0.01248	Rp 1,427,734	11%
	Tulangan Geser	0.01248	Rp1,427,734	0.00571	Rp 653,316	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00350	Rp 439,600	
	Beton (brutto)	1.37386	Rp1,259,015	1.37832	Rp 1,263,094	
	Total Harga RC		Rp4,250,040		Rp 3,783,744	
BI6	Tulangan Lentur	0.00468	Rp 535,400	0.00468	Rp 535,400	14%
	Tulangan Geser	0.00541	Rp 619,593	0.00246	Rp 281,633	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00099	Rp 124,344	
	Beton (brutto)	0.38591	Rp 353,648	0.38787	Rp 355,446	
	Total Harga RC	0.01072	Rp1,508,640		Rp 1,296,824	
Rata-rata harga tereduksi						15%

Tabel 4. 62 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Balok Kolektor

Tipe Balok	Item	RC		SFRC	Harga	Perbandingan Harga
		Volume	Harga	Volume		
		m ³	Rp	mm ³		
BK1	Tulangan Lentur	0.00957	Rp1,095,136	0.01090	Rp 1,247,239	2%
	Tulangan Geser	0.00754	Rp 863,310	0.00489	Rp 559,985	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00082	Rp 103,031	
	Beton (brutto)	0.31101	Rp 285,013	0.31151	Rp 285,472	
	Total Harga RC		Rp2,243,460		Rp 2,195,727	
BK2	Tulangan Lentur	0.01097	Rp1,254,945	0.01161	Rp 1,328,766	8%
	Tulangan Geser	0.00734	Rp 839,978	0.00387	Rp 443,322	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00100	Rp 125,011	
	Beton (brutto)	0.37982	Rp 348,069	0.38165	Rp 349,741	
	Total Harga RC		Rp2,442,991		Rp 2,246,840	
BK3	Tulangan Lentur	0.01267	Rp1,450,042	0.01072	Rp 1,226,958	17%
	Tulangan Geser	0.01203	Rp1,376,630	0.00489	Rp 559,985	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00301	Rp 377,781	

	Beton (brutto)	1.17843	Rp1,079,914	1.18450	Rp 1,085,483	
	Total Harga RC		Rp3,906,586		Rp 3,250,208	
BK4	Tulangan Lentur	0.01444	Rp1,652,439	0.01134	Rp 1,298,345	18%
	Tulangan Geser	0.01284	Rp1,469,961	0.00550	Rp 629,983	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00318	Rp 399,761	
	Beton (brutto)	1.24584	Rp1,141,695	1.25309	Rp 1,148,339	
	Total Harga RC		Rp4,264,095		Rp 3,476,429	
BK5	Tulangan Lentur	0.00541	Rp 619,593	0.00749	Rp 856,640	12%
	Tulangan Geser	0.00749	Rp 856,640	0.00246	Rp 281,633	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00099	Rp 124,344	
	Beton (brutto)	0.38310	Rp 351,075	0.38506	Rp 352,874	
	Total Harga RC		Rp1,827,308		Rp 1,615,491	
BK6	Tulangan Lentur	0.01489	Rp1,703,546	0.01414	Rp 1,618,368	12%
	Tulangan Geser	0.00938	Rp1,073,305	0.00387	Rp 443,322	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00230	Rp 288,488	
	Beton (brutto)	0.89449	Rp 819,711	0.89844	Rp 823,333	
	Total Harga RC		Rp3,596,561		Rp 3,173,510	
BK7	Tulangan Lentur	0.00936	Rp1,070,800	0.00851	Rp 973,455	18%

	Tulangan Geser	0.00952	Rp 1,088,981	0.00394	Rp 450,613	
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00180	Rp 226,080	
	Beton (brutto)	0.70113	Rp 642,517	0.70576	Rp 646,758	
	Total Harga RC		Rp 2,802,298		Rp 2,296,906	
BK8	Tulangan Lentur	0.00713	Rp 816,485	0.00649	Rp 742,259	
	Tulangan Geser	0.00755	Rp 863,675	0.00328	Rp 375,511	18%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00137	Rp 172,386	
	Beton (brutto)	0.53432	Rp 489,652	0.53786	Rp 492,898	
	Total Harga RC		Rp 2,169,812	0.01090	Rp 1,783,054	
Rata-rata harga tereduksi						13%

Tabel 4. 63 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Pelat Lantai

Tipe Balok	Item	RC		SFRC	Harga	Perbandingan Harga
		Volume	Harga	Volume		
		m ³	Rp	mm ³		
S1	Tulangan Lentur	0.01945	Rp 2,226,002	0.00867	Rp 992,331	11%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00548	Rp 746,064	
	Beton (brutto)	2.35655	Rp 2,159,551	2.17711	Rp 2,163,987	
	Total Harga RC		Rp 4,385,554		Rp 3,902,381	
S2	Tulangan Lentur	0.01649	Rp 1,887,585	0.00778	Rp 889,862	12%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00450	Rp 565,200	
	Beton (brutto)	1.78351	Rp 1,634,413	1.78772	Rp 1,638,278	
	Total Harga RC		Rp 3,521,998		Rp 3,093,340	
S3	Tulangan Lentur	0.01684	Rp 1,926,910	0.00822	Rp 940,422	10%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00495	Rp 621,720	
	Beton (brutto)	1.96316	Rp 1,799,050	1.96683	Rp 1,802,413	
	Total Harga RC		Rp 3,725,960		Rp 3,364,555	
S4	Tulangan Lentur	0.01201	Rp 1,374,229	0.00575	Rp 658,295	9%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00377	Rp 474,062	

	Beton (brutto)	1.49774	Rp 1,372,537	1.50022	Rp 1,374,811	
	Total Harga RC		Rp 2,746,766		Rp 2,507,168	
S5	Tulangan Lentur	0.02293	Rp 2,623,856	0.01071	Rp 1,226,032	11%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00681	Rp 854,865	
	Beton (brutto)	2.69957	Rp 2,473,900	2.70498	Rp 2,478,855	
	Total Harga RC		Rp 5,097,756		Rp 4,559,752	
S6	Tulangan Lentur	0.02172	Rp 2,485,882	0.00982	Rp 1,123,563	16%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00516	Rp 647,625	
	Beton (brutto)	2.04078	Rp 1,870,178	2.04753	Rp 1,876,361	
	Total Harga RC		Rp 4,356,060		Rp 3,647,549	
S7	Tulangan Lentur	0.01159	Rp 1,325,916	0.00531	Rp 607,735	11%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00343	Rp 430,965	
	Beton (brutto)	1.36091	Rp 1,247,147	1.36376	Rp 1,249,754	
	Total Harga RC		Rp 2,573,064		Rp 2,288,454	
S8	Tulangan Lentur	0.01201	Rp 1,374,229	0.00575	Rp 658,295	9%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00377	Rp 474,062	
	Beton (brutto)	1.49774	Rp 1,372,537	1.50022	Rp 1,374,811	
	Total Harga RC		Rp 2,746,766		Rp 2,507,168	

S9	Tulangan Lentur	0.02408	Rp 2,755,537	0.01118	Rp 1,279,176	17%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00546	Rp 685,305	
	Beton (brutto)	2.15842	Rp 1,977,987	2.16587	Rp 1,984,809	
	Total Harga RC		Rp 4,733,524		Rp 3,949,290	
S10	Tulangan Lentur	0.02445	Rp 2,798,233	0.01162	Rp 1,329,736	14%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00600	Rp 753,836	
	Beton (brutto)	2.37630	Rp 2,177,650	2.38313	Rp 2,183,909	
	Total Harga RC		Rp 4,975,883		Rp 4,267,481	
Rata-rata harga tereduksi						12%

Tabel 4. 64 Perbandingan Volume dan Harga Desain SFRC dan RC Pelat Tangga

Tipe Balok	Item	RC		SFRC	Harga	Perbandingan Harga
		Volume	Harga	Volume		
		m3	Rp	mm3		
Tangga	Tulangan Lentur	0.01458	Rp 1,668,266	0.00603	Rp 690,317	35%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00156	Rp 196,250	
	Beton (brutto)	0.61042	Rp 559,394	0.61741	Rp 565,793	
	Total Harga RC		Rp 2,227,660		Rp 1,452,360	
Bordes	Tulangan Lentur	0.01005	Rp 1,150,528	0.00754	Rp 862,896	5%
	Steel Fiber	0.00000	Rp -	0.00156	Rp 196,250	
	Beton (brutto)	0.61495	Rp 563,540	0.61590	Rp 564,411	
	Total Harga RC		Rp 1,714,068		Rp 1,623,557	
Rata-rata harga tereduksi						20%

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dengan menggunakan mutu beton f_c' 40 MPa, mutu baja f_y 420 MPa dan diameter tulangan yang sama pada Desain Struktur Beton Bertulang Konvensional/RC serta dengan penambahan Steel Fiber sebanyak 0.25% untuk desain Steel Fiber Reinforced Concrete dapat disimpulkan bahwa:

1. Dengan penambahan Steel Fiber sebanyak 0.25% dapat mereduksi tulangan tarik lentur sebesar $\pm 13\%$ untuk balok induk dan $\pm 26.5\%$ untuk balok kolektor.
2. Pada pelat lantai tulangan lentur dapat tereduksi sebesar $\pm 35.5\%$ sedangkan pelat tangga sebesar 25%. Dengan catatan memperhitungkan syarat jarak antar tulangan pelat pada SFRC maximum sebesar 450mm.
3. Reduksi tulangan geser pada balok induk didapatkan sebesar $\pm 55.5\%$ sedangkan untuk balok kolektor sebesar $\pm 51\%$. Dengan menggunakan syarat jarak tulangan geser sesuai ENV 1992-1-1: Eurocode 2.
4. Perbandingan Harga Desain SFRC dan RC pada balok induk tereduksi didapatkan sebesar $\pm 15\%$ dan pada balok kolektor $\pm 13\%$. Sedangkan reduksi harga rata-rata pada pelat lantai adalah $\pm 12\%$ dan pelat tangga sebesar $\pm 20\%$. Sehingga dapat disimpulkan desain balok maupun pelat menggunakan desain beton SFRC lebih efisien dibandingkan dengan struktur beton bertulang konvensional.
5. Pengaruh serat baja untuk tulangan lentur pada beton bertulang lebih dapat terlihat pada pelat dibandingkan pada balok. Sedangkan pada balok lebih terlihat pengaruh reduksi tulangan geser daripada tulangan lentur. Hal ini dipengaruhi oleh dimensi tulangan yang digunakan lebih kecil.

5.2 Saran

1. Perlu perhitungan lebih lanjut tentang desain SFRC dengan aspek-aspek lain yang berbeda seperti volume rasio steel fiber, bentuk steel fiber dan lain-lain untuk dapat melihat lebih lanjut pengaruh penambahan fiber pada beton.
2. Dalam mendesain dibutuhkan data yang lebih akurat.
3. Perbandingan perlu memakai code atau peraturan yang lebih relevan agar mendapatkan hasil yang lebih nyata.
4. Pada desain bangunan perlu dipikirkan kemudahan aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik.

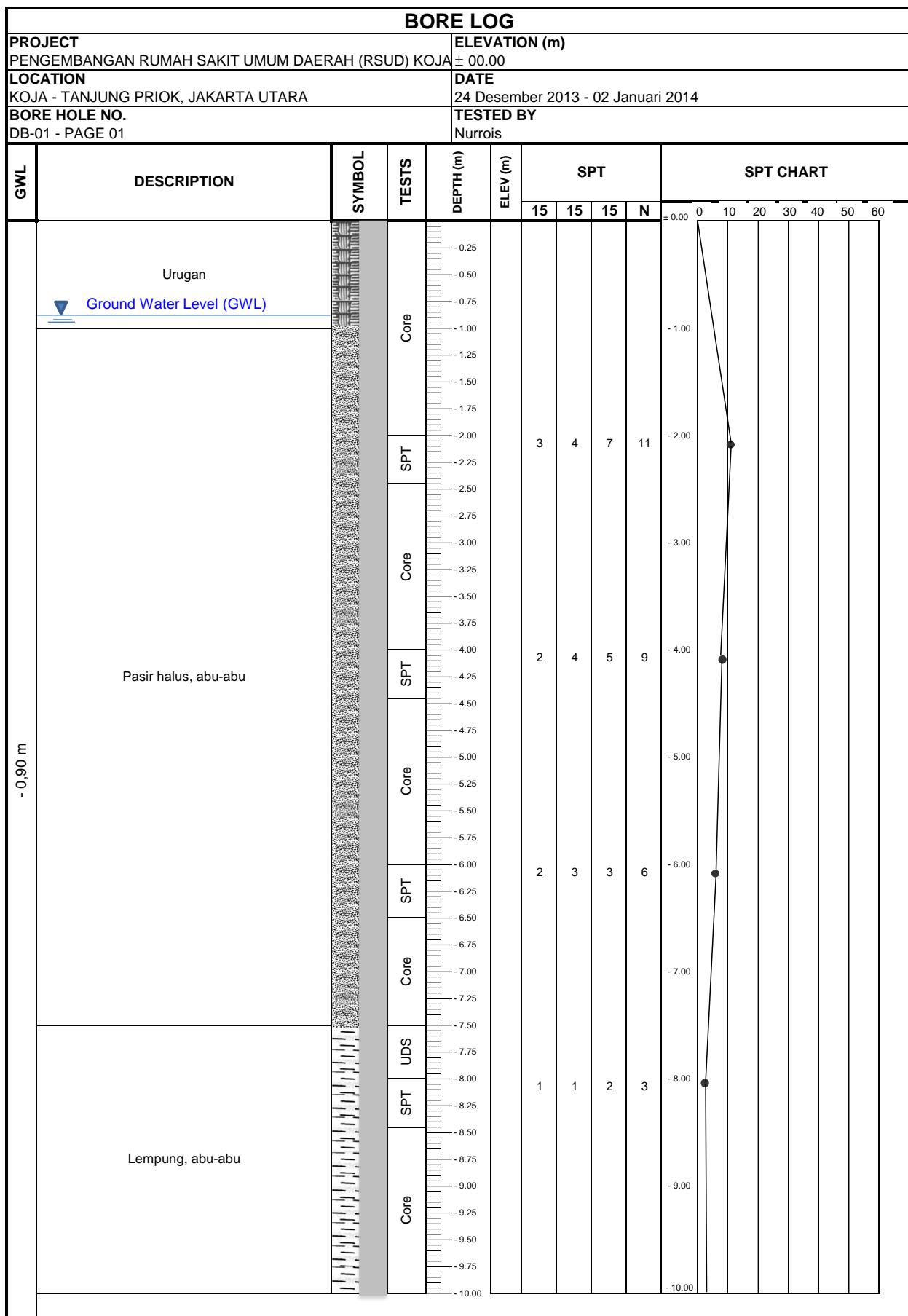
DAFTAR PUSTAKA

- Abid, Ammar., Kenneth B. Franzen. 2011. “Design of Fibre Reinforced Concrete Beams and Slabs” Thesis. Chalmers University of Technology.Sweden.
- ACI. Guide for Spescifying, Prportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete (ACI 544-3R-08)
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Beban Minimum untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung (SNI 1727:2013). Jakarta Pusat: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013). Jakarta Pusat: BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung (SNI 1726:2012). Jakarta Pusat: BSN
- Bencardino, Francesco., Lidia Rizzuti dan Giuseppe Spadea. 2008.”Stress-Strain behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete in Compression”. Journal of Material in Civil Engeneering, ASCE 20(3):255-263
- Dinh, Hai H., Gustavo J. P., dan James K. Wight. 2011. “Shear Strength Model for Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforced”. Journal of Material in Civil Engeneering, ASCE 137(10):1039-1051
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1983). Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- European pre-standard. 1992. Design of concrete structure-Part 1: General rules and rules for buildings. (ENV 1992-1-1: Eurocode 2)
- Ghaffar, Abdul., Amit S. Chavhan dan R.S. Tatwawadi. 2014. “Steel Fiber Reinforced Concrete”. International Journal of Engineering Trends and Technology, ISSN:2231-5381, Vol 9, No 15
- Rai, Amit., dan Y.P Joshi. 2014. “Aplications and Properties of Fiber Reinforced Concrete”. International Journal of

- Engineering Research and Application, ISSN 2248-9622, Vol 4, pp.123-131
- Ramaswamy, Ananth., dan Job Thomas. 2007. "Mechanical properties of Steel Fier Reinforced Concrete". Journal of Material in Civil Engeneering, ASCE 19(5):385-392
- RILEM.2003. Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete (RILEM TC 162-TDF).

LAMPIRAN

(Lampiran 1)
Data Tanah



BORE LOG

PROJECT		ELEVATION (m)						
PENGEMBANGAN RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA		± 0.00						
LOCATION		DATE						
KOJA - TANJUNG PRIOK, JAKARTA UTARA		24 Desember 2013 - 02 Januari 2014						
BORE HOLE NO.		TESTED BY						
DB-01 - PAGE 02		Nurrois						
GWL	DESCRIPTION	SYMBOL	TESTS	DEPTH (m)	ELEV (m)	SPT	SPT CHART	
	Lempung, abu-abu		UDS Core SPT UDS Core SPT UDS Core SPT	-10.25 -10.50 -10.75 -11.00 -11.25 -11.50 -11.75 -12.00 -12.25 -12.50 -12.75 -13.00 -13.25 -13.50 -13.75 -14.00 -14.25 -14.50 -14.75 -15.00 -15.25 -15.50 -15.75 -16.00 -16.25 -16.50 -16.75 -17.00 -17.25 -17.50 -17.75 -18.00 -18.25 -18.50 -18.75 -19.00 -19.25 -19.50 -19.75 -20.00	1 1 1 3	-10.00 0 10 20 30 40 50 60	-10.00 0 10 20 30 40 50 60	
	Lempung, abu-abu bercak merah		UDS Core SPT UDS Core SPT UDS Core SPT	1 2 2 4	-11.00 -12.00 -13.00 -14.00 -15.00 -16.00 -17.00 -18.00 -19.00 -20.00	-10.00 0 10 20 30 40 50 60		
	Lempung, abu-abu kecoklatan		UDS Core SPT UDS Core SPT UDS Core SPT	1 2 3 5 6 11	-10.00 0 10 20 30 40 50 60	-10.00 0 10 20 30 40 50 60		

BORE LOG										
PROJECT PENGEMBANGAN RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA			ELEVATION (m)							
LOCATION KOJA - TANJUNG PRIOK, JAKARTA UTARA			DATE 24 Desember 2013 - 02 Januari 2014							
BORE HOLE NO. DB-01 - PAGE 03			TESTED BY Nurrois							
GWL	DESCRIPTION	SYMBOL	TESTS	DEPTH (m)	ELEV (m)	SPT		SPT CHART		
			SPT			15	15	15	N	
	Lempung bercampur pasir halus, abu-abu coklat		Core	- 20.25	3	3	5	8		- 20.00
	Lempung, abu-abu coklat		Core	- 21.00	2	4	6	10		- 21.00
	Lanau menyemen bercampur pasir, abu-abu		Core	- 21.25						- 22.00
	Lanau kepasiran, kehitaman		Core	- 21.50						- 23.00
	Lanau menyemen bercampur pasir, abu-abu gelap		Core	- 21.75						- 24.00
	Lanau menyemen, abu-abu		Core	- 22.00	18	23	27/12	>50		- 25.00
	Pasir menyemen, abu-abu gelap		Core	- 22.25	20	25	25	>50		- 26.00
			SPT	- 22.50						- 27.00
			SPT	- 22.75						- 28.00
			SPT	- 23.00						- 29.00
			SPT	- 23.25						
			SPT	- 23.50						
			SPT	- 23.75						
			SPT	- 24.00						
			SPT	- 24.25						
			SPT	- 24.50						
			SPT	- 24.75						
			SPT	- 25.00						
			SPT	- 25.25						
			SPT	- 25.50						
			SPT	- 25.75						
			SPT	- 26.00						
			SPT	- 26.25						
			SPT	- 26.50						
			SPT	- 26.75						
			SPT	- 27.00						
			SPT	- 27.25						
			SPT	- 27.50						
			SPT	- 27.75						
			SPT	- 28.00	18	24	26	>50		- 28.00
			SPT	- 28.25						
			SPT	- 28.50						
			SPT	- 28.75						
			SPT	- 29.00						
			SPT	- 29.25						
			SPT	- 29.50						
			SPT	- 29.75						
			SPT	- 30.00						

(Lampiran 2)
Brosur Lift

Moving solutions with safety, reliability and efficiency

HOSPITAL BED ELEVATORS



▲ HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY

Gyeongchung-daero 2091, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do, 467-734, Korea
Tel : 82-2-3670-0877/0661 Fax : 82-2-3672-8763~4
www.hyundailevator.co.kr

SEOUL OFFICE(INT'L SALES DIV.)

9F, East Bldg., Hyundai Group Bldg, 194 Yulgok-ro, Jongno-gu, Seoul, 110-754, Korea
Tel : 82-2-3670-0877/0661 Fax : 82-2-3672-8763~4

HOSPITAL BED ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.
Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.
C-HE-E1108 / 2014. 3 / Revision 11

▲ HYUNDAI ELEVATOR



Hospital Bed Elevators

Hyundai Hospital Bed Elevators, a right choice for your hospital needs are designed to greatly contribute to provide the most secure and reliable ambience that your hospital requires.



① Haeundae Paik Hospital, Busan, Korea ② Asan Medical Center, Seoul, Korea
③ Seoul National University Bundang Hospital, Gyeonggi-do, Korea



Integrated into the system is such an advanced technology as VVVF (Variable Voltage Variable Frequency) inverter drive which serves the purpose of great cost reduction by innovative energy saving, as well as excellent riding comfort of elevators. Basically, Hyundai Hospital Bed Elevators are planned, designed and manufactured, bearing passengers' security and convenience first in mind. The elegant designs and various features that these elevators show off are the key to enhancing the dignity of hospital facilities in addition to providing the amenities that hospital pursues.

| Main advantages |

- Superior riding
- Enhanced function of signal fixtures
- Remote monitoring system (optional)
- Self-checking system built in computer
- 50% energy saving (Compared to conventional AC control system)
- 50% reduction in building power requirement (Compared to conventional AC control system)
- Excellent security of door for wheelchair and hospital bed (A gap between car sill and hatch sill is 25mm)

Car Designs

B0082



B0083



REAR



CAR DESIGN

Ceiling	CD569A (Aluminium), Acrylic, Sheet, LED Light, Anion air cleaner
Wall	Hairline-Finished Stainless Steel, Hairline-Etched Stainless Steel (SE2302), * Wall Protector (Hairline-Finished Stainless Steel)
Transom	Hairline-Finished Stainless Steel
Car Doors	Hairline-Etched Stainless Steel (SE2302)
Operating Panel	OPP-N241B (Hairline-Finished Stainless Steel)
Indicator	Deluxe Type (PI-D110)
Handrail	Stainless Bar, Hairline
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2224C, TN2227C)

Note : 1. Finished product may vary slightly from these prints.
2. * means optional feature.

REAR



CAR DESIGN

Ceiling	CD519D (Aluminium), Indirect Lighting, Convective Air Sterilization System
Wall	Dull Stainless Steel, Mirror-Etched Stainless Steel (SE2308), STS Mirror Trim (30mm)
Transom	Dull Stainless Steel
Car Doors	Dull Stainless Steel
Operating Panel	OPP-N290A (Touchless Button, Return Panel)
Indicator	Deluxe Type (PI-D110)
Handrail	1R (Stainless 1 Pipe)
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2224C, TN2211C)

Note : Finished product may vary slightly from these prints.

Car Designs

BB084



REAR



CAR DESIGN

Ceiling	CD469B, Painted Steel (P016), Acryl
Wall	Pattern Blast Stainless Steel, Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2306), * Wall Protector (Pattern Blast Stainless Steel)
Transom	Pattern Blast Stainless Steel
Car Doors	Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2306)
Operating Panel	OPP-D290A, OPP-290W (For the disabled) / Pattern Blast Stainless Steel, Touchless Button, Return Panel
Handrail	1DW (Anti-viral 1 Pipe, Wood Pattern)
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2423C, TN2426C)

Note : 1. Finished product may vary slightly from these prints.
2. * means optional feature.

BB085



REAR



CAR DESIGN

Ceiling	CD291C, Painted Steel (P021), Acryl
Wall	Pattern Blast Stainless Steel, Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2310), * Wall Protector (Pattern Blast Stainless Steel)
Transom	Pattern Blast Stainless Steel
Car Doors	Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2310)
Operating Panel	OPP-N240B, OPP-N240W (For the disabled) / Pattern Blast Stainless Steel
Indicator	Deluxe Type (PI-D110)
Handrail	1C (1 Pipe Hairline-Finished Stainless Steel, Chrome Bracket)
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2302C, TN2412C)

Note : 1. Finished product may vary slightly from these prints.
2. * means optional feature.

Entrance Designs



EB100 ESA

ENTRANCE

Landing Doors	Hairline-Etched Stainless Steel (SE2302)
Jambs	Hairline-Finished Stainless Steel / 100TYPE
Hall Button With Indicator	HIP-D641 / Hairline-Finished Stainless Steel



EB200 PSA

ENTRANCE

Landing Doors	Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2306)
Jambs	Pattern Blast Stainless Steel / 200TYPE
Hall Button	HPB-290 (Touchless Button) / Pattern Blast Stainless Steel
Indicator	Deluxe Type (PI-D600)



EB100 DS

ENTRANCE

Landing Doors	Dull Stainless Steel
Jambs	Dull Stainless Steel / 100TYPE
Hall Button With Indicator	HIP-D290 (Touchless Button) / Hairline-Finished Stainless Steel



EB200 PSC

ENTRANCE

Landing Doors	Pattern Blast Etched Stainless Steel (SE2310)
Jambs	Pattern Blast Stainless Steel / 200TYPE
Hall Button	HPB-640 / Pattern Blast Stainless Steel
Indicator	Deluxe Type (PI-D110)

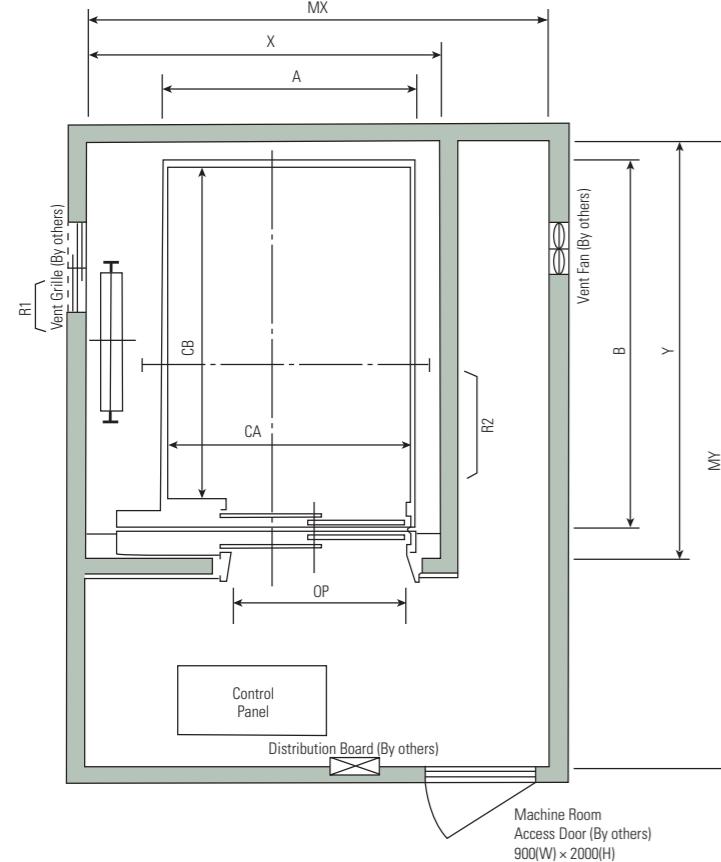
Note : Finished product may vary slightly from these prints.

Note : Finished product may vary slightly from these prints.

Installation Layout Plan

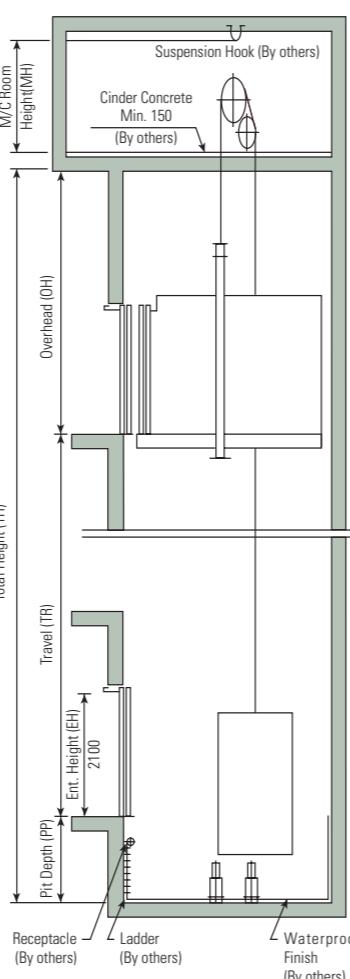
General Traction Type

Plan of Hoistway & Machine Room



Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and /or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Type	Model	Clear Opening OP	Car		Hoistway	M/C Room	M/C Room Reaction(kg)			
			Internal CA × CB	External A × B			X × Y	MX × MY	R1	R2
Standard Type	B1350-2S30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2507	2100 × 2850	2300 × 3500	10500	8500		
	B1350-2S60									
	B1600-2S30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2507	2300 × 2850	2750 × 4000			11500	9500
	B1600-2S60									
	B1750-2S30~60	1200	1600 × 2300	1700 × 2507	2400 × 2850	2850 × 4000				
Double Entrance Type	B1350-2SD30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2634	2300 × 3000	2300 × 3500	10500	8500		
	B1350-2SD60									
	B1600-2SD30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2634	2500 × 3000	2750 × 4000			11500	9500
	B1600-2SD60									
	B1750-2SD30~60	1200	1600 × 2300	1700 × 2634	2600 × 3000	2850 × 4000				

Notes : 1. When non-standard capacities and dimensions are required, consult Hyundai.
2. Above dimension are applied in case the door is standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X dimension plus 100mm.
3. Consult Hyundai in case the code applied.

Speed (m/min)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
			2400
30/45	4400	1200	
60	4600	1500	
90	4800	1800	
105	5000	2100	

Notes : 1. Above is minimum size.
2. In case of special hoistway, machine room height may be higher than above size.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

Standard & Optional Features

■ Standard

	Items	Descriptions
Efficient	Simplex Selective Collective	The whole operation process is automatically carried out by the calls registered.
	Car Call Cancellation	Allows cancellation of an incorrectly registered car call. If you push a wrong floor button in the car, you can cancel it by pressing the registered button one more time.
	Door Open/Close Time Adjustment	Door open and close are automatically adjusted depending on whether the car is a hall call or a car call to increase the operating efficient.
	Automatic Car Light & Fan Turn-off	Car illumination and fan are turned off automatically in case there is no hall call or car call to save energy.
Safety	Car Door Safety Edge	Extending the full height of the car door, this device causes the doors to return to the fully open position should the door encounter a person or obstacle while closing.
	Landing Door Interlock Switch	In case on opening the door, the switch installed at the door operator is activated and keeps the car from moving. During the operation of car, it locks the door completely so as not to open the door from out side.
	Overload Holding Stop	When the load of passengers exceeds the maximum capacity, a buzzer sounds and the remains stopped at that floor. When the passengers get off, the buzzer will stop. Consequently elevator doors will close and operation continues.
	Emergency Lighting Feature	In case of main power failure, the emergency light will turn on automatically and maintain a period of time.
	Interphone(Intercom)	Provide emergency communication between passengers in the car, the machine room or building personnel in security or maintenance room.
Safety	Micro Leveling	An automatic two-way leveling device is provided to maintain the elevator car level with the landing, regardless of elevator load or direction travel.
	Safety Drive Operation	During the normal operation, If the car stops between floors and safety device doesn't work, the car automatically moves to the nearest floor with the low speed. Then, it opens the door to allow the passengers to exit off.

■ Option

	Items	Descriptions
Efficient	Duplex Selective Collective	Two units of elevator provide the effective service for the common hall calls.
	N-PLEX Operation (Group control)	3~8 units of elevator provide the effective service for the common or dual hall calls by combining each other systematically.
	DSS(Destination Selection System)	Register destination floor before entering car, allowed elevator will be displayed. Passengers could reach their destination floor in shortest time without pushing button in control operation panel.

	Items	Descriptions
Efficient	Attendant Operation	The operating mode of an elevator can be changed from the normal automatic operation to the attendant service by an attendant switch on COP.
	Voice Synthesizer	Provide to riding passengers with audio information about car operation such as direction of ride, landing floor, emergency, etc.
	Anti-nuisance Operation	In case of substantial difference between the number of calls registered on the car operating panel and actual load in the elevator, the elevator prevents unnecessary operation by canceling all registered calls when it arrives at the nearest floor.
	Hold Door Closing	In case of register the door holder button, the car wait with opened door during the time that the program.
	Parking Operation	The elevator can be automatically parked at the predetermined floor with its doors closed, and the lights and ventilation will be turned off as well.
Safety	VIP Operation	A specified car can be withdrawn from group control and carries out independent operation in accordance with the hall call for VIP.
	Air-cleaning System On Ceiling	Something in the air of dust and bacteria to clean the air filter out of the system to provide a more comfortable environment for service.
	Multi-beam Device For Car Door	Multi-beam from the top of the door to the bottom of the door senses any obstruction caught in the door. It makes the door re-open, or keep open/close before the door touches such obstruction.
	Supervisory Monitoring & Control With Computer	To monitor and control the elevator operation such as including floor, running direction, door opening, over load, fire alarm, fault and all elevator status by PC system.
	ELD (Emergency Landing Device)	In case of power failure, when the building has no emergency power supply, the elevator is sent to the nearest floor by power of rechargeable battery to prevent passengers from being trapped in the car.
Safety	Emergency Fire Operation	In case of fire, every car should be returned to the specified floor in order to evacuate passengers to safety.
	Emergency Fireman Service	In case of fire, fireman can use the elevator which is stopped at the specified floor in order to support fireman of fire-fighting.
	Emergency Power Operation	When power off, receive power from buildings generator, and operate according to procedure of generator.
Safety	Emergency Earthquake Operation	The earthquake sensor detects whether the earthquakes occur or not, When earthquakes occur, the device forces the elevator to stop at the nearest floor with door fully open, and the elevator can't operate any more.
	Touch-less Button	Button without touching the surface of the hand action button and the button to be registered, the infection is sensitive to reassure passengers can use.

Notes : Consult Hyundai if you need the specific features except the above items.

Signal Fixtures

Works to be done by others

The followings are based on the general type, consult Hyundai for the MRL(Machine-Room-Less) elevators.

Car Operating Panels



Position Indicators



Hall Buttons

- For the disabled

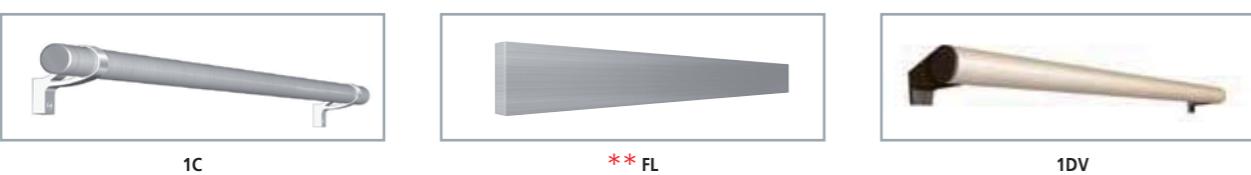


Note : 90 type button is not available for boxless type.

Type of Buttons



Handrail



Notes : 1. Finished product may vary slightly from these prints.
2. * means optional feature.
3. ** means not applicable for the disabled.

Electric Power Requirements (By Others)

Capacity (kg)	Speed (m/min)	Motor (kW)	N.F.B Rated Current (A)		Transformer Capacity (kVA)		Power Feeder (mm²)		Earth Wire (mm²)	
			1Car	2Cars	1Car	2Cars	1Car	2Cars	1Car	2Cars
1350	30	11	30	60	11	19	6	16	6	10
	45	11	30	60	11	20	6	16	6	10
	60	15	30	60	12	21	6	16	6	10
	90	18.5	50	100	17	31	16	25	10	16
	105	22	60	100	20	37	16	25	10	16
1600	30	15	40	75	13	23	10	25	6	10
	45	15	40	75	13	24	10	25	6	10
	60	15	40	75	14	25	16	25	10	16
	90	22	60	100	21	37	16	35	16	25
	105	22	60	125	24	43	16	35	16	25

(60Hz, 380v)

Notes : 1. The above power feeder sizes are based on its maximum length 50m. In case the feeder length from the transformer to the elevator machine room exceeds 50m, apply the following formula.

$$\text{Power feeder size}(mm^2) = \frac{\text{Feeder length}(m)}{50} \times \text{size shown above}$$

2. The feeder sizes are based on using copper conductors and metallic conduit.
3. For power requirement of 3 cars or more, consult Hyundai.
4. Consult Hyundai if you need electric power requirements for 220V.

The following works are not included in the contract, and shall be done by other contractors in accordance with the Hyundai Elevator's drawings and the applicable codes and regulations. The reference rules shown are from Code ANSI.

Building Work

Hoistway

1. Clear, plumb hoistway with fire resistant hatch walls as required by the applicable code. (Rule 100.1a)
2. 75° bevel guards on all projections, recesses, or setbacks over 50mm except on side used for loading or unloading. (Rule 100.6)
3. Venting of the hoistway as required by the applicable code or responsible authority. (Rule 100.4)
4. Supports for rail brackets at each floor, roof, and machine room. (Rule 200.9)
Maximum allowable vertical spacing of rail supports without backing. (Rule 200.4 and 301.1)
Divider beams 100mm between hoistway at each floor and roof, for guide rail bracket supports. (Rule 200.4, 200.9 and 301.1)
5. Recesses supports and patching as required to accommodate hall button boxes, signal fixtures, etc.
6. All barricades either outside elevator hoistways or between inside hoistways as required.
7. Dry pit reinforced to sustain normal vertical forces from rails and buffers. (Rule 106.1b and 109) Consult Hyundai Elevator Company for rail forces and buffer impacts. Where there is space below the pit floor that can be occupied, consult Hyundai Elevator Company for special requirements. (Rule 300.4) Cylinder hole, casings under the pit as required, and backfilling around the cylinder casings when direct plunger type is to be installed.
8. Where access to the pit is by means of the lowest hoistway entrance, vertical iron ladder extending 1060mm minimum above sill of access door. (Rule 106.1d)
9. Entrance walls and finished floor are not to be constructed until after door frames and sills are in place. Door frames are to be anchored to walls and properly grouted in place to maintain legal fire rating.
10. For application as indoor or outdoor observation elevator, a glass enclosure of at least 3.6m in height at the bottom landing is recommended for safety. For use as an outdoor observation elevator, a full-height glass enclosure is required.

Machine Room

11. Enclosed and protected machine room. (Rule 101.1)
12. Access to the machine room and machinery space as required by the applicable code or responsible authority. (Rule 101.3)
13. Reinforced concrete machine room floor slab or grating, as specified, which must not be placed over the hoistway until elevator machinery is set in position. (Rule 100.3 for Traction Elevator)
Clear access above ceiling or trench in floor, for oil line and wiring duct from machine room, if machine room is remote from elevator hoistway. (For Hydraulic Elevator)
Cutout through machine room wall, for oil line and wiring duct as required by Hyundai Elevator's shop drawings. (For Hydraulic Elevator)
14. Hoisting beams, trap doors, and other means of access to machine room for maintenance and equipment removal purposes. (Rule 101.3d)
15. Cable guards in the machine room or secondary level. (Rule 104.1)
16. Supports for machine and sheave beams and reactions including wall pockets and patching after beams are set in place. (Rule 105.1 to 105.5)

Electrical Work

Hoistway

1. Light outlet for each elevator, in center of hoistway (or in machine room) as indicated by Hyundai Elevator Company.
2. Convenience outlet and light fixture in pit with switch located adjacent to the access door. (Rule 106.1e)
3. Wiring and piping work of emergency bell, interphone, etc. outside the hoistway and the machine room.

Machine Room

4. Lighting, convenience outlets, ventilation, heating of machine room, and machinery space. (Rule 101.5)
5. Temperature should be maintained below 40°C by a ventilating fan and/or air conditioner, if necessary, and humidity below 90%.
6. A fused disconnect switch or circuit breaker for each elevator and light switch located per the applicable code and where practicable located adjacent to the door of the machine room. (Rule 210.5 and 306.7)
7. Feeder and branch wiring to the controller, including main-line switch and convenience outlets.
8. Suitable power feeder and branch wiring circuits as required for elevators with power-operated doors, including disconnect switch or circuit breaker.

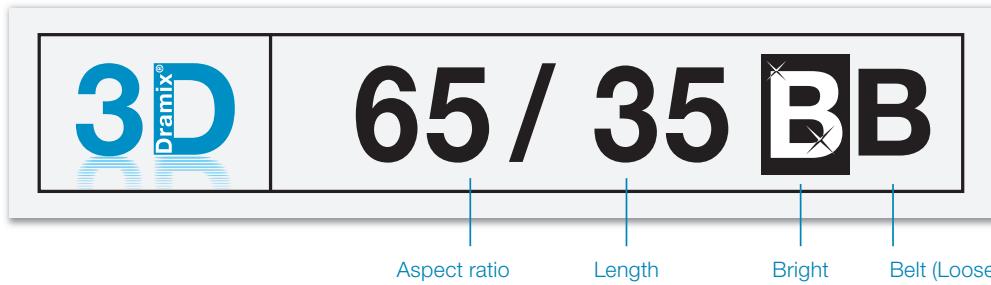
Emergency Provisions

9. Elevator fireman's and other emergency services wiring and interconnections to automatic sprinkler systems or heat and smoke sensing devices furnished by others and installed to terminal points on the elevator controllers.
10. When emergency power operation of elevators is required, the electrical contractor should coordinate with Hyundai Elevator Company or local distributor for operation requirements.
11. Elevator fireman's and other emergency service requirements may differ from each country. Consult Hyundai Elevator Company or local distributor for other local requirements.
12. When provisions for earthquake protection are required, consult Hyundai Elevator Company for special requirements.

Heat Emission of Machine Room

$Q(\text{kcal/H}) = W \times V \times F \times N$
W : Capacity(kg)
V : Speed(m/min)
F : Factor; 1/40(VVV)
N : Number of Cars

(Lampiran 3)
Brosur Steel Fiber



DATASHEET

DRAMIX® 3D 65/35BB



Dramix® 3D fibre series is the reference in steel fibre concrete reinforcement. Combining high performance, durability and ease of use. Dramix® 3D series is a time-saving and economical solution for most common applications. Dramix® 3D series exhibits:

- Effective anchorage
- High tensile strength

Dramix® 3D series provides a cost effective solution for:

- Jointed and jointless slabs on ground
- Composite slab reinforcement
- Precast
- Residential applications
- Tunnel applications

Bekaert offers extensive technical assistance in helping to determine the most suitable fibre type, optimal dosage and the appropriate concrete mix for a wide range of applications. For further information, contact your local support.

For recommendations on handling, dosing and mixing visit
www.bekaert.com/dosingdramix.
 For EC Declaration of Performance visit
www.bekaert.com/doc/Dramix_3D.

CHARACTERISTICS

Material properties

Nom. tensile strength:	1.345 N/mm ²
Young's modulus:	200.000 N/mm ²
Strain at ultimate strength:	0,8 %

Geometry

Fibre family



Length (l)

35 mm



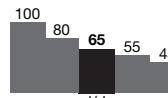
Diameter (d)

0,55 mm



Aspect ratio (l/d)

65



Minimum EN 14889-1 dosage

15 kg/m³

Fibre network

8.032 m/m³ at 15 kg/m³
 14.711 fibres/kg

Dramix® family

- 3D Typical FRC applications
 4D Supreme serviceability control
 5D Advanced structural applications



PRODUCT CERTIFICATES *



EN 14889-1



*Product certificates are plant specific.

PRODUCT CONFORMITY

Dramix® conforms to ASTM A820, ISO 13270 Class A and EN 14889-1.

SYSTEM CERTIFICATES



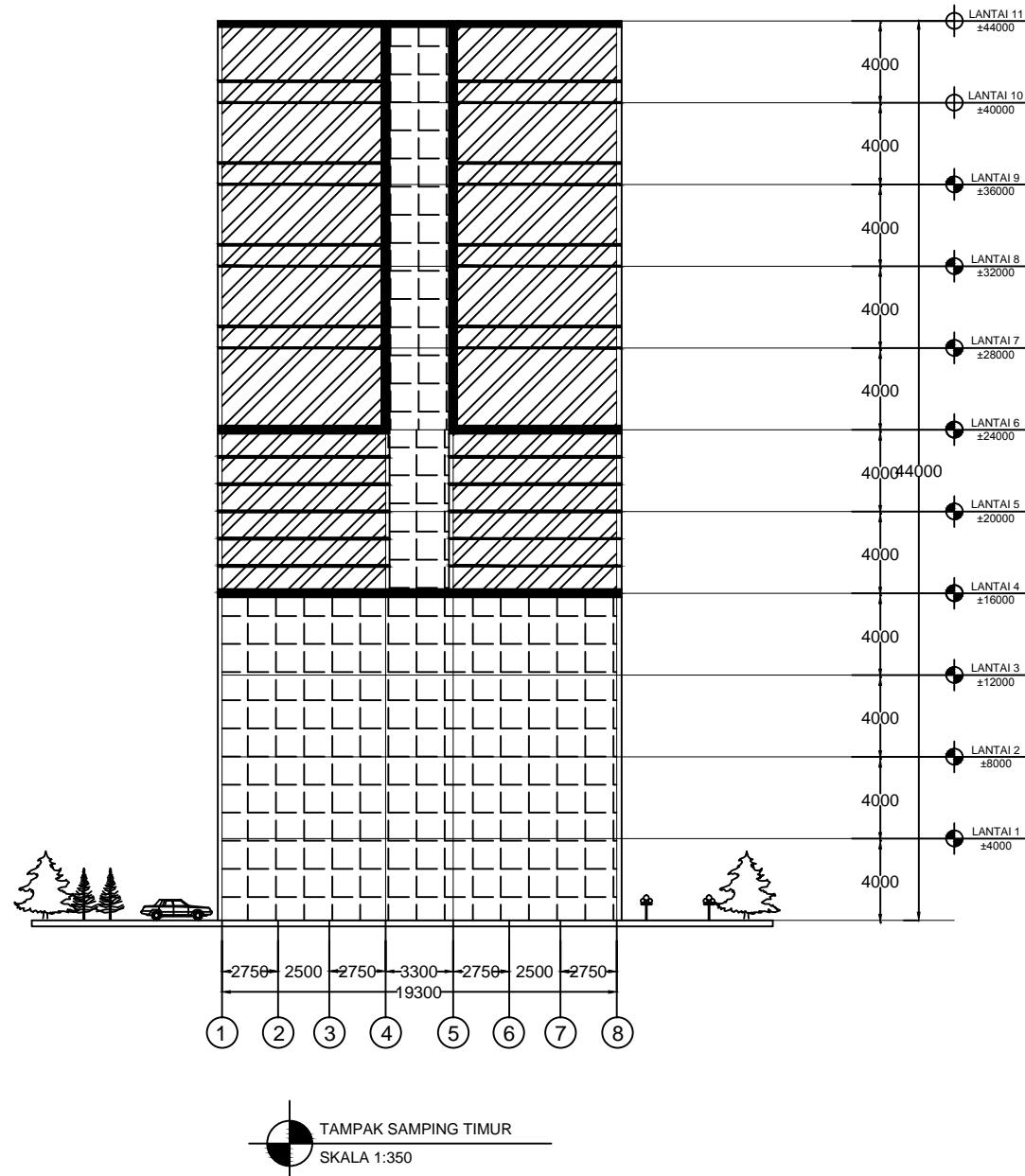
All Dramix® plants are ISO 9001 and ISO 14001 certified.

PACKAGING

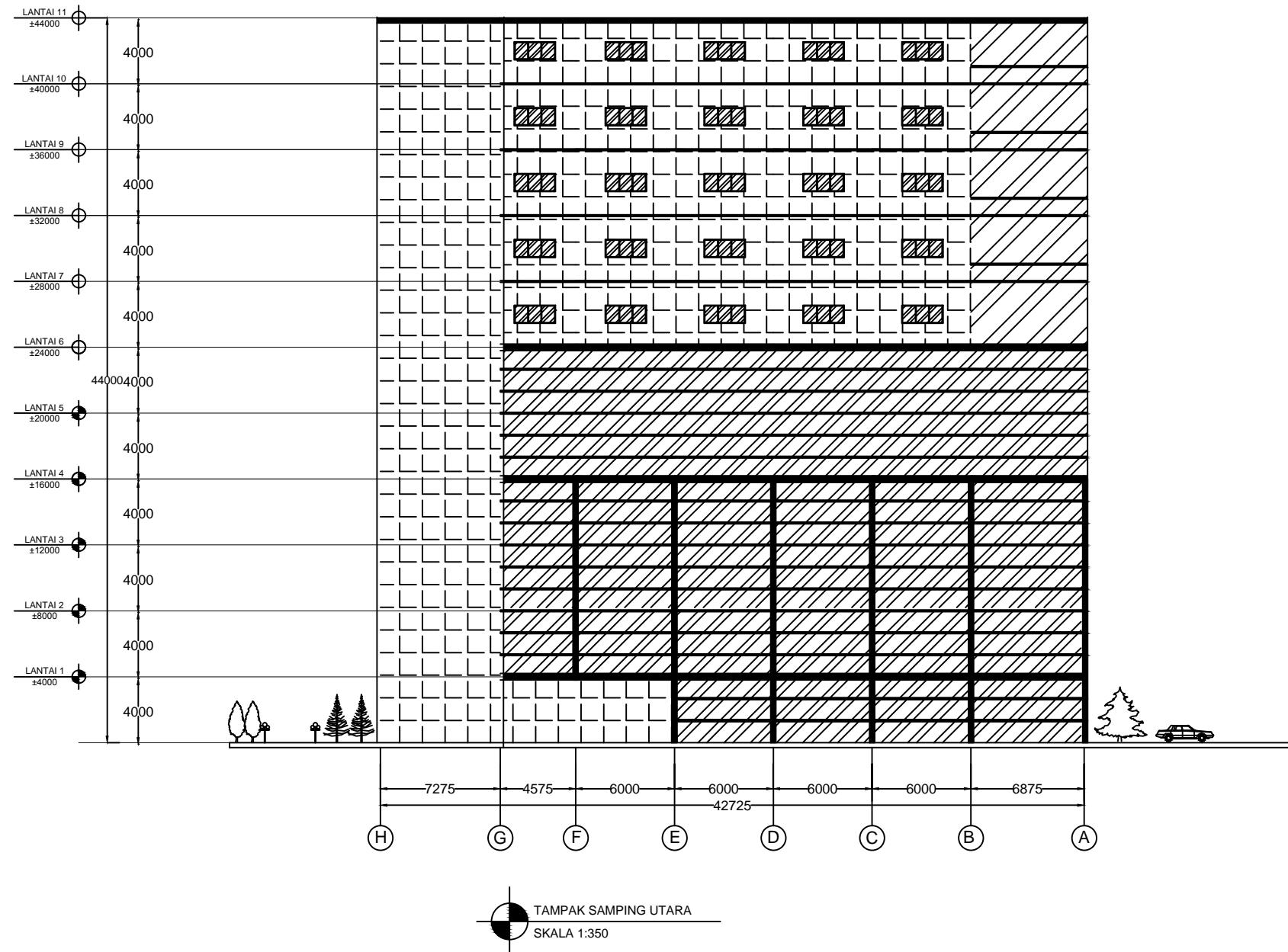


HANDLING



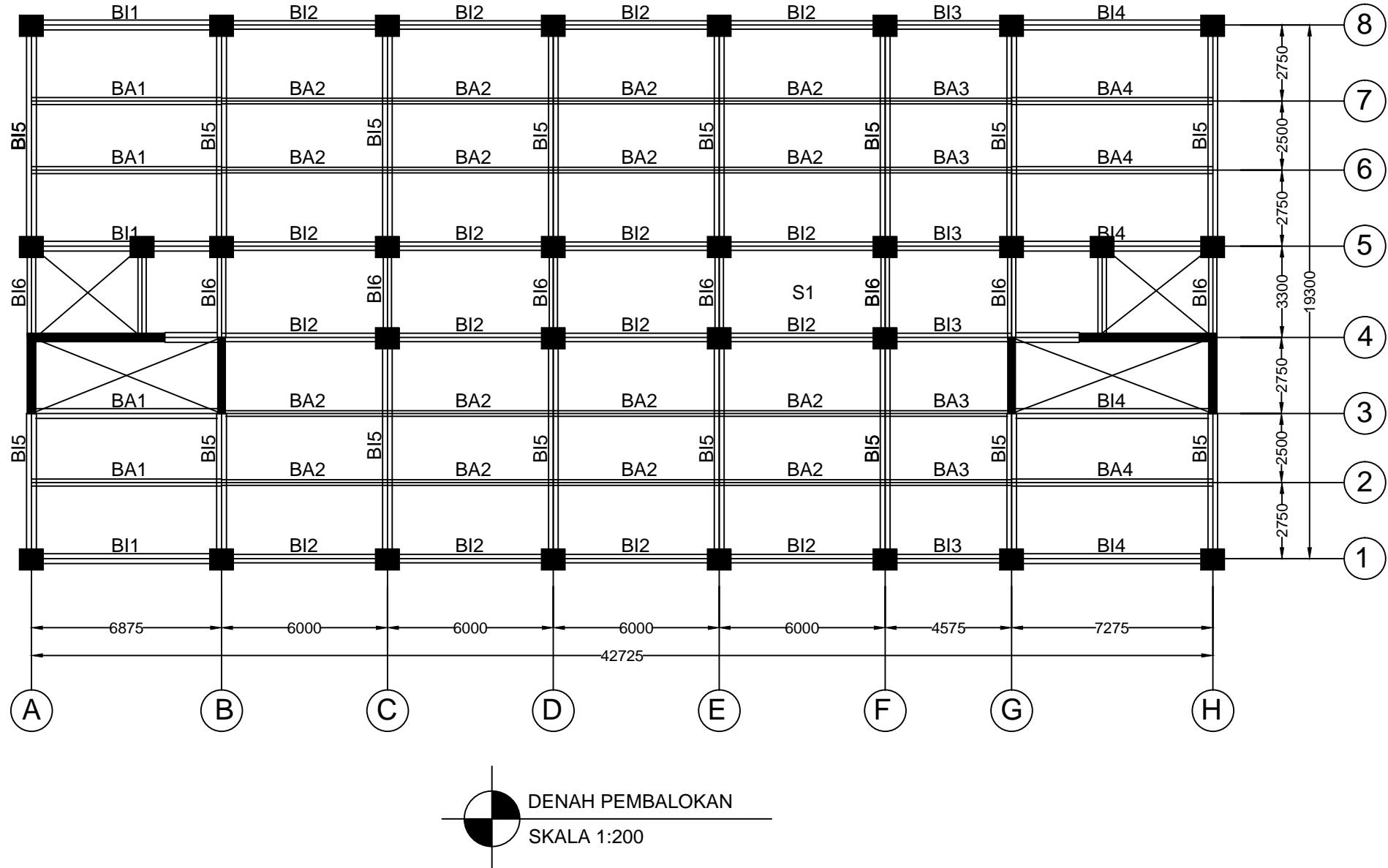


DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO.GAMBAR
	STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DENGAN BETON BERTULANG KONVENSIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA	Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS	MARGARETHA MUNTHE (0311144000099)	TAMPAK SAMPING TIMUR	1:350	1



TAMPAK SAMPING UTARA
SKALA 1:350

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DENGAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA	DOSEN PEMBIMBING Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS	NAMA MAHASISWA MARGARETHA MUNTHE (0311144000099)	JUDUL GAMBAR TAMPAK SAMPING UTARA	SKALA 1:350	NO.GAMBAR 2
---	---	---	--	--	--------------------	--------------------



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

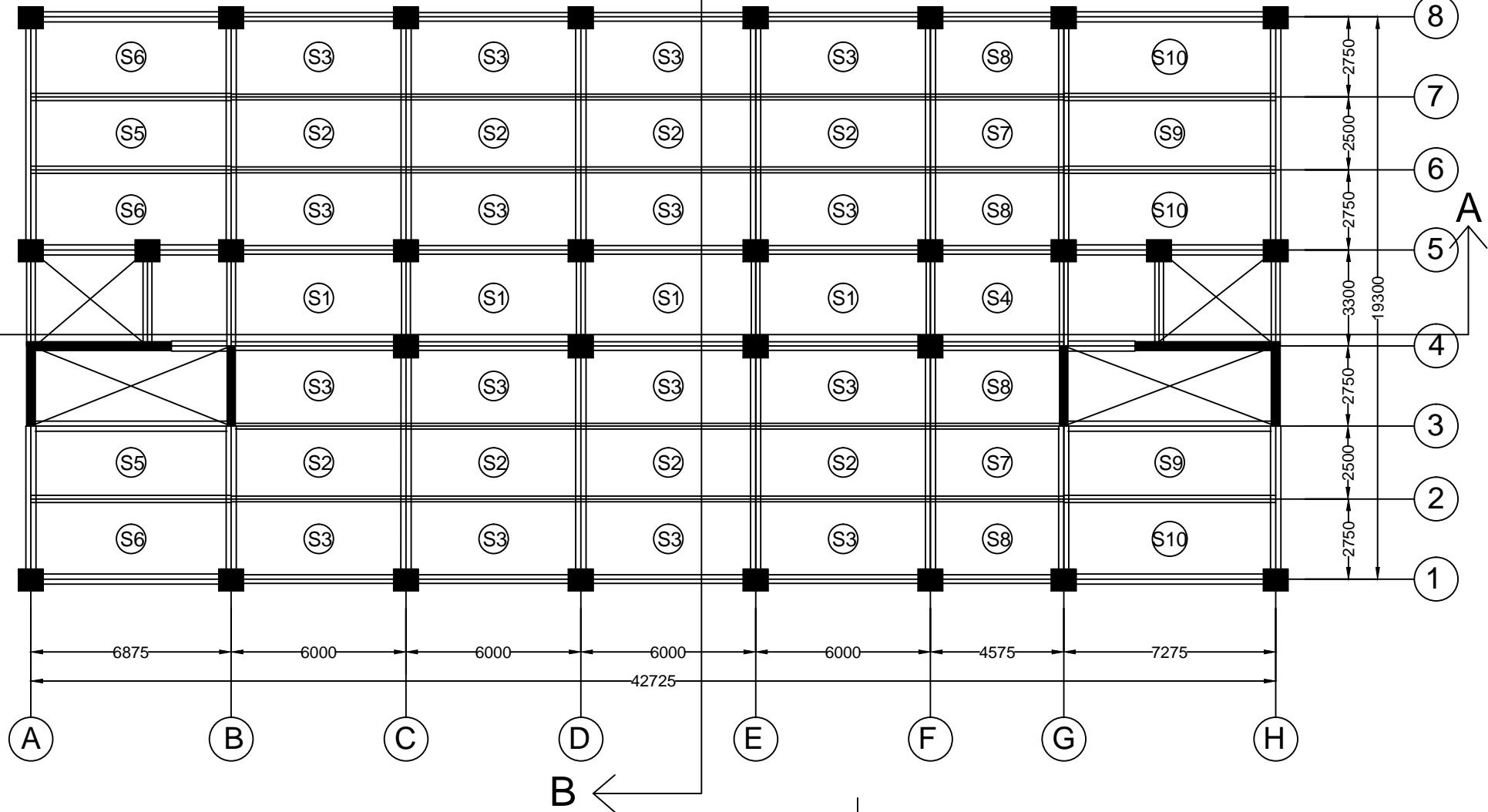
DENAH PEMBALOKAN

SKALA

1:200

NO.GAMBAR

3



DENAH PELAT
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

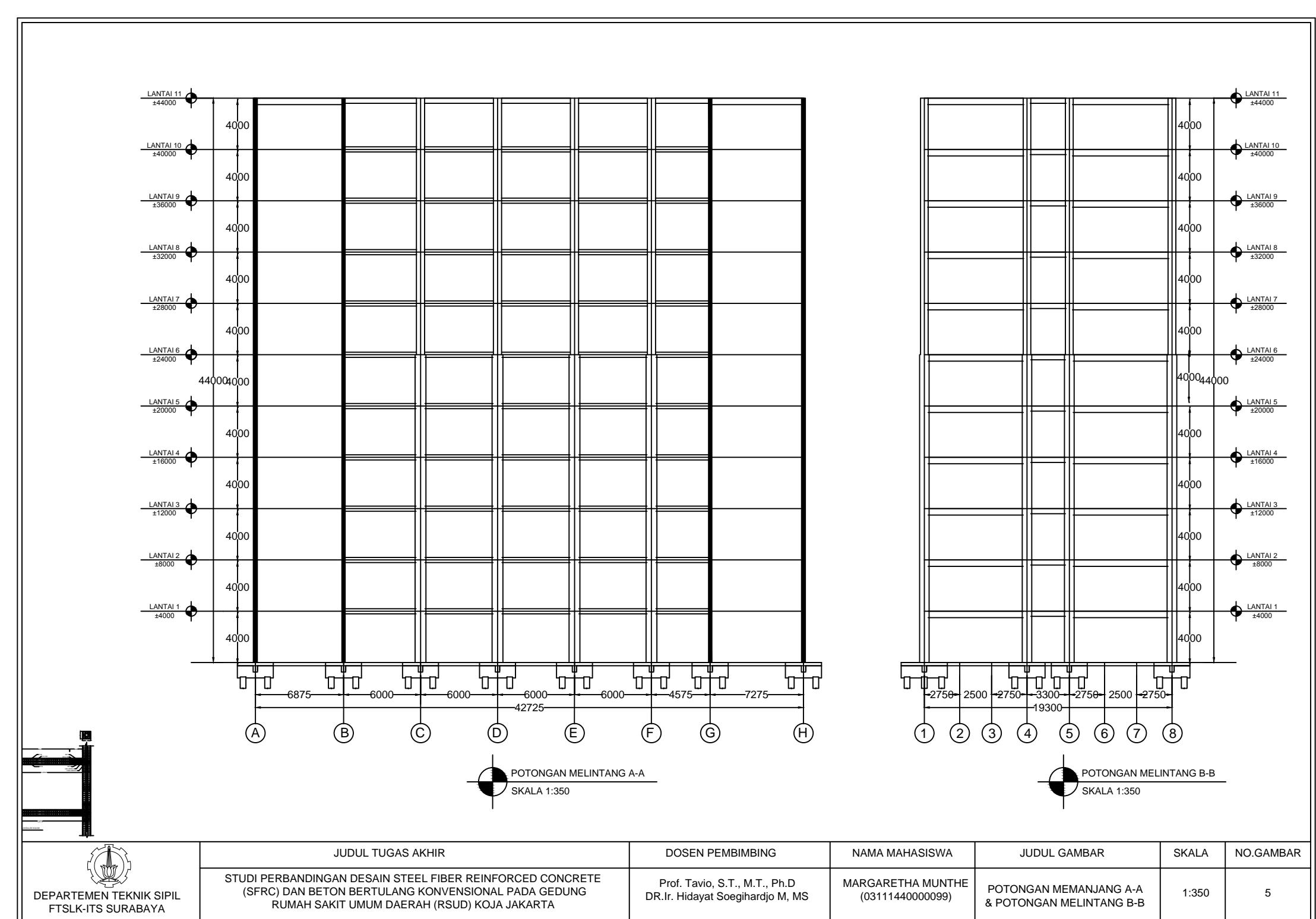
JUDUL GAMBAR

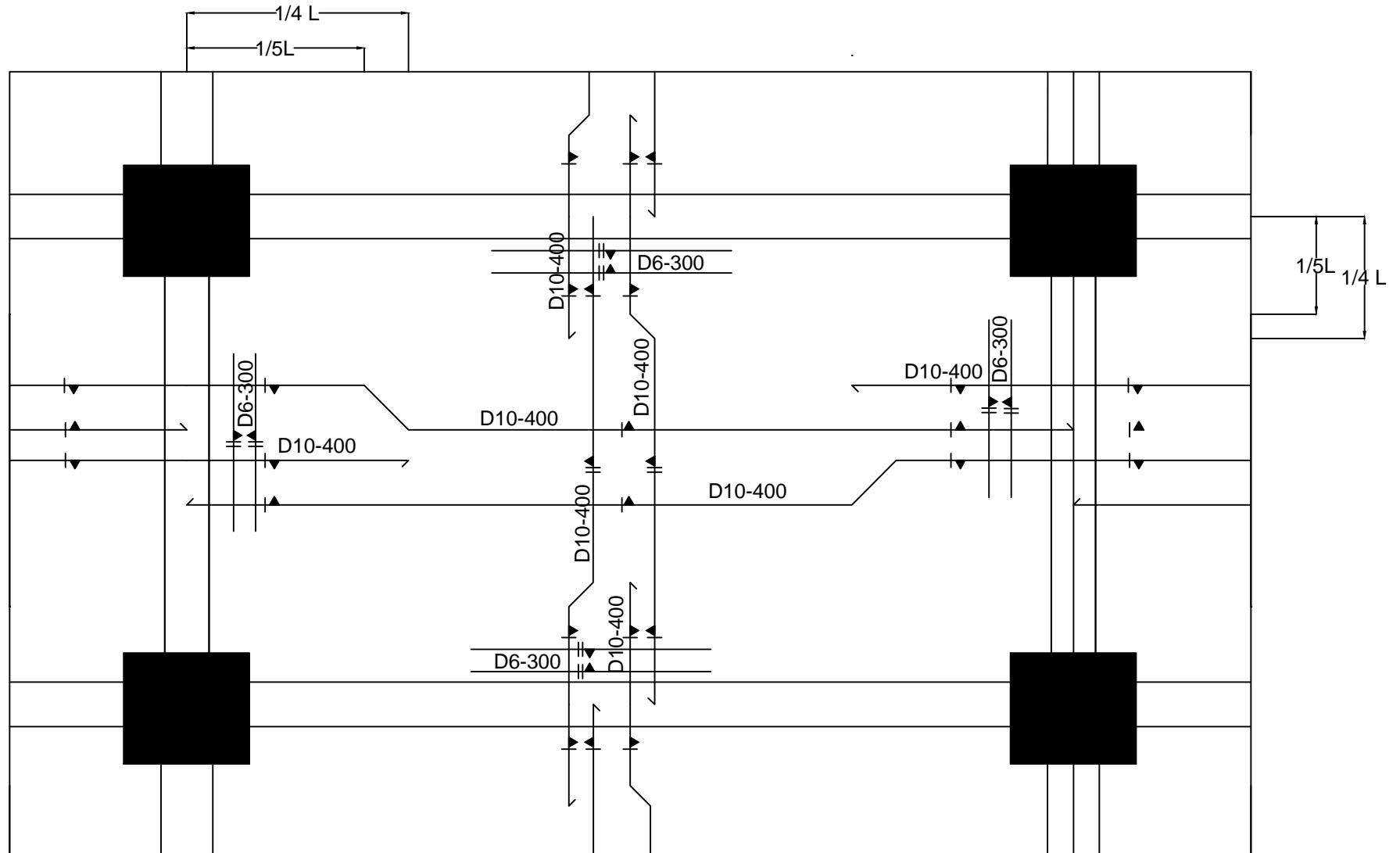
DENAH PELAT

SKALA

1:200

4





DETAIL PELAT
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

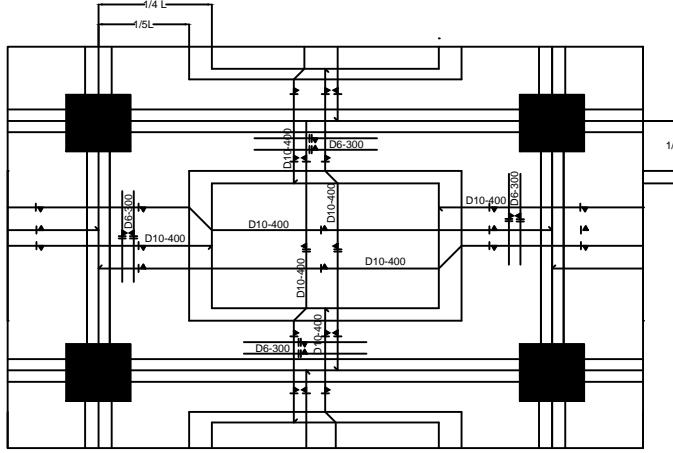
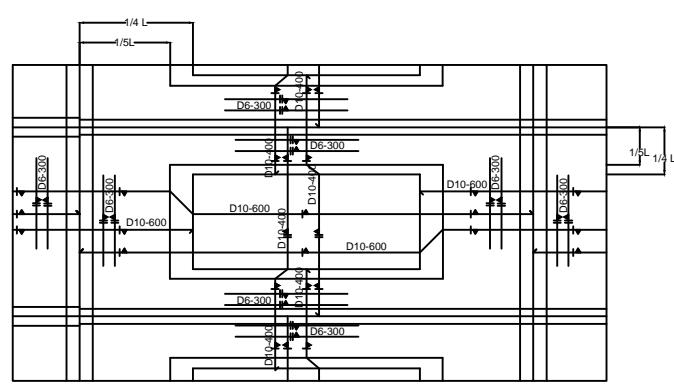
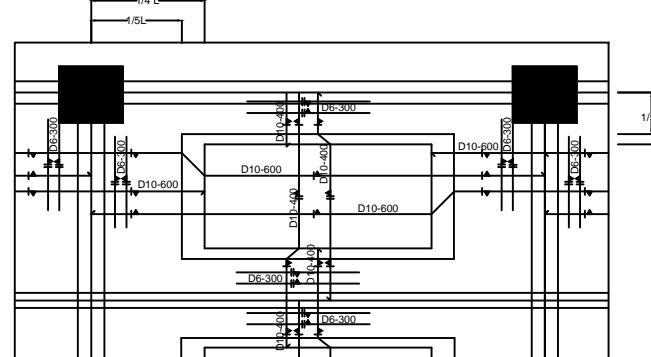
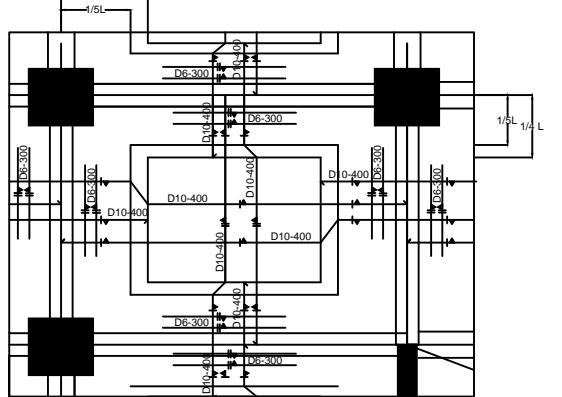
DETAIL PENULANGAN PELAT

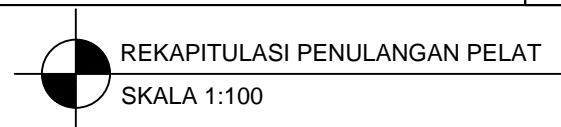
SKALA

1:40

NO.GAMBAR

6

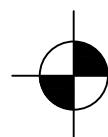
TIPE PELAT	S1 (6000X3300)	TIPE PELAT	S2 (6000X2500)
PELAT 2 ARAH t=12 cm		PELAT 1 ARAH t=12 cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-200	TULANGAN ARAH Y	D10-300
TIPE PELAT	S3 (6000X2750)	TIPE PELAT	S4 (4575X3300)
PELAT 1 ARAH t=12 cm		PELAT 2 ARAH t=12 cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-300	TULANGAN ARAH Y	D10-200



TIPE PELAT	S5 (6875X2500)	TIPE PELAT	S6 (6875X2750)
PELAT 1 ARAH t=12 cm		PELAT 1 ARAH t=12 cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-300	TULANGAN ARAH Y	D10-300
TIPE PELAT	S7 (4575X2500)		S8 (4575X2750)
PELAT 2 ARAH t=12 cm		PELAT 2 ARAH t=12 cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-200	TULANGAN ARAH Y	D10-200
REKAPITULASI PENULANGAN PELAT			
SKALA 1:100			



TIPE PELAT	S9 (7275X2500)	TIPE PELAT	S10 (7275X2750)
PELAT 1 ARAH t=12 cm		PELAT 1 ARAH t=12 cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-300	TULANGAN ARAH Y	D10-300



REKAPITULASI PENULANGAN PELAT

SKALA 1:100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

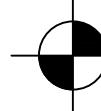
REKAPITULASI PENULANGAN
PELAT

SKALA

1:100

9

TYPE BALOK	BI1 (L=6875mm)		BI2		BI3	
DIMENSI BALOK	350X500		300X400		300X400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL ATAS	4D19	3D19	3D19	2D19	2D19	2D19
TUL BAWAH	3D19	3D19	2D19	2D19	2D19	2D19
TUL PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-80	2D13-150	2D13-80	2D13-150
TYPE BALOK	BI4		BI5		BI6	
DIMENSI BALOK	350X500		350X500		300X400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL ATAS	4D19	3D19	5D19	2D19	4D19	3D19
TUL BAWAH	3D19	3D19	4D19	4D19	3D19	2D19
TUL PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150	2D13-80	2D13-150



REKAPITULASI PENULANGAN BALOK INDUK
SKALA 1:25

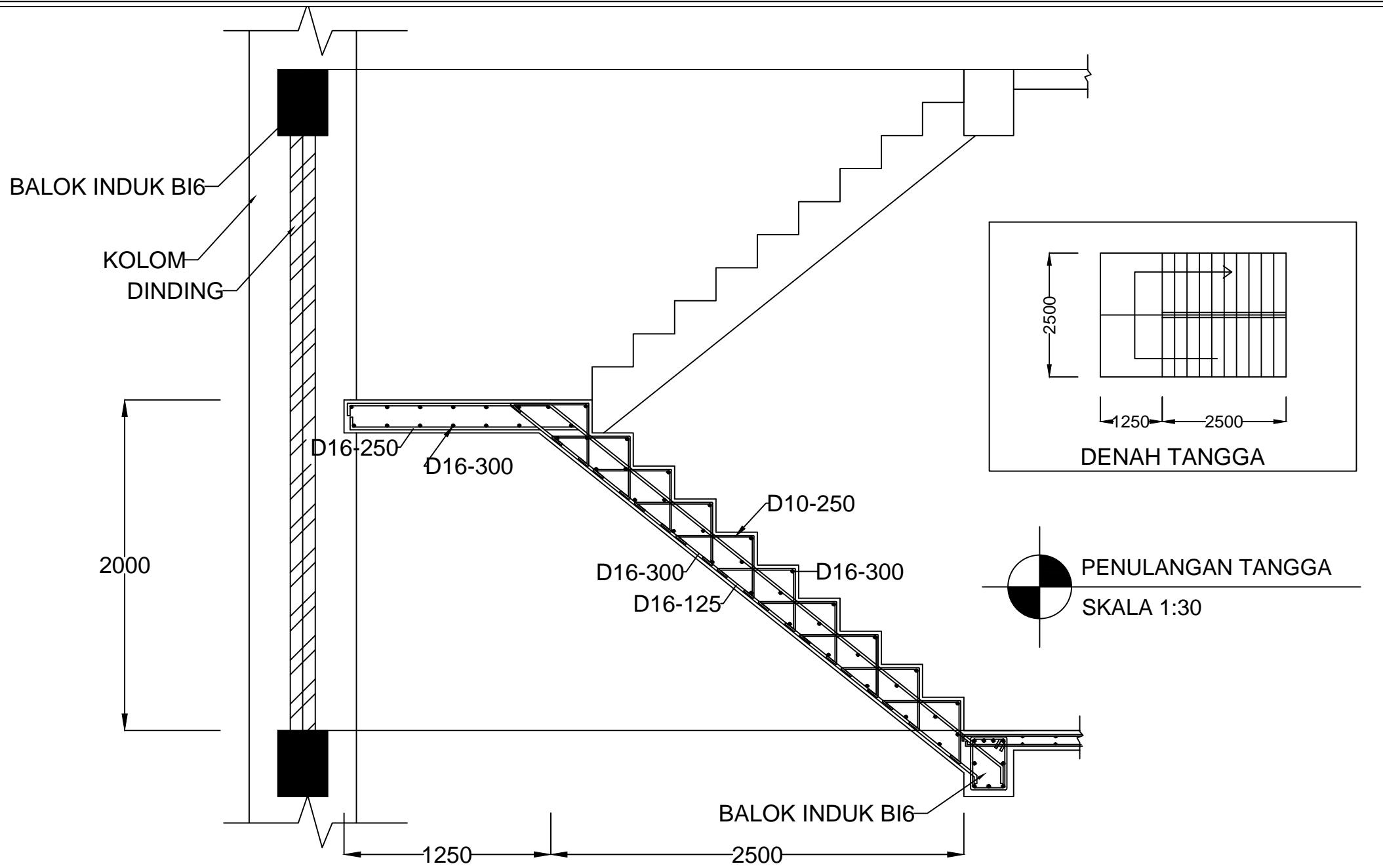


TYPE BALOK	BA1 (L=6875mm)		BA2 (L=6000mm)		BALOK LIFT			
DIMENSI BALOK	250X350		200X300		300X400			
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN		
POTONGAN								
TUL ATAS	4D19	3D19	4D19	2D19	8D19	4D19		
TUL BAWAH	2D19	2D19	2D19	2D19	4D19	8D19		
SENGKANG	2D13-150	2D13-150	2D13-125	2D13-125	2D13-150	2D13-150		
TYPE BALOK	BA3 (L=4575mm)		BA4 (L=7275mm)		REKAPITULASI PENULANGAN BALOK ANAK SKALA 1:25			
DIMENSI BALOK	350X500		350X500					
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN				
POTONGAN								
TUL ATAS	2D19	2D19	4D19	3D19				
TUL BAWAH	2D19	2D19	2D19	2D19				
SENGKANG	2D13-125	2D13-125	2D13-150	2D13-150				

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO.GAMBAR
	STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA	Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS	MARGARETHA MUNTHE (03111440000099)	REKAPITULASI PENULANGAN BALOK ANAK & LIFT	1:25	11

TYPE BALOK	BK1 (L=1875mm)		BK2 (L=2275mm)		BK3 (L=6875mm)			
DIMENSI BALOK	350X500		350X500		350X500			
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN		
POTONGAN								
TUL ATAS	15D19	4D19	15D19	3D19	5D19	3D19		
TUL BAWAH	14D19	5D19	14D19	4D19	4D19	3D19		
TUL PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19		
SENGKANG	2D13-40	2D13-75	2D13-50	2D13-100	2D13-100	2D13-150		
TYPE BALOK	BK4 (L=7275mm)		BK5 (L=3300mm)		BK6 (L=5250mm)			
DIMENSI BALOK	350X500		300X400		350X500			
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN		
POTONGAN								
TUL ATAS	6D19	3D19	6D19	2D19	8D19	2D19		
TUL BAWAH	4D19	3D19	6D19	2D19	8D19	4D19		
TUL PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19		
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-80	2D13-150	2D13-100	2D13-150		
TYPE BALOK	BK7 (L=6000mm)		BK8 (L=4575mm)		REKAPITULASI PENULANGAN BALOK KOLEKTOR SKALA 1:25			
DIMENSI BALOK	300X400		300X400					
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN				
POTONGAN								
TUL ATAS	4D19	2D19	4D19	2D19				
TUL BAWAH	3D19	2D19	3D19	2D19				
TUL PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19				
SENGKANG	2D13-80	2D13-150	2D13-80	2D13-150				





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

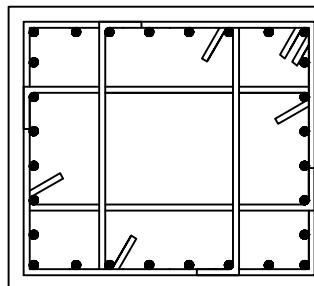
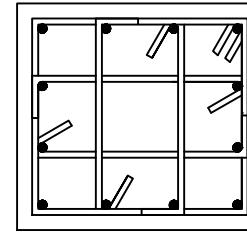
PENULANGAN TANGGA

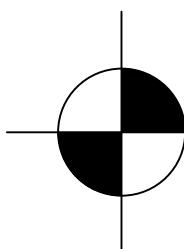
SKALA

1:50

NO.GAMBAR

13

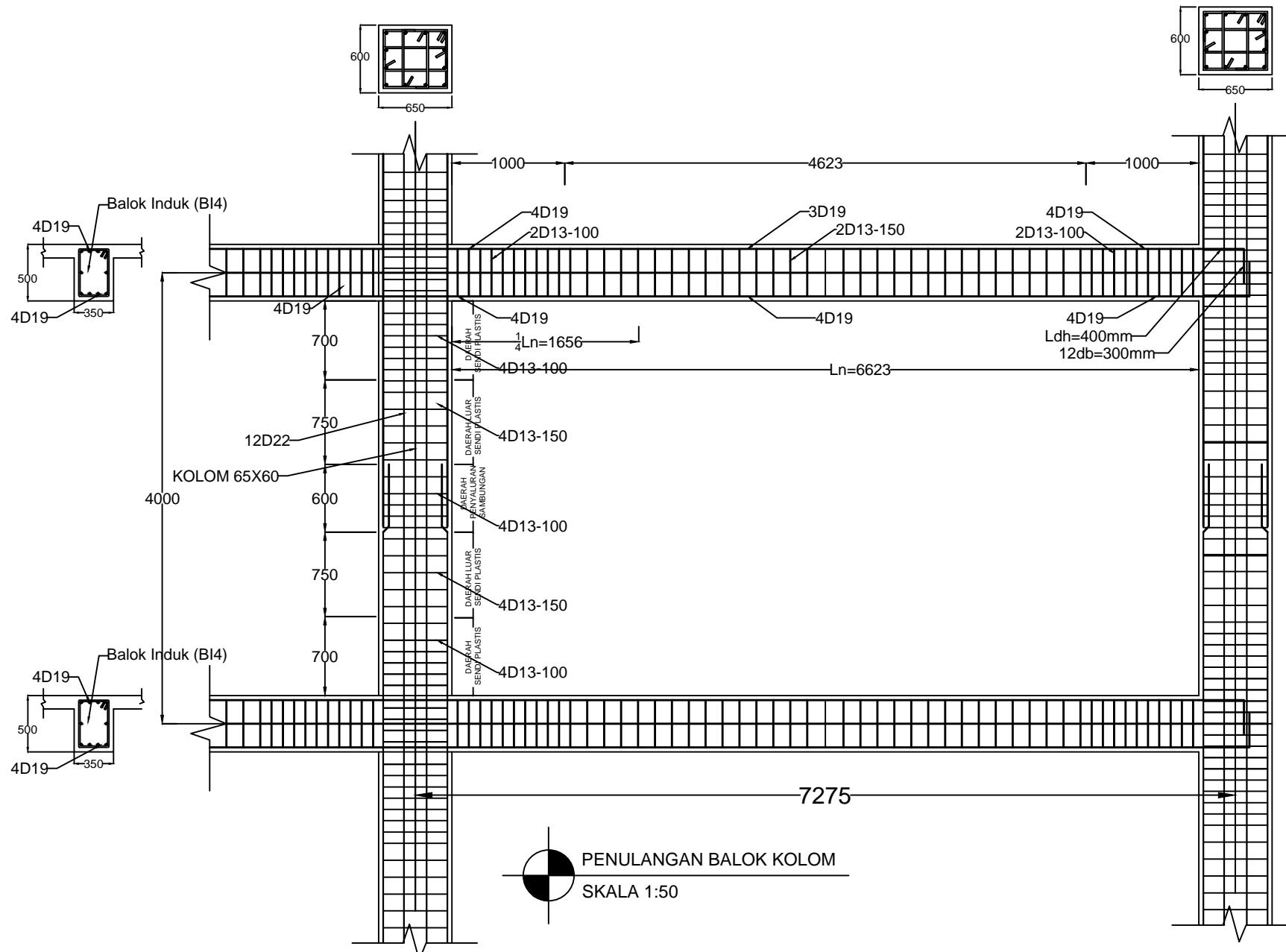
TYPE KOLOM	K1	K2
DIMENSI KOLOM	850X750	650X600
POTONGAN		
TULANGAN	20D22	12D22
SENGKANG	4D16-100/125	4D16-100/125



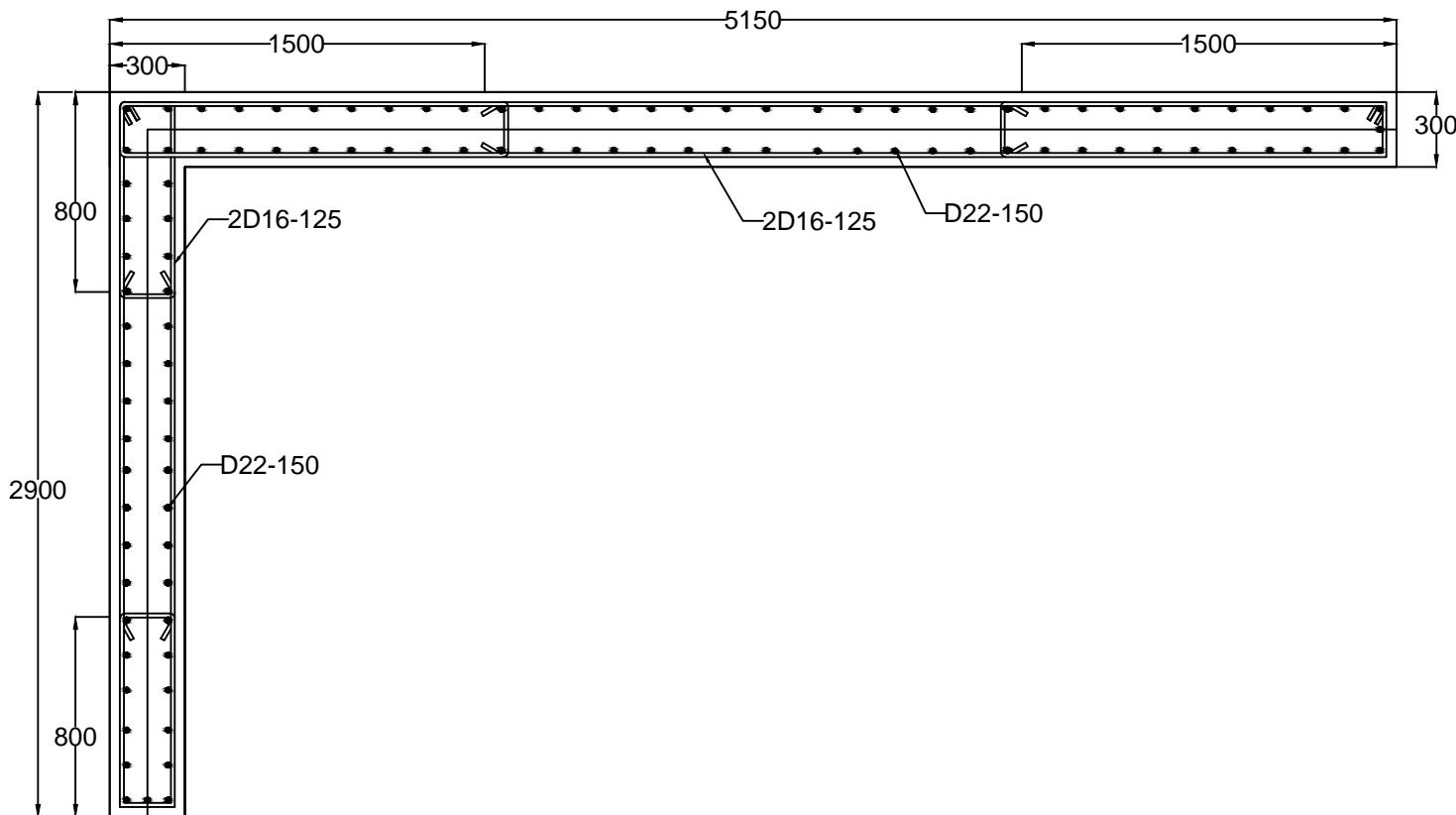
REKAPITULASI PENULANGAN KOLOM

SKALA 1:20

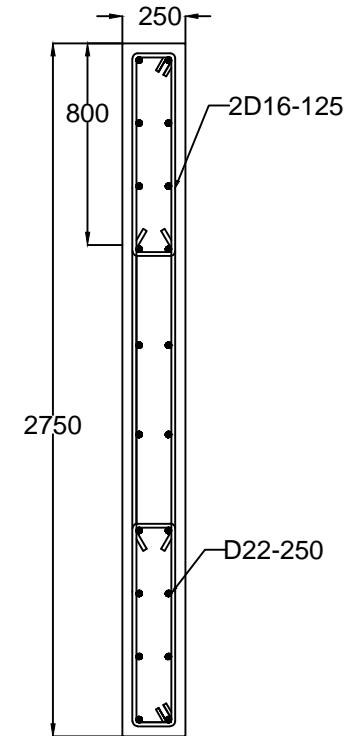
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO.GAMBAR
	STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTSIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA	Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS	MARGARETHA MUNTHE (0311144000099)	REKAPITULASI PENULANGAN KOLOM	1:20	14



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS SURABAYA	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO.GAMBAR
	STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENSIONAL PADA GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA	Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS	MARGARETHA MUNTHE (0311144000099)	HUBUNGAN BALOK DAN KOLOM	1:50	15



PENULANGAN SHEARWALL L KIRI
SKALA 1:30



PENULANGAN SHEARWALL I KIRI
SKALA 1:30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

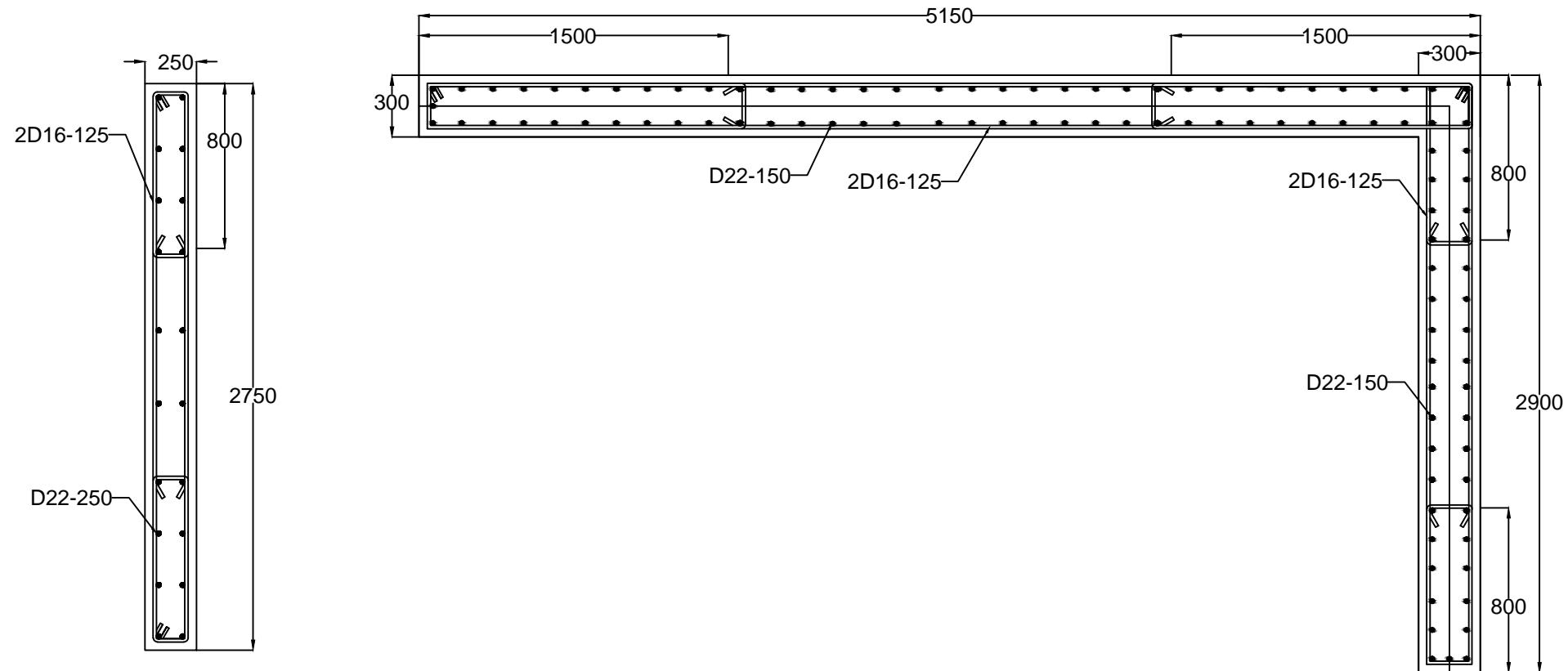
REKAPITULASI PENULANGAN
SHEAR WALL

SKALA

1:30

NO.GAMBAR

16



PENULANGAN SHEARWALL L KANAN
SKALA 1:30

PENULANGAN SHEARWALL I KANAN
SKALA 1:30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE
(SFRC) DAN BETON BERTULANG KONVENTIONAL PADA GEDUNG
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH (RSUD) KOJA JAKARTA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
DR.Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

NAMA MAHASISWA

MARGARETHA MUNTHE
(0311144000099)

JUDUL GAMBAR

REKAPITULASI PENULANGAN
SHEAR WALL

SKALA

1:30

NO.GAMBAR

17

BIODATA PENULIS



Margaretha Munthe

Penulis dilahirkan di Sidikalang, 05 September 1995, merupakan anak ke 3 dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 030279 Sidikalang, SMPN 1 Sidikalang, dan SMAN2 Balige. Setelah penulis lulus SMA, penulis mengikuti ujian masuk ITS dan diterima di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2014 dengan NRP 3114100099.

Penulis adalah Mahasiswi Program Sarjana dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas Akhir “Studi Perbandingan Desain Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) dan Beton Bertulang Konvensional pada Gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Koja Jakarta”.

Email: margarethamunthe@gmail.com