TUGAS AKHIR (RC14-1501)

STUDI KOMPARASI DESAIN GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BERDASAR SNI BETON 03-2847-2002 DAN SNI 1726 – 2002 DENGAN SNI BETON 2847:2013 DAN SNI 1726:2012

WAHYU MAYA DEWATAMA
NRP. 3114100002

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

TUGAS AKHIR (RC14-1501)

STUDI KOMPARASI DESAIN GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BERDASAR SNI BETON 03-2847-2002 DAN SNI 1726 – 2002 DENGAN SNI BETON 2847:2013 DAN SNI 1726:2012

WAHYU MAYA DEWATAMA
NRP. 3114100002

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Hidayat Sugihardjo M., MS.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

FINAL PROJECT (RC14-1501)

COMPARISON STUDY DESIGN OF STRUCTURE BUILDING RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BASED ON CONCRETE SNI 03-2847-2002 AND EARTHQUAKE 03-1726-2002 WITH CONCRETE SNI 2847:2013 AND EARTH QUAKE 1726:2012

WAHYU MAYA DEWATAMA
NRP. 3114100002

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

Academic Supervisor II
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering, Environtment and Potential
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

STUDI KOMPARASI DESAIN GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BERDASAR SNI BETON 03-2847-2002 DAN SNI 1726 – 2002 DENGAN SNI BETON 2847:2013 DAN SNI 1726:2012

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
WAHYU MAYA DEWATAMA
NRP. 3114100 002

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D. ..... (Pembimbing I)

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

SURABAYA
JULI, 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan…”

STUDI KOMPARASI DESAIN GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BERDASAR SNI BETON 03-2847-2002 DAN SNI 1726 – 2002 DENGAN SNI BETON 2847:2013 DAN SNI 1726:2012

Nama Mahasiswa : Wahyu Maya Dewatama
Nrp : 3114100002
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK - ITS
Dosen Pembimbing 1 : Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.
Dosen Pembimbing 2 : Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

ABSTRAK

Standar code untuk perancangan bangunan gedung di Indonesia saat ini sudah mulai mengalami perubahan . Hal ini ditandai dengan terbitnya SNI 1726:2012 yang mengacu pada ASCE 7-10 sebagai pengganti SNI 03-1726-2002 dan telah diterbit juga peraturan beton yang baru SNI 2847-2013 sebagai pengganti SNI 03-2847-2002. Untuk itu pada tugas akhir ini akan dilakukan studi komparasi desain gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur antara peraturan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002 dengan SNI 17262012 dan SNI 28472013. Gedung Rumah Susun ini merupakan gedung hunian terdiri dari 16 lantai. Perancangan yang dilakukan pada tugas akhir ini meliputi perencanaan struktur sekunder dan struktur primer .Gedung yang pada kondisi eksistingnya berada di jakarta dirancang untuk dibangun di jakarta yang merupakan daerah wilayah cukup tinggi. Desain gedung ini menggunakan dual sistem Sistem Rangka Pemikul Momen KhususSRPMK dan Dinding Struktural. Beban gravitasi dan gempa didesain dengan SNI 03-1726-2002 dan SNI 17262012 dan untuk perhitungan penulangan lenturgeser dan torsi menggunakan SNI 03-2847- 2002 dan SNI 28472013. Hasil dari

komparasi dua peraturan tersebut diantaranya , didapatkan kesimpulan menunjukkan gaya geser dasar akibat kombinasi beban gempa dengan standar SNI 1726-2002 dan SNI 1726 :2012 didapat gaya geser dasar untuk SNI 03-1726-2002 sebesar 0,0274Wt dan untuk SNI 1726:2012 sebesar 0,0326Wt. sehingga gaya geser dasar yang dihasilkan perhitungan SNI 1726:2012 lebih besar dan didapatkan perbandingan penulangan elemen struktur hasil perancangan berdasarkan standar baru dengan penulangan elemen struktur hasil perancangan berdasarkan standar lama. lebih besar menggunakan SNI 2847:2013 dibandikan dengan SNI 03-2847-2002 sehingga penulngan lebih boros menggunakan peraturan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 ditinjau dari segi ekonomis.

Kata Kunci : *perancangan struktur gedung, komparasi , SNI 03 – 2847 – 2002, SNI 2847:2013,SNI 1726-2002, SNI 1726:2012.*

COMPARISON STUDY DESIGN OF STRUCTURE BUILDING RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BASED ON CONCRETE SNI03-2847-2002 AND EARTHQUAKE 03-1726-2002 WITH CONCRETE SNI 28472013 AND EARTHQUAKE17262012

Student Name	**: Wahyu Maya Dewatama**
Nrp	**: 3114100002**
Department	**: Teknik Sipil FTSP-ITS**
Academic Supervisor	**: Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.**
	Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS

ABSTRACT

Standard code to design buildings in Indonesia is starting to change. It is marked by the publication of SNI17262012 which refers to ASCE 7-10 as a replacement for SNI 03-1726-2002 and has Unpublished concrete new regulations also SNI 2847-2013 as a replacement for SNI 03-2847-2002. For the final project will be carried out a comparative study of building design Infrastructure Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur between SNI and SNI 03-2847-2002 03-1726-2002 SNI 17262012 and SNI 28472013. Building Infrastructure Rumah susun building consists of 16 floors. The design is done in this thesis includes the structural design of the secondary and primary structures. Eksistingnya building conditions in Jakarta is designed to be built in an area the entire region of high seismic zones. The building design uses bearers Specia Moment Resisting Frame System SMRF and shearwall for seismic, gravity loads and seismic design with SNI 03-1726-2002 and SNI 17262012 and for the calculation of reinforcement bending shear and torsion using SNI 28472013 and SNI 03-2847-2002. The result of the comparison of the two regulations, among

others, the conclusion shows that the base shear force due to the combination of seismic loads with SNI 1726-2002 and SNI 1726: 2012 standards obtained base shear for SNI 03-1726-2002 of 0.0274Wt and for SNI 1726: 2012 of 0.0326Wt. so that the base shear force generated by SNI 1726: 2012 calculation is greater and the comparison of design element reinforcement elements based on the new standard with the reinforcement of design elements based on the old standard. greater use of SNI 2847: 2013 was bathed with SNI 03-2847-2002 so that penulngan more extravagant use the regulations of SNI 1726: 2012 and SNI 2847: 2013 in terms of economical.

Key Word : *design of structure building, comparison , SNI 03 – 2847 – 2002, SNI 2847:2013,SNI 1726-2002, SNI 1726:2012*

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Allah SWT atas limpahan petunjuk dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini membahas "Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasar Sni Beton 03-2847-2002 Dan Sni 1726 – 2002 Dengan Sni Beton 2847:2013 Dan Sni 1726:2012". Dalam Tugas Akhir ini secara garis besar membahas tentang perbandingan volume tulangan elemen beton yaitu pelat, balok dan kolom, serta elemen struktur lainnya.

Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
2. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
3. Ibu Yudhi Lastiasih, ST., MT. Selaku Dosen Wali.
4. Bapak Trijoko Wahyu Adi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS
5. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.
6. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas akhir ini.

Dalam penulisan laporan ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi laporan ini.

Surabaya, Juni 2018

(Penulis)

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR ISI

ABSTRAK iii
ABSTRACT v
KATA PENGANTAR vii
DAFTAR ISI ix
DAFTAR GAMBAR xix
DAFTAR TABEL xxiii
BAB 1 1
1.1. Latar belakang 1
1.2. Rumusan Masalah 3
1.3.Tujuan 4
1.4. Batasan Masalah 5
1.5. Manfaat 5
BAB 2 7
2.1. Umum 7
2.2. Pembebanan 8
2.2.1. Beban Mati 8
2.2.2. Beban Hidup 8
2.2.3. Beban Gempa 8
2.3 Desain Struktur 25
2.3.1 Perencanaan Plat Lantai 25
2.3.2. Desain tangga 28
2.3.3. Desain komponen lentur balok SNI 03-2847-2002 28

2.3.4. Desain komponen lentur balok SNI 2847:2013.....28
2.3.5. Penulangan lentur balok SNI 03-2847-2002.....28
2.3.6. Penulangan lentur balok SNI 2847:2013.....30
2.3.7. Persyaratan kuat geser balok pada SNI 03-2847-2002.....31
2.3.8. Persyaratan kuat geser balok pada SNI 2847:2013...32
2.3.9. Tulangan pengekang.....34
2.3.10. Persyaratan kuat geser kolom pada SNI 03-2847-2002.....35
2.3.11. Persyaratan kuat geser kolom pada SNI 2847:201335
2.3.12. Kontrol retak SNI 03-2847-2002.....35
2.3.13. Kontrol retak SNI 2847:2013.....36
2.3.14. Panjang penyaluran SNI 03-2847-2002.....36
2.3.15. Panjang penyaluran SNI 2847:2013.....37
2.3.16. Tulangan transversal SNI 03-2847-2002.....38
2.3.17. Tulangan transversal SNI 2847 : 2013.....39
2.3.18. Hubungan balok kolom SNI 03-2847-2002.....39
2.3.19. Hubungan balok kolom SNI 2847:2013.....41
2.4. Konstruksi Tahan Gempa.....43
BAB 3.....45
3.1. Umum.....45
3.2. Bagan Alir Perencanaan.....45
3.3. Pengumpulan Data.....47
3.4. Studi literatur.....47

3.5. Preliminary Design 48
3.5.1. Dimensi balok sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 48
3.5.2. Dimensi tebal plat sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 50
3.5.3. Dimensi kolom sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 52
3.6. Perencanaan struktur sekunder 52
3.7. Pembebanan Struktur Utama 53
3.8. Perhitungan Gaya Gempa 55
3.9. Pemodelan struktur memakai progam ETABS 57
3.10. Kontrol Permodelan Struktur 57
3.10.1 Kontrol Partisipasi Massa 58
3.10.2 Kontrol Perioda Fundamental Struktur 58
3.10.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis 59
3.10.4. Kontrol Drift (Defleksi Bangunan) 60
3.11. Analisa Struktur 60
3.12. Perencanaan struktur primer 61
3.12.1 Merencanakan dan mendesain struktur balok 61
3.12.2. Merencanakan dan mendesain struktur kolom 64
3.13. Kontrol 65
3.13.1Kontrol retak sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 65
3.13.2 Kontrol lendutan sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 66

3.13.3 Kontrol HBK sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 67
3.14. Hasil dan Analisa.....69
3.15. Jadwal Kegiatan.....70
BAB 4.....71
PERHITUNGAN GAYA GESER GEMPA SNI 1726:2012 Dan SNI 1726-2002 71
4.1 Analisa beban gempa respon spektrum SNI 1726:2012....71
4.1.1 Nilai SS berdasarkan Gambar 2.1 72
4.1.2 nilai S_1 bedasarkan Gambar 2.2 72
4.1.3 Nilai Fa berdasarkan tabel 2.4 72
4.1.4 nilai Nilai Fv berdasarkan tabel 2.5 72
4.1.5 Nilai parameter spectrum respon percepatan perioda pendek dan perioda 1 detik (SMs dan SM1) bedasarkan SNI 1726:2012 maka diperoleh : 73
4.1.6 Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek dan periode 1 detik (S_{DS} dan S_{D1}) 73
4.1.7 Penentuan perioda.....73
4.1.8 Spektrum respons Desain.....74
4.1.9 Gaya desain seismic.....74
4.1.10 Perhitungan koefisien respons seismic untuk tanah sedang 74
4.2 Analisa Beban Gempa Respon spektrum SNI 03-1726-2002 77
4.2.1 Gaya Dasar seismic 78

4.2.3 kesimpulan 79
BAB 5 81
DESAIN STRUKTUR PADA SNI 03-2847-2002 81
5.1 Desain Pleriminari 81
5.1.1 Desain Dimensi Balok 81
5.1.2 Desain dimensi plat 83
5.1.3 Desain dimensi kolom 93
5.1.4 Desain tangga 96
5.1.5 Perencanaan Dinding Geser 98
5.2 Desain struktur sekunder 99
5.2.1 Desain struktur pada pelat 99
5.2.2 Desain struktur tangga 108
5.2.3 Desain struktur balok anak 121
5.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Lift 129
5.3 Pembebanan dan Analisa Struktur 137
5.3.1 Umum 137
5.3.2 Permodelan Struktur 137
5.3.3 Pembebanan Gravitasi 138
5.3.4 waktu getar alami 140
5.3.5 gaya geser dasar nominal 141
5.4 Desain Balok primer 150
5.4.1 umum 150
5.4.2 Desaain balok 151

5.4.3 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk 152
5.4.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk 162
5.4.5 Penulangan Geser 165
5.4.6 Panjang Penyaluran Tulangan.....170
5.4.7 Kontrol Retak.....171
5.5 Perencanaan Kolom.....172
5.5.1 Kontrol Dimensi Kolom 173
5.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom 173
5.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom 175
6.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....175
5.5.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana 176
5.5.6 Perhitungan Tulangan Geser.....176
5.5.7 Kontrol Kebutuhan Torsi 178
5.5.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam ...178
5.5.9 Sambungan Lewatan.....179
5.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom 179
5.6 Hubungan Balok Kolom.....180
5.7 Perencanaan Dinding Geser.....183
5.7.1 Data Perencanaan Dinding Geser 183
5.7.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser.....184
5.7.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser 184

5.7.3. Penulangan Geser Shearwall 184
5.7.4 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal 185
5.7.5. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal .. 185
5.7.6. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal ... 186
5.7.8. Kontrol Komponen Batas 186
5.7.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn 187
BAB 6 ..... **Error! Bookmark not defined.**
DESAIN STRUKTUR PADA SNI 2847:2013 Dan SNI 1726-2012 189
6.1 Desain Pleriminari 189
6.1.1 Desain Dimensi Balok 189
6.1.2 Desain dimensi plat 191
6.1.3 Desain dimensi kolom 200
6.1.4 Desain tangga 202
6.1.5 Perencanaan Dinding Geser 205
6.2 Desain struktur sekunder 205
6.2.1 Desain struktur pada pelat 205
6.2.2 Desain struktur tangga 210
6.2.3 Desain struktur balok anak 222
6.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Lift 229
6.3 Pembebanan dan Analisa Struktur 235
6.3.1 Umum 235
6.3.2 Permodelan Struktur 236
6.3.3 Pembebanan Gravitasi 236

6.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis 239
6.4 Desain Balok primer 253
6.4.1 umum 253
6.4.2 Desaain balok 253
6.4.3 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk 254
6.4.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk 265
6.4.5 Penulangan Geser 268
6.4.6 Panjang Penyaluran Tulangan 273
6.4.7 Kontrol Retak 274
6.5 Perencanaan Kolom 275
6.5.1 Kontrol Dimensi Kolom 276
6.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom 276
6.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom 278
6.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor 278
6.5.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana 279
6.5.6 Perhitungan Tulangan Geser 279
6.5.7 Kontrol Kebutuhan Torsi 281
6.5.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam ...281
6.5.9 Sambungan Lewatan 282
6.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom 283
6.6 Hubungan Balok Kolom 283
6.7 Perencanaan Dinding Geser 286

6.7.1 Data Perencanaan Dinding Geser 286
6.7.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser 287
6.7.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser 287
6.7.3. Penulangan Geser Shearwall 287
6.7.4 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal 288
6.7.5. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal .. 289
6.7.6. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal ... 289
6.7.8. Kontrol Komponen Batas 289
6.7.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn..... 290
BAB 7..... 293
ANALISA DAN PERBANDINGAN 293
7.1. Balok 293
7.1.1 Tulangan Tumpuan Balok 298
7.1.2 Tulangan Geser Balok 300
7.2. Kolom..... 301
7.2.1 Tulangan Lentur Kolom 303
7.2.2. Tulangan Geser Kolom..... 303
7.2.3 Joint Rangka 306
7.3. Shearwall..... 307
7.3.1. penulangan shear wall..... 307
7.4 Studi kasus 1..... 311
7.5 Studi Kasus 2..... 316
BAB 8..... 321

PENUTUP 321
8.1. Kesimpulan 321
8.2.Saran 323
DAFTAR PUSTAKA 325

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1. Peta Gempa Ss 12
Gambar 2. 2. Peta Gempa S_1 13
Gambar 2. 3. Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum 22
Gambar 2. 4 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur SNI 03-2847-2002 29
Gambar 2. 5. Persyaratan Penulangan Komponen Lentur SNI 2847:2013 30
Gambar 2. 6. Gaya Geser Pada Balok SNI 03-2847-2002 32
Gambar 2. 7.Desain Gaya Geser Pada Balok Sni 2847:2013 34
Gambar 2. 8. Penulangan Tranversal Komponen Lentur 34
Gambar 2. 9. Desain Sengkang Tetutup 34
Gambar 2. 10.HBK Berdasarkan SNI 2847 – 2002 41
Gambar 2. 11 .Hbk Berdasarkan Sni 2847:2013 42

Gambar 3. 1 . bagan alir penyelesaian tugas akhir 46
Gambar 3. 2. Perhitungan Simpangan Tiap Lantai 60
Gambar 4. 1 grafik respon spektrum 74
Gambar 4. 2 grafik respon spektrum wilayah gempa 3 78

Gambar 5. 1 Denah pembalokan 82
Gambar 5. 2 tinjauan balok yang di rencanakan 82
Gambar 5. 3 tinjauan plat lantai tipe S1 84
Gambar 5. 4 tebal minimum balok dan pelat satu arah 85
Gambar 5. 5 potongan melintang balok 87
Gambar 5. 6 potongan melintang balok 88
Gambar 5. 7 potongan melintang balok 90
Gambar 5. 8 potongan melintang balok 91
Gambar 5. 9 denah pembebanan kolom 94

Gambar 5. 10 desain tangga 97
Gambar 5. 11 perencanaan pelat atap.....100
Gambar 5. 12 perenacanaan plat lantai.....105
Gambar 5. 13 perencanaan tangga.....109
Gambar 5. 14 detai perencanaan tangga.....110
Gambar 5. 15 pembebanan pada struktur tangga.....112
Gambar 5. 16 pembebanan pada balok bodes 118
Gambar 5. 17 penulangan balk bordes 120
Gambar 5. 19 distribusi beban pelat ke balok anak.....122
Gambar 5. 20 balok yang ditanjau.....123
Gambar 5. 21 momen menurut PBI 1971.....124
Gambar 5. 22 Penulangan Balok anak (BA) 126
Gambar 5. 23 kontrol retak balok.....128
Gambar 5. 24 ptongan memanjang dan melintang balok anak..129
Gambar 5. 25 Denah Ruang Lift 131
Gambar 5. 26 potongan balok lift.....136
Gambar 5. 27 Permodelan pada ETABS 137
Gambar 5. 28 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart....171
Gambar 5. 29 potongan balok B1.....171
Gambar 5. 30 Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80.174
Gambar 5. 31 Output spColumn Investigation Kolom 80/80....174
Gambar 5. 32 Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolom 80/80.....176
Gambar 5. 33 Luas Joint Efektif.....181
Gambar 5. 34 Output SpColumn Arah X 188
Gambar 5. 13 perencanaan tangga.....210
Gambar 5. 14 detai perencanaan tangga.....211
Gambar 5. 17 penulangan balk bordes 221
Gambar 5. 23 kontrol retak balok.....228
Gambar 5. 35 Denah Ruang Lift 230
Gambar 5. 36 potongan balok lift.....235

Gambar 6. 1 Denah pembalokan 189
Gambar 6. 2 detail denah balok 190
Gambar 6. 3 tinjauan plat lantai tipe S1 191
Gambar 6. 4 tebal minimum balok dan pelat satu arah 192
Gambar 6. 5 potongan melintang balok 194
Gambar 6. 6 potongan melintang balok 195
Gambar 6. 7 potongan melintang balok 197
Gambar 6. 8 potongan melintang balok 198
Gambar 6. 9 Denah pembebanan kolom 201
Gambar 6. 10 perencanaan tangga 204
Gambar 6. 11 potongan melintang pelat atap 207
Gambar 6. 13 pembebanan pada struktur tangga 213
Gambar 6. 14 distribusi beban pelat ke balok anak 223
Gambar 6. 15 Beban yang bekerja pada balok lift 233
Gambar 6. 16 Permodelan pada ETABS 236
Gambar 6. 17 grafik respon spektrum 242
Gambar 6. 18 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart ... 273
Gambar 6. 19 potongan balok B1 274
Gambar 6. 20 Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80. 277
Gambar 6. 21 Output spColumn Investigation Kolom 80/80.... 278
Gambar 6. 22 Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolom 80/80 279
Gambar 6. 23 Luas Joint Efektif 284
Gambar 6. 24 Output SpColumn Arah X 291

Gambar 7. 1 perbandingan ratio tulanganlentur tumpuan negatif 298
Gambar 7. 2 perbandingan ratio tulanganlentur tumpuan positif 299
Gambar 7. 3 perbandingan ratio tulanganlentur lapangan 300
Gambar 7. 4 perbandingan tulangan geser tumpuan 300

Gambar 7. 5 perbandingan tulangan geser lapangan 301
Gambar 7. 6 perbandingan hasil perhitungan tulangan geser tumpuan.....304
Gambar 7. 7 perbandingan hasil perhitungan tulangan geser lapangan 304
Gambar 7. 8 Grafik panjang penyulan 305
Gambar 7. 9 perbandingan kuat geser joint 307
Gambar 7. 10 Shearwall.....307
Gambar 7. 11 perbandingan tulangan geser shearwall arah x dan arah y.....308
Gambar 7. 12 Panjang boundary elemen 308
Gambar 7. 13 Perbandingan tulangan lentur tumpuan negatif 309
Gambar 7. 14 Perbandingan tulangan lentur tumpuan positif 310
Gambar 7. 15 tulangan lapangan.....311
Gambar 7. 16 Perbandingan tulangan lentur negative 313
Gambar 7. 17 Perbandingan tulangan lentur positif 314
Gambar 7. 18 perbandingan tulangan lentur lapangan 315
Gambar 7. 19 Perbandingan tulangan lentur negative 317
Gambar 7. 20 Perbandingan tulangan lentur positif 318
Gambar 7. 21 Perbandingan tulangan lentur lapangan 319

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1. Kategori Risiko Bangunan 9
Tabel 2. 2. Faktor Keutamaan Gempa 11
Tabel 2. 3. Kelas Situs Berdasarkan Jenis Tanah Dan Parameter 13
Tabel 2. 4. Factor Amplifikasi Meiputi Faktor Amplifikasi Getaran Terkait Percepatan Pada Getaran Perioda Pendek 15
Tabel 2. 5. Factor Amplifikasi Meiputi Faktor Amplifikasi Getaran Terkait Percepatan Pada Getaran Perioda 1 Detik 16
Tabel 2. 6. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek 17
Tabel 2. 7. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik 17
Tabel 2. 8. Koefisien Dan Faktor Desain Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2012 18
Tabel 2. 9. Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan (SNI 1726:2012 Tabel 14) 19
Tabel 2. 10. Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin (Δa) Diuraikan Pada Tabel 24
Tabel 2. 11 persyaratan Panjang penyaluran SNI 03-2847-2002 36
Tabel 2. 12 Persyaratan Panjang Penyaluran SNI 2847:2013 37
Tabel 2. 13. Perbedaan Antara SNI 03-2847-2002 Dan SNI 2847:2013 .....

Tabel 3. 1. Tinggi minimum balok 49
Tabel 3. 2. Beban Mati 54
Tabel 3. 3. Koefisien Cu 59
Tabel 3. 4. Koefisien Ct dan x 59

Tabel 4. 1 Kategori kelas situs tanah 71
Tabel 4. 2 koefisien parameter getrar 75

Tabel 5. 1 Detai pembebanan pada kolom 95
Tabel 5. 2 Rekapitulasi perhitungan tulangan pelat.....108
Tabel 5. 3 Rekapitulasi penulangan tangga 121
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Pembebanan.....139
Tabel 5. 5 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual 140
Tabel 5. 6 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS 143
Tabel 5. 7 gaya geser hasil setelah penambahan faktor.....143
Tabel 5. 8 Kontrol Sistem Ganda 144
Tabel 5. 9 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon 145
Tabel 5. 10 Kontrol Simpangan Arah X dan Y 146
Tabel 5. 11 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi 147
Tabel 5. 12 eksentrisitas dengan pusat masa baru 148
Tabel 5. 13 eksentristas baru setelah adanya perubahan pusat masa.....150
Tabel 5. 14 rekapitulasi dimensi balok.....151
Tabel 5. 15 rekapitulasi perencanaan tulangan lentur 162
Tabel 5. 16 rekapitulasi tulangan torsi.....165
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi.....170
Tabel 5. 18 Rekap penulngan balok induk B1 40x60.....171
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perencanaan Kolom.....180
Tabel 5. 3 Rekapitulasi penulangan tangga 222

Tabel 6. 1 Pembebanan kolom 201
Tabel 6. 2 Rekapitulasi perhitungan tulangan pelat.....209
Tabel 6. 4 Rekapitulasi Pembebanan.....238

Tabel 6. 5 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual 239
Tabel 6. 6 periode hasil dari ETABS 243
Tabel 6. 7 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS 245
Tabel 6. 8 Kontrol Sistem Ganda 246
Tabel 6. 9Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon 247
Tabel 6. 10 Batas Simpangan Gedung 247
Tabel 6. 11 Kontrol Simpangan Arah X dan Y 249
Tabel 6. 12 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi 251
Tabel 6. 13 eksentristas baru setelah adanya perubahan pusat masa 252
Tabel 6. 14 rekapitulasi dimensi balok 254
Tabel 6. 15 rekapitulasi penulangan lentur balok 264
Tabel 6. 16 rekapitulasi tulangan torsi 268
Tabel 6. 17 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi 273
Tabel 6. 18 Rekapitulasi Perencanaan Kolom 283

Tabel 7. 1 rakpitulasi perbandingan kolom 301
Tabel 7. 2 perbandingan joint rangka 306
Tabel 7. 3 Perbandingan tulangan lentur negatif 309
Tabel 7. 4 Perbandingan tulangan lentur positif 310
Tabel 7. 5 Perbandingan tulangan lapangan 310
Tabel 7. 6 rekapitulasi perbandingan tulangan 313
Tabel 7. 7 rekapitulasi perbandingan tulangan 314
Tabel 7. 8 rekapitulasi perbandingan tulangan 315
Tabel 7. 9 rekapitulasi perbandingan tulangan 317
Tabel 7. 10 rekapitulasi perbandingan tulangan 318
Tabel 7. 11 rekapitulasi perbandingan tulangan 319

BAB 1
PENDAHULUAN

1.1. Latar belakang

Indonesia sering terjadi berbagai macam bencana alam, terutama gempa.Gempa bumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Hal ini terjadi karena Indonesia berada di kawasan Pasific Ring Of Fire yang merupakan jalur rangkaian gunung berapi aktif di dunia. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempa bumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Secara geografis Indonesia merupakan daerah rawan gempa bumi karena dilalui oleh jalur pertemuan 3 lempeng tektonik, yaitu : lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia dan lempeng Pasifik.

Peristiwa gempa di Indonesia mengakibatkan banyaknya keruntuhan gedung yagsangat parah. Keruntuhan gedung tersebut disebabkan oleh hal-hal yang berbeda. Ada yang disebabkan karena kesalahan dalam konsepnya ada pula yang disebabkan karena kesalahan pada saat pelaksanaannya. Bahkan kejadian gempa di Aceh tahun 2004 mempunyai periode ulang 1000 tahun, dengan demikian jelas magnitudenya lebih besar dari gempa 500 tahun yang mungkin terjadi diwilayah tersebut (Purwono 2005). Kedatangan gempa tidak dapat diprediksi secara pasti tempat dan waktunya, oleh sebab itu, harus ada sistem pemberitahuan dini terhadap bahaya gempa dan juga dibuat pengantisipasian dengan pembangunan gedung yang tahan gempa agar tidak memakan korban jiwa dalam jumlah banyak.

Prinsip dari perencanaan struktur gedung adalah menghasilkan suatu bangunan yang aman, nyaman, kuat, efisian dan ekonomis. Suatu konstruksi gedung harus mampu menahan beban dan gaya-gaya yang bekerja pada konstruksi itu sendiri,

sehingga bangunan atau struktur gedung aman dalam jangka waktu yang direncanakan. Di dalam perencanaan gedung terdapat berbagai komponen yaitu menggunakan struktur beton, struktur baja, maupun struktur kayu . Salah satu komponen yang berperan penting pada struktur bangunan adalah beton.

Peraturan mengenai tatacara perencanaan struktur beton bertulang di Indonesia mengalami pembaharuan seiring dengan dikeluarkannya SNI 2847:2013 mengenai "Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung". Peraturan yang baru ini sekaligus menggantikan peraturan sebelumnya, yaitu SNI 03-2847-2002 yang sudah berlaku lebih dari 10 tahun. Meskipun tidak terdapat perubahan yang cukup signifikan, namun beberapa detail perubahan yang diatur dalam SNI yang baru ini harus dipahami dengan baik oleh pelaku konstruksi, terutama para perencana struktur. Salah satu hal baru yang dicantumkan dalam SNI 2847:2013 adalah dalam hal perencanaan komponen struktur lentur (balok). Dalam SNI 2847:2013 penampang struktur lentur dikategorikan menjadi tiga macam, yaitu penampang terkendali tarik, penampang terkendali tekan, serta penampang yang berada dalam zona transisi antara tarik dan tekan. Penentuan kriteria penampang tersebut didasarkan pada regangan tarik *netto*, εt, yang terjadi pada tulangan baja terluar. Rasio tulangan maksimum ditentukan berdasarkan regangan tarik minimum yang boleh terjadi, sesuai dengan yang ditentukan dalam peraturan. Hal ini sedikit berbeda dari peraturan sebelumnya, SNI 03-2847-2002, yang menyatakan bahwa rasio tulangan maksimum dibatasi sebesar 0,75 dari rasio tulangan dalam kondisi seimbang.

Selain itu, perubahan juga terjadi pada faktor reduksi kekuatan, φ. Jika pada SNI 03-2847-2002, nilai φ ditentukan seragam sebesar 0,8, maka pada SNI 2013 nilai φ diperbolehkan diambil sebesar 0,90 jika εt mencapai 0,005 atau lebih dan direduksi secara linear hingga εt mencapai batas minimum yang diizinkan sebesar 0,004.

Dengan adanya perubahan pada standar perencanaan yang baru tersebut, muncul pertanyaan seberapa besar perubahan faktor reduksi kekuatan dari standar perencanaan yang lama yang mempengaruhi beban horizontal (gempa) dan besar simpangan antar lantainya yang nantinya berdampak pada perencanaan penulangan struktur bangunan itu sendiri.

Berdasarkan hal tersebut, dalam tugas akhir ini penulis ingin mengaplikasikan perencanaan dan perbandingan metode desain struktur dengan menggunakan dua peraturan yaitu SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.Salah satu bangunan yang ditinjau dalam studi ini adalah perencanaan pembangunan Rumah Susun Penggilingan Pulo Gebang Jakarta Timur, dalam hal ini studi dilakukan analisis perbandingan antara SNI yang lama dengan SNI yang terbaru. Perbandingan dilakukan pada gaya desain, hasil analisis gempa statis linier dengan model 3 dimensi gedung 16 lantai dengan fungsi bangunan sebagai rumah susun, nantinya dapat diketahui pada perencanaan penulangan struktur portal bangunan menggunakan peraturan SNI 03-2847-2002 dapat diketahui selisih prosentasi pemakaiannya dengan membandingkan hasil perencanaan penulangan struktur portal dengan menggunakan SNI 2847:2013.

1.2. Rumusan Masalah

Peraturan mengenai Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013 yang telah diterbitkan untuk memperbaharui peraturan yang lama seharusnya digunakan dalam perencanaan sebuah struktur gedung agar gedung tersebut dapat lebih adaptif dan sesuai dengan keadaan dan kondisi masa kini dan kali ini peraturan mengenai gempa ditinjau berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1726-2002 . Oleh karena itu, rumusan masalah dilakukannya tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa perbandingan hasil kebutuhan tulangan lentur balok dan kolom menggunakan peraturan

lama SNI 03-2847-2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan peraturan SNI 2847:2013?

2. Berapa perbandingan hasil kebutuhan tulangan geser balok dan kolom menggunakan peraturan lama SNI 03-2847-2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan peraturan SNI 2847:2013?
3. Berapa perbandingan hasil kebutuhan tulangan lentur dan tulangan geser yang menggunakan peraturan lama dengan hasil perencanaan berdasarkan peraturan SNI 2847:2013?
4. Seberapa ekonomis perbandingan hasil perencanaan menggunakan peraturan SNI 03-2847-2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan peraturan SNI 2847:2013?

1.3.Tujuan

1. Untuk mengetahui berapa perbandingan hasil perencanaan tulangan lentur balok dan kolom menggunakan peraturan lama SNI 03 – 2847 – 2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan SNI 2847:2013.
2. Untuk mengetahui berapa perbandingan hasil perencanaan tulangan geser balok dan kolom menggunakan peraturan lama SNI 03- 2847 – 2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan SNI 2847:2013.
3. Untuk mengetahui berapa perbandingan hasil perencanaan tulangan lentur dan tulangan geser kolom yang masih menggunakan peraturan lama SNI 03-2847 – 2002 dengan hasil perencanaan berdasarkan SNI 2847:2013.
4. Untuk mengetahui seberapa ekonomis dan efektif perbandingan hasil perencanaan menggunakan

peraturan lama dengan hasil perencanaan berdasarkan peraturan SNI 2847:2013

1.4. Batasan Masalah

1. Perancangan dilakukan terhadap elemen struktur yang meliputi balok, kolom, dan plat, shearwall
2. Tidak merencanakan metode pelaksanaan pembangunan, Analisa biaya, utilitas, mekanikal elektrikal dll
3. Elemen dinding penahan tanah pada basement dianggap struktur terpisah sehingga dalam studi ini tidak ditinjau
4. Struktur fondasi tidak ditinjau
5. Mutu baja yang digunakan untuk batang ulir(fy=390 mPa)
6. Standar SNI pendetailan struktur yang digunakan adalah SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013
7. Standar peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 1726:2012 dan SNI 03-1726-2002
8. Analisa struktur memakai progam ETABS

1.5. Manfaat

Memberikan informasi dan gambaran mengenai perbandingan hasil perencanaan penulangan gedung yang menggunakan peraturan lama SNI 03-2847-2002 dengan hasil perencanaan penulangan gedung dengan peraturan baru dan SNI Beton Bertulang 2847:2013 berdasarkan SNI Beban Gempa 1726:2012 sehingga dapat diketahui seberapa ekonomis dan efektif antara dua peraturan tersebut.

“Halaman ini sengaja dikosongkan…”

BAB 2
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Perencanaan struktur gedung yang tahan terhadap beban gempa di negara Indonesia sangatlah penting. Beberapa peristiwa gempa yang terjadi pada 5 tahun terakhir menunjukkan bahwa Indonesia termasuk dalam kategori wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Secara umum, perencanaan struktur bangunan gedung beton bertulang tahan gempa berdasarkan standar peraturan gempa Indonesia(SNI 03-1726-2002 dan kini telah diberlakunya SNI 1726:2012). Dalam perencanaan gedung pasti terdapat struktur utama yaitu menggunakan sistem rangka yang terdiri dari balok dan kolom, Balok adalah salah satu elemen struktur portal dengan bentang yang arahnya horizontal. Beban yang bekerja pada balok biasanya beban lentur,beban geser, maupun torsi, sehingga perlu baja tulangan untuk menahan beban-beban tersebut. Sedangkan kolom merupakan elemen struktur yag dibebani dengan gaya aksial tekan yang menumpu balok. SNI mendefinisikan kolom sebagai komponen struktur bangunan dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melebihi 3 yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksal tekan.dalam penggunaan nya kolom tidak hanya menahan beban aksial vertikal, definisi kolom diperluas dengan mencakup juga untuk menahan kombinasi beban aksial dengan momen lentur akibat eksintrisitas tertentu.
persegi dengan distribusi tegangan dan regangan. (Pangouw,2015**)**

Pada saat ini, banyak dijumpai perencanaan struktur bangunan gedung hanya memperhitungkan beban graviasi saja, artinya gedung hanya didesain tanpa memperhitungkan baban gempa. Hal ini sangat berbahaya, mengingat sebagian besar wilayah wilayah di Indonesia masuk dalam kategori gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Maka perencanaan struktur

bangunan gedung tahan gempa menjadi sangat penting terutama untuk didesain pada wilayah gempa 3, 4, 5, 6 di Indonesia. (Aji Pranata,2005)

Pada perencanaan ini akan dilakukan dengan menggunakan peta gempa terbaru dimana gempa terbaru ini memperkirakan magnitude yang lebih besar dibandingkan dengan peta gempa sebelumnya(Surahman,2005) dan untuk desain strukturnya menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Pemilihn sistem perencanaan struktur harus diperhatikan karena akan memperngaruhi ketahanan bangunan terhadap gempa, setetika bangunan keekonomisan bahan material bangunan. Dan dalam tugas akhir ini dijabarkan perencanaan struktur gedung tahan gempa dengan sistem rangka pemikul momen khusus(SRPMK) yang mengacu pada SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726:2012 dengan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012

2.2. Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1726:2012

2.2.1. Beban Mati

Beban mati yaitu semua beban yang berasal dari material kontruksi pembentuk dari bangunan itu, termasuk didalamnya tetapi tidak terbatas pada dinding, lantai, atap, plafon, tangga, *finishes* dan semua material arsitektural maupun struktur serupa yng bersifat permanen

2.2.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang muncul akibat penggunaan/hunian dari bangunan itu (ASCE pasal 4.1). Pada bangunan gedung perluu di perhitungkan adanya berat dinding partisi meskipun tidak terdapat pada gambar rencana. Untuk beban hidup gedung pada PPIUG 1983 adalah 250 kg/m^2

2.2.3. Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012

1) Menetapkan kategori risiko bangunan berdasarkan tabel 2.1 berdasarkan fungsi gedung yang akan di rencanakan

Tabel 2. 1. Kategori Risiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan strktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah took dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion	III

- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi dibatasi untk : - Pusak pembagkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedun dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko OV, (termasuk, teapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimapanan, pengunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yan gmudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peladak dimana jumlah kandungan bahannya melibihi nilai batas yang disyaratkan oleh isnstansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	
Gedung dan non gedung yang di tunjukkan 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

- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angina badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Pusat pembangkit energid an fasilitas public lainnya yang di butuhkan pada saat keadaan darurat - Sruktur tambahan(termasuk Menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, Menara pendingin, struktur satisiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroprasi pada saat keadaan darurat Gedung non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan funsi struktur bangunan lain yang masuk kedalamn kategori risiko V.	

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

2)Menentukan faktor keutamaan gempa tabel 2.2 berdasarkan hasil dari kategori resiko

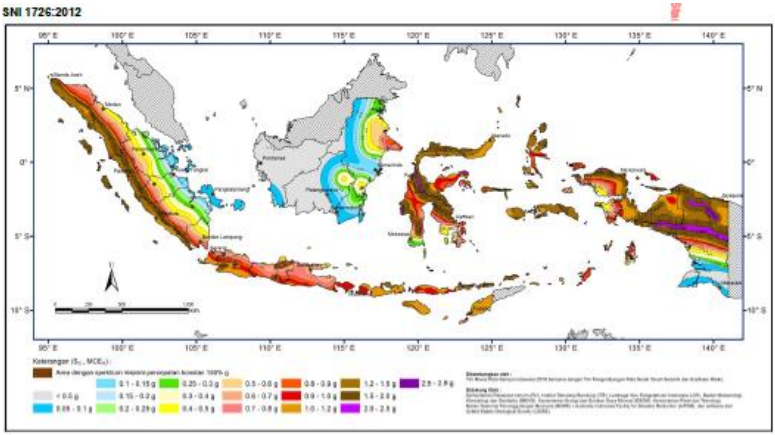
Tabel 2. 2. Faktor Keutamaan Gempa

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

(sumber : SNI 1726 : 2012)

3)Menentukan parameter percepatan gempa terpetakn Ss dan S1

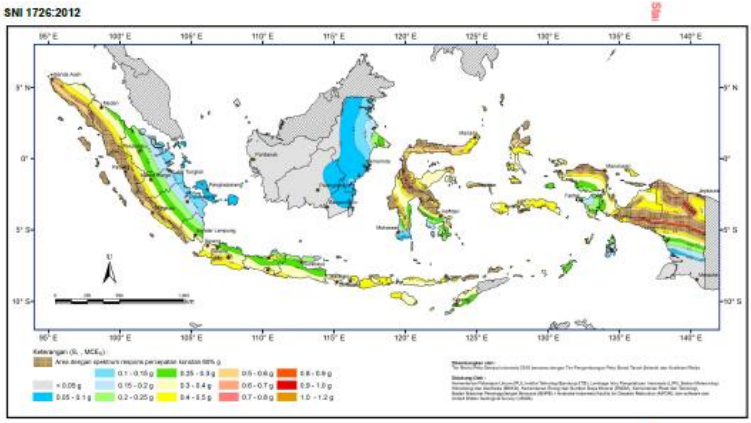
Menentukan nilai Ss (parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek ,redaman 5%) bersarkan gambar 2.1. sesuai dengan daerah yang akan direncanakan.



Gambar 2. 1. Peta Gempa Ss

Menentukan nilai S_1 (parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik,redaman 5%)

berdasarkan gambar 2.2 sesuai dengan daerah yang akan direncanakan



Gambar 2. 2. Peta Gempa S_1

4)Menentukan klasifikasi situs

Menentukan kelas situs berdasarkan jenis tanahdan parameter yang terdapat dalam tabel 2.3

Tabel 2. 3. Kelas Situs Berdasarkan Jenis Tanah Dan Parameter

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	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50

	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagaiberikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air, w ≥ 40 % 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u$ < 25 kPa
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi, geteknik 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 berpoteni gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan H> 3m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5m dengan indeks plastisitas PI > 75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35m dengan $\bar{S}_u$ < 50kPa

Catatan N/A : tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

5)menentukan koefisien situs S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} adalah parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek dan S_{M1} adalah parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik yang disesuaikan dengan pengarus klafisikasi situs , dengan perumusan berdasarkan persamaan (2.1) dan (2.2) :

$S_{MS} = F_a S_s$

(2.1)

$S_{M1} = F_v S_s$

(2.2)

*(Fa dan Fv) dari tabel 4 SNI 1726 :2012

Fa adalah factor amplifikasi meiputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek

Tabel 2. 4. Factor Amplifikasi Meiputi Faktor Amplifikasi Getaran Terkait Percepatan Pada Getaran Perioda Pendek

Kelas situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T= 0,2 detik, S_s				
	Ss≤0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1	Ss≥ 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 antara Ss dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

F_1 adalah factor amplifikasi meiputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik

Tabel 2. 5. Factor Amplifikasi Meiputi Faktor Amplifikasi Getaran Terkait Percepatan Pada Getaran Perioda 1 Detik

Kelas situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik , S_1				
	S1≤0,1	S1 = 0,2	S1= 0,3	S1 = 0,4	S1≥ 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 :

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

6) menghitung parameter percepatan desain spectral dengan persamaan sesuai dengan SNI 1726:2013 pasal 6.2 dan 6.3

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan untuk perioda 1 detik, $S_{D1,}$ harus di tentukan melalui perumusan berdasarkan persamaan (2.3) dan (2.4) :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \qquad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \qquad (2.4)$$

Jika digunakan prosedu desain yang di sederhanakan sesuai pasal 8, makan nilai S_{DS} harus di tentukan sesuai 8.8.1 dengan nilai S_{D1} tidak perlu ditentukan.

7) menentukan kategori desain seismic berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik berdasarkan tabel 2.6 dan 2.7

Tabel 2. 6. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	**Kategori risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{DS} < 0,167$	**A**	**A**
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	**B**	**C**
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	**C**	**D**
$0,50 \leq S_{DS}$	**D**	**D**

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

Tabel 2. 7. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

Nilai S_{D1}	**Kategori risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{D1} < 0,067$	**A**	**A**
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	**B**	**C**
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	**C**	**D**
$0,20 \leq S_{D1}$	**D**	**D**

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

8) menentukan koefisien modifikasi respon (R), faktor pembesaran defleksi (Cd), dan faktor kuat lebih sistem berdasarkan tabel 3.10

9) menentukan prosedur analisi gaya gempa berdasarkan tabel 3.11 ,pemilihan prosedur analisis struktur ditentukan ole beberapa

faktor , yaitu kategori desain gempa, sistem struktur, sifat dinamik dari struktur, tingkat keteraturan, atau dengan persetujuan pihak yang berkompeten di bidangnya.

10) Melakukan analisis static ekuivalen

a) menentukan periode fundamental perkiraan, Ta dengan persamaan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1

$T_a = C_t \times h_n^x$ (2.6)

Keterangan :

C_t dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (tabel 3.12 SNI 1726:2012)

h_n = tinggi struktur

dalam tugas akhir ini menggunakan yaitu analisis respon spectrum

Tabel 2. 8. Koefisien Dan Faktor Desain Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2012 Tabel 15)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika di kenai 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
Semua sistem struktur lainnya	0,0488[a]	0,75

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

b) menentukan batas perioda struktur dengan persamaan (2.7)

$T \leq C_u \text{ x } T_a$ (2.7)

Keterangan :

T_a = periode fundamental perkiraan

C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan

Tabel 2. 9. Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan (SNI 1726:2012 Tabel 14)

Parameter percepatan respon spectral desain pada 1 s, S_{D1}	**koefisien**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤0,1	1,7

(Sumber : SNI 1726 : 2012)

c) menghitung koefisien respon seismic dengan persamaan (2.8) berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1

$$Cs = \frac{SDs}{\frac{R}{Ie}} \quad (2.8)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter akselerasi desain spectral periode pendek

R = koefisien modifikasi respon

l_e = faktor keutamaan gempa

nilai C_s diatas tidak perlu melebihi nilai persamaan (2.9)berikut :

$$Cs = \frac{SD1}{T(\frac{R}{Ie})} \quad (2.9)$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari nilai persamaan (2.10)

$C_s = 0{,}044 \cdot S_{DS} \cdot l_e \geq 0{,}01$

(2.10)

Untuk struktur dengan lokasi dimana $S_1 \geq 0{,}6$ g ,nilai C_s tidak boleh kurang dari nilai persamaan (2.11) :

$$Cs = \frac{0{,}5\ S1}{\frac{R}{Ie}}$$

(2.11)

Keterangan :

S_{D1} = parameterpercepatan desain spectral periode 1 detik

T = periode fundamental struktur

S1 = parameter percepatna desain spectral maksimum

d) menghitung gaya geser dasar seismic dengan persamaan (2.12) bedasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1

V = Cs.W

(2.12)

Keterangan :

Cs = koefisien respon seismic

W = berat efektif seismic

e) menghitung distribusi vertical gaya gempa dengan persamaan (2.13) berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3

$Fx = C_{vx}\, V$

(2.13)

Dengan :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_k^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilo newton (kN)

wi dan wx = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)

hi dan *hx* = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x, dalam meter (m)

k= eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini:

struktur dengan perioda 0,5 atau kurang,*k*=1

struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, k=2

struktur dengan perioda 0,5 -2,5k=2, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

f) menghitung distribusi horizontal gaya gempa tiap lantai dengan persamaan berdasarkan SNI 1726 :2012 pasal 7.8.4

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (*Vx*) dalam (kN) harus

ditentukan dari persamaan (2.14) :

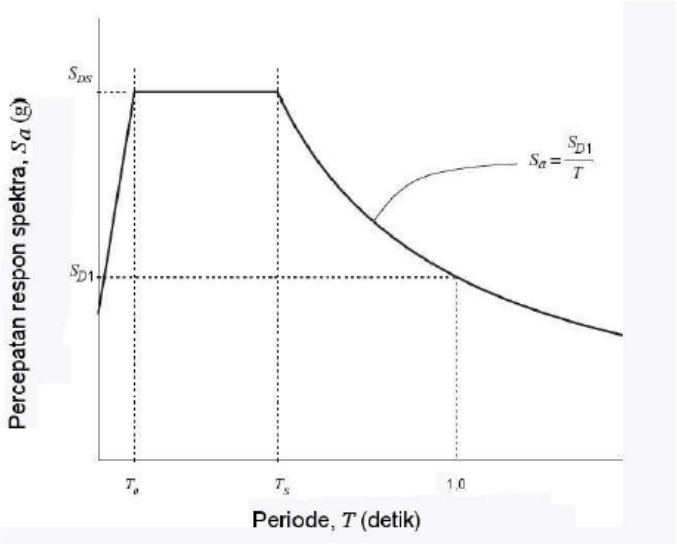
$$Vx = \sum_{i=x}^{n} Fi \qquad (2.14)$$

Dengan *Fi* adalah bagian dari geser dasar seismik (*V*) yang timbul di tingkat

i, dalam kilo newton (kN).Geser tingkat desain gempa (*Vx*), dalam (kN) harus didistribusikan padaberbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertical dan diafragma.

11) menentukan analisis modal respon spektrum

Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana kedalam progam anlalisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum dijelaskan pada gambar 2.3



Gambar 2. 3. Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum (Sumber : SNI 1726 :2012)

Pada periode $T < T_0$, respon spectra percepatan :

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

Pada periodde $T_0 \leq T \leq T_s$ respon spectra prcepatan :

$S_a = S_{DS}$

Pada $T > T_s$ respon spectra percepatan :

$S_a = \frac{SD1}{T}$ dengan : $T_0 = \frac{0,25\ SD1}{SDS}$ dan : $T_s = \frac{SD1}{SDS}$

- **Kombinasi pembebanan**

  Pada SNI 2847 : 2013 pasal 2.2.3

  1. U = 1,4D
  2. U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (A atau R)

3. U = 1,2D + 1,0L ± 1,0 E
4. U = 0,9D + 1,0E

- **Analisis struktur**
  Analisis struktur dalam perancangan gedung ini bertujuan untuk mencari gaya dalam yang timbul pada elemen struktur akibat baban yang bekerja.
- **Kontrol patisipasi massa**
  Analisis harus dilakukan untk menentukan modes alami getaran untuk standar yang di analisis. Analisis harus sedemikian rupa sehinggapartisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang kurangnya 90 % (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1)
- **kontrol nilai akhir respons spektrum**
  nilai gaya geser datar hasil analisi respons spektrum V_t sebaiknya tidak kurang dari 85 % nilai gaya geser dasar hasil analisis static ekuivalen , V . bila $V_t < V$, nilai V_t harus dikalikan dengan 0,85 V/V_t (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1)

- **Simpangan antar tingkat**
  Pasal 7.12.1.1 SNI 1726-2012 menyebutkan untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δa) yang dibagi dengan faktor redundansi (ρ) untuk semua tingkat. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik diatas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) (mm) harus ditentukan sesuai
dengan persamaan (2.15) :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \qquad (2.15)$$

keterangan :
Cd = faktor amplifikasi defleksi ditentukan oleh jenis struktur penahan gaya gempa terpilih
δx = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm)
Ie = faktor keutamaan gempa, ditentukan oleh kategori resiko

Tabel 2. 10. Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin (Δa) Diuraikan Pada Tabel

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	$0{,}025h_{sc}^{x}$	$0{,}020h_{sc}^{x}$	$0{,}015h_{sc}^{x}$

untuk mengeakomodasi simpangan antar lantai tingkat			
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0{,}010h_{sc}{}^{x}$	$0{,}010h_{sc}{}^{x}$	$0{,}010h_{sc}{}^{x}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007h_{sc}{}^{x}$	$0{,}007h_{sc}{}^{x}$	$0{,}007h_{sc}{}^{x}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020h_{sc}{}^{x}$	$0{,}020h_{sc}{}^{x}$	$0{,}020h_{sc}{}^{x}$

Dengan *hsx* adalah tinggi tingkat di bawah tingkat *x*
(sumber : SNI 1726 : 2012)

2.3 Desain Struktur

2.3.1 Perencanaan Plat Lantai

Tebal minimum pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya dengan $\frac{Ly}{Lx} < 2$ maka harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Untuk $\alpha m \leq 0{,}2$, harus memenuhi ketentuan dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
  Pelat tanpa penebalan > 120 mm
  Pelat dengan penebalan > 100 mm
- Untuk $0{,}2 < \alpha m < 2{,}0$, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ln\left(0{,}8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 5\,\beta(\alpha m - 0{,}2)} > 120 \text{ mm}$$

- Untuk $\alpha m > 2{,}0$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln\left(0{,}8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\,\beta} > 90 \text{ mm}$$

rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha = \frac{Ecb\ x\ lb}{Ecp\ x\ lp} > 1$$

Dimana : Ecb = modulus elastisitas balok beton

Ecp = modulus elastisitas pelat beton

Lp = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

Dalam bukunya disain beton bertulang oleh Chu kia Wang dan Charles G salmon jilid 2 disebutkan bahwa :

- $\alpha m \leq 0{,}375$ sebagai pelat tanpa balok tepi
- $0{,}375 \leq \alpha m \leq 1{,}875$ sebagai pelat dengan balok tepi yang fleksibel
- $Am > 1{,}875$ sebagai pelat tanpa balok tepi yang kaku

Perhitungan momen – momen yangterjadi pada pelat berdasarkan peraturan beton bertulag Indonesia tahun 1971 (PBBI 1971) adalah sebagai berikut :

$Mlx = +0{,}001 \times q \times lx^2 \times X$

$Mly = +0{,}001 \times q \times lx^2 \times X$

$Mtx = -0{,}001 \times q \times lx^2 \times X$

$Mty = -0{,}001 \times q \times lx^2 \times X$

(Dimana harga X dapat dilihat pada tabel 13.3.1.PBBI 1971)

2.3.1.1 Penulangan plat

1. Rasio penulangan

   - Rasio penulangan minimum pelat :

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

   - Perhitungan ρ balance dan ρ max berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12

$$\rho\ balance = \frac{0{,}85 x \beta 1\ x\ fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right) \qquad (2.16)$$

$\rho_{max} = 0{,}75\ \rho_b$

$$\rho\ perlu = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right) \quad (2.17)$$

2. Kontrol jarak spasi tulangan

   S_{max} < 2 x h kontrol tulangan susut dan suhu

   Tulangan saat susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadapa luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,001) kontrol jarak spasi tulangan susut dan suhu .

   S < 5h atau 450mm kontrol retak tualngan

   Bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan Tarik melebihi 300Mpa, maka penampang denganomen positif dan negative maksimum harus di rancang sedemikian sehingga nilai z yang di berikan adalah :

   Z = $fsx^3 \sqrt{dc\ x\ A}$ tidak melebihi 30 MN/m utuk penampang di dalam ruangan dan 25MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar

   A = 2 x dc x s dimana s adalah jarak antara batang tulangan

   Untuk lebar retak yang digunakan adalah :

   $\omega = 11x10^{-6}\ x\ \beta\ x\ fs\ x\ \sqrt[3]{dc\ x\ A}$ ≤ 0,4mm untuk penamang didalam ruangan dan ≤ 0,3mm untuk penampang yang di pengaruhi cuaca luar .

   Spasi tulangan yang berada paling dekat pada permukaan Tarik tidak boleh melebihi

   Untuk SNI 2847 : 2013

$$s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5\ Cc$$

Tetapi tidak boleh melebihi 300 $\left(\frac{280}{fs}\right)$

(2.18)

2.3.2. Desain tangga

Perencanaan awal struktur tangga adalah dengan menentukan dimensinya, yaitu tinggi injakan , kemiringan tangga, dan lebar injakan sesuai rumus di bawah ini :

60 cm ≤ 2t + I ≤ 65 cm

Dimana :

- t = tinggi injakan
- I = lebar injakan

Sudut kemiringan tangga (α) harus sesuai dengan kemiringan berikut :

$25^o \leq \alpha \leq 40^o$

2.3.3. Desain komponen lentur balok SNI 03-2847-2002

Komponen – komponen lentur harus emenuhi pasal 23.3(1(1)) sampai dengan 23.3(1(4)) agar penampangnya terbukti berkinerja baik tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Perlu di catat, kolom-kolom yang terkena momen dan hanya kena beban aksial terfaktor < Ag*fc /10 boleh didesain sebagai komponen lentur.

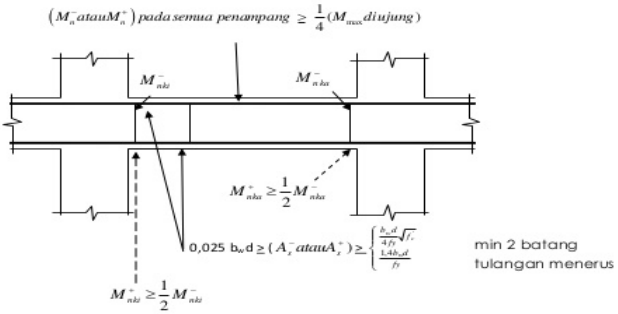
2.3.4. Desain komponen lentur balok SNI 2847:2013

Komponen – komponen lentur harus emenuhi pasal 21.5(1(1)) sampai dengan 21.5(1(4)) agar penampangnya terbukti berkinerja baik tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Perlu di catat, kolom-kolom yang terkena momen dan hanya kena beban aksial terfaktor < Ag*fc /10 boleh didesain sebagai komponen lentur.

2.3.5. Penulangan lentur balok SNI 03-2847-2002

Adapun persyaratan penulangan berdasarkan pasal 23.3(2(1)) dan 23.3(2(2)) untuk komponen lentur di tunjukkan oleh gambar 2.4. Syarat momen nominal semrang penampang

komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displasemen besar. Pada kuat renacana pasal 11.3 untuk nilai faktor reduksi dipakai 0,80

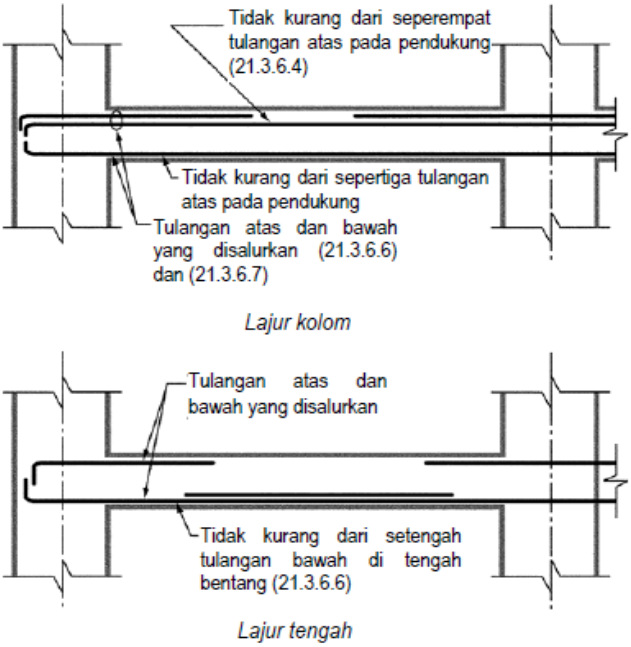


Gambar 2. 4 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur SNI 03-2847-2002

(Sumber : SNI 03-2847-2002)

2.3.6. Penulangan lentur balok SNI 2847:2013

Adapun persyaratan penulangan berdasarkan pasal 21.5(2(1)) dan 21.5(2(2)) untuk komponen lentur di tunjukkan oleh gambar 2.5. Syarat momen nominal semrang penampang komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displasemen besar. Pada kuat renacana pasal 11.3 untuk nilai faktor reduksi dipakai 0,90

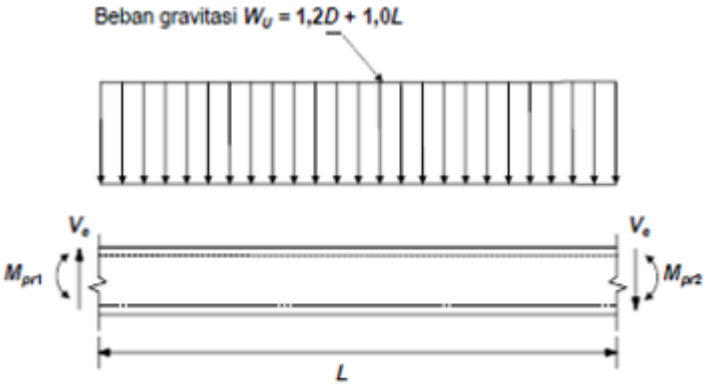


Gambar 2. 5. Persyaratan Penulangan Komponen Lentur SNI 2847:2013
(sumber : 2847:2013)

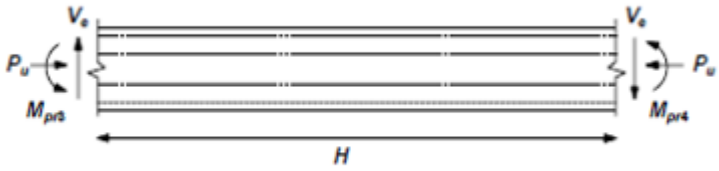
2.3.7. Persyaratan kuat geser balok pada SNI 03-2847-2002

Pada pasal 23.3.4 persyaratan kuat geser komponen struktur akan terkena bebah lebih besar dari pada yagtelah ditentukan oleh peraturan dan mengingat tegangan tulangan dapat lebih dari fy, sehingga akan timbul gaya lebih besar dari hasil perencanaan. Atas dasar itu SNI 03-2847-2002 mensyaratkan komponen komponen letur harus didesain dengan gaya geser memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (Mpr) yang merupakan momen kapasitas balok dengan tegangan tulangan fs = 1,25*fy dan $\phi = 1$ seperti pada gambar 2.6 dibawah ini untuk pasal 23.3(4(2)) bila gaya geser akibat gempa saja $\geq$ 0,5 kuat geser rencana dan gaya aksial tekan berfaktor,termasuk efek gempa < ag*fc/20, maka Vc(kuat geser beton) boleh di anggap nol.

untuk balok $$Ve = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2}$$



untuk kolom $Ve = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H}$



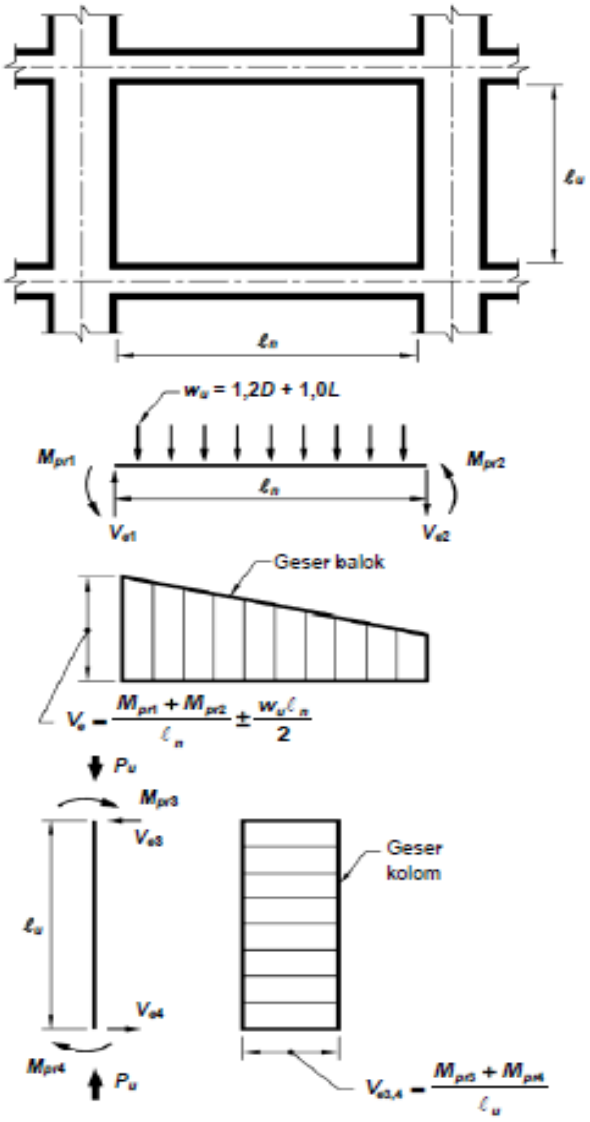
Gambar 2. 6. Gaya Geser Pada Balok SNI 03-2847-2002

2.3.8. Persyaratan kuat geser balok pada SNI 2847:2013

Pada pasal 11.2.1 di sebutkan bahwa Vc harus dihitung dengan ketentuan 11.2.1.1 hingga 11.2.1.3 kecuali bila perhitungan yang lebih rinci

Sebagai langkah perhitungan untuk balok induk sama dengan langkah perhitungan pada balok anak, tetapi perlu diperhatikan persyaratan balok penhan gempa sesuai SNI 2847:2013 pada pasal 21.2.2 menyatakan bahwa øVn balok yang menahna gempa tidak boleh kurang dari yang lebih keci dari :

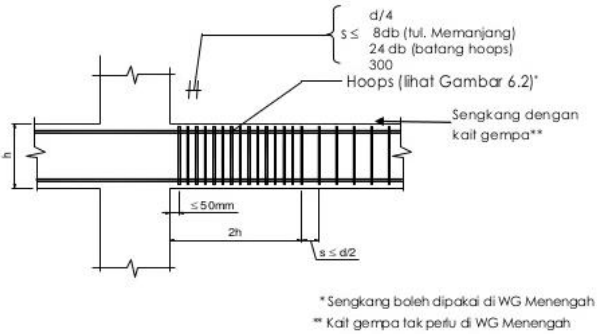
- jumlah geser yang terkait dengan pengembangan Mu balok pada setiap ujung bentang bersih yang terkekang akibat lentur kurvatur balik dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi berfaktor.
- Geser maksimum yang di peroleh dari kombinasi pembebanan desain yang melibatkan E, dengan E dia sumsikan sebesar dua kali yang di tetapkan oleh tat acara bangunan umum yang di adopsi secara legal untuk desain tahan gempa


ℓ_u
ℓ_n
$w_u = 1{,}2D + 1{,}0L$
M_{pr1}
M_{pr2}
ℓ_n
V_{e1}
V_{e2}
Geser balok
$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n} \pm \frac{w_u \ell_n}{2}$
P_u
M_{pr3}
V_{e3}
ℓ_u
V_{e4}
M_{pr4}
P_u
Geser kolom
$V_{e3,4} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{\ell_u}$

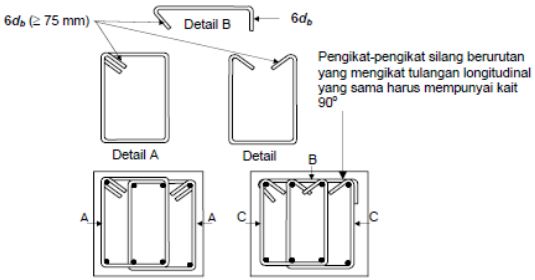
Gambar 2. 7.Desain Gaya Geser Pada Balok Sni 2847:2013
(Sumber : SNI 2847 :2013)

2.3.9. Tulangan pengekang

Pengekang yang cukup di syaratkan harus ada di ujung ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktalitasnya, bila terkena beban bolak-balik. Adapun persyaratan kuat geser pada gambar 2.8 dan gambar 2.9 berdasarkan pasal 23.3(4) sebagai berikut :



Gambar 2. 8. Penulangan Tranversal Komponen Lentur



Gambar 2. 9. Desain Sengkang Tetutup
(Sumber : SNI 2847 :2013)

2.3.10. Persyaratan kuat geser kolom pada SNI 03-2847-2002

Pasal 23.4(5(1)) SNI 03-2847-2002 menyebutkan gaya geser rencana Ve harus di tentukan dari gaya gaya maksimum yang dapat terjadi di muka HBK di setiap ujung komponen kolom oleh Mpr max terkait dengan beban aksial befaktor yang bekerja pada komponen struktur yang bersangkutan. Ve yang didapat tidak perlu lebih besar dari gaya melintang HBK yang diperoleh dari Mpr komponen tranversal dan tidak boleh lebih kecil dari Analisa struktur.

2.3.11. Persyaratan kuat geser kolom pada SNI 2847:2013

Pasal 21.6(5(1)) menyebutkan gaya geser desain Ve harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang didapt dihasilkan di muka muka joint di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus di tentukan maneggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin Mpr, di setiap unsur komponen struktur yang berhunbungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, Pu yang bekerja pada komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada Mpr komponen tranversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasusVe tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang di tentukan oleh analisis struktur.

2.3.12. Kontrol retak SNI 03-2847-2002

Pada pasal 16.6.4(26) nilai lebar reatak yang di peroleh tidak boleh melebihi 0,4mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Luas Tarik efektif beton total, yaitu nA, selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi dari :

$$S = \frac{95000}{fs} - 2{,}5\ Cc \qquad (2.19)$$

Tetapi tidak boleh lebih bear dari 300 (252/fs)

2.3.13. Kontrol retak SNI 2847:2013

Pada pasal 10.6.2(10-4) spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi :

$S = 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5\ Cc$ (2.20)

Tetapi tidak boleh lebih besar dari 300(280/fs)

2.3.14. Panjang penyaluran SNI 03-2847-2002

Pada pasal 14.2 penyaluran batang ulir dan kawat ulir yang berada dalam kondisi Tarik

- 1) Panjang penyaluran ld dinyatakan dalam diameter d_b untuk batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi Tarik , harus ditentukan berdasarkan 14.2.2 atau 14.2.3, tetapi ld tidak boleh kurang dari 300mm
- 2) untuk batang ulir atau kawat ulir, ld/d_b harus diambil sebagai berikut :

Tabel 2. 11 persyaratan Panjang penyaluran SNI 03-2847-2002

	Batang D-19 dan lebh kecil atau kawat ulir	Batang D-22 atau lebih besar
Spasi bersih batang -batang yang disalurkan atau disambung tida kurang dari d_b selmut beton bersih tidak kurang dari d_b dan Sengkang atau Sengkang ikat yang dipasang di seanjang ld tidak kurang dari	$\frac{ld}{db} = \frac{12\ fy\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{fc'}}$	$\frac{\mathrm{ld}}{\mathrm{db}} = \frac{3\ \mathrm{fy}\alpha\beta\lambda}{5\sqrt{\mathrm{fc'}}}$

persyaratan minimum sesuai peaturan Atau Spasi bersih batang-batang yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $2d_b$ dan selimut beton bersih tidak kurang dari d_b		
Kasus kasus lain	$\frac{ld}{db} = \frac{18\ fy\alpha\beta\lambda}{25\ \sqrt{fc'}}$	$\frac{ld}{db} = \frac{9\ fy\alpha\beta\lambda}{10\ \sqrt{fc'}}$

(Sumber : SNI 2847 :2002)

2.3.15. Panjang penyaluran SNI 2847:2013

Pada pasal 12.2.1 penyaluran batang ulir dan kawat ulir yang berda dalam kondisi Tarik, ld harus di tentukan dari pasal 12.2.2 atau 12.2.3 dan faktor modifikasi dari 12.2.4 dan 12.2.5, tetapi ld tidak boleh kurang dari 300mm. pasal 12.2.2 untuk batan ulir atau kawat ulir, ld sebagai berikut :

Tabel 2. 12 Persyaratan Panjang Penyaluran SNI 2847:2013

	Batang tulangan atu kawat ulir D-19 dan lebih kecil	Batang tulangan D-22 dan yang lebih besar
Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari d_b, dan Sengkang		

atau pengikat sepanjang l_d tidak kurang dari minimum Tata cara Atau Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $2d_b$ dan selimut bersih tidak kurang dari d_b	$\left(\frac{fy\Psi t\Psi o}{2{,}1\ \lambda\sqrt{fc'}}\right) d_b$	$\left(\frac{fy\Psi t\Psi o}{1{,}7\ \lambda\sqrt{fc'}}\right) d_b$
Kasus-kasus lain	$\left(\frac{fy\Psi t\Psi o}{1{,}4\ \lambda\sqrt{fc'}}\right) d_b$	$\left(\frac{fy\Psi t\Psi o}{1{,}1\ \lambda\sqrt{fc'}}\right) d_b$

(Sumber : SNI 2847 :2013)

2.3.16. Tulangan transversal SNI 03-2847-2002

Ujung-ujung kolom perlu cukup pengekangan untuk menjamin daktalitasnya bila terjadi pembentukan sendi plastis. Ujung-ujung itu perlu juga tulangan transversal untuk mencegah kegagaln geser sebelum penampang mencapai kapasitas lentur dan tulangan menekuk. Peraturan menentukan jumlah,jarak, dan lokasi dari tulangan tranversal ini, sehingga kebutuhan tulangan pengekang, kuat geser, dan tekuk terpenuhi.

Tulangan transversal dipasang sepanjang kolom penuh dan harus diteruskan sedikitnya sama dengan Panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom yang masuk dinding structural. Tulangan tersebut harus pula membungkus tulangan memanjang kolom yang masuk dalam pondasi atau poer sedikitnya sepanjang

300mm. untuk komponen kolom titik balik momennya tidak terjadi di sekitar tengah tinggi bersih kolom, tulangan transversal sesuai pasal 23.4(4(4)).

2.3.17. Tulangan transversal SNI 2847 : 2013

Ujung-ujung kolom perlu cukup pengekangan untuk menjamin daktalitasnya bila terjadi pembentukan sendi plastis. Ujung-ujung itu perlu juga tulangan transversal untuk mencegah kegagaln geser sebelum penampang mencapai kapasitas lentur dan tulangan menekuk. Peraturan menentukan jumlah,jarak, dan lokasi dari tulangan tranversal ini, sehingga kebutuhan tulangan pengekang, kuat geser, dan tekuk terpenuhi.

Tulangan transversal dipasang sepanjang kolom penuh dan harus diteruskan sedikitnya sama dengan Panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom yang masuk dinding structural. Tulangan tersebut harus pula membungkus tulangan memanjang kolom yang masuk dalam pondasi atau poer sedikitnya sepanjang 300mm. untuk komponen kolom titik balik momennya tidak terjadi di sekitar tengah tinggi bersih kolom, tulangan transversal sesuai pasal 21.6(4(6)).

2.3.18. Hubungan balok kolom SNI 03-2847-2002

Integritas menyeluruh SRPM sangan tergantung pada perilaku HBK. Degradasi pada HBK akan menghasilkan deformasi lateral besaar yang dapat menyebabkan kerusakan atau bahkan keruntuhan adapun SNI 03-2847-2002 mensyaratkan dalam mendesain pendetailan HBK seperti dibawah ini :

2.3.18.1 penulangan memanjang

Pasal 23.5(1(3)) mensyaratkan bahwa penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus ditentukan masuk inti kolom terkekang dan di jangkar sebagai batang Tarik sesuai pasal 23.5(4) dan sebagai batang tekan sesuai pasal 14.

Pasal 23.5.(1(4)) menyatakan bila tulangan balok memanjang menerus melewati HBK, maka dimensi kolom yang

sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih dari 20 kali diameter terbesar tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal

2.3.18.2 kuat geser nominal

Pasal 23.5(1(1)) menyebutkan bahwa dalam menghitung gaya geser HBK, gaya dalam tulangan memanjang balok dimuka HBK harus dianggap mempunyai tegangan Tarik sebesar 1,25fy

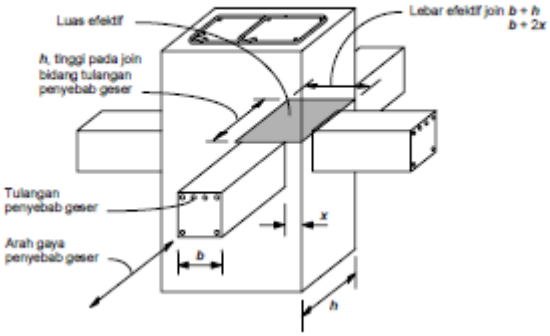
2.3.18.3 tulangan transversal

Pasal 23.5.(2(1)) menyatakan bahwa TT yang berlaku didaerah Io harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi sebesar 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok ≥ ¾ lebar kolom, juga s boleh diambil 150mm

Untuk pasal 23.5.(3) mensyaratkan bahwa beton normal, kuat geser nominalnya dari HBK harus tidak boleh diambil lebih dari dibawah ini :

- Untuk HBK terkekang 4 sisi -> $1{,}7\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK terkekang 3 atau 2 sisi -> $1{,}25\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK lainnya -> $1{,}0\sqrt{f'c}$ Aj

Komponen balok menyatu di HBK di anggap memberi pengekangan efektif bila ¾ dari muka HBK tertutup oleh



komponen tersebut. Pada HBK dengan bw balok > lebar kolom, TT didesain sesuai pasal 23.4(4) yang harus di pasang dalam HBK. Adapun luas efektif (Aj) HBK terlihat seperti gambar 2.12 berikut ini :

Gambar 2. 10.HBK Berdasarkan SNI 2847 – 2002
(Sumber : SNI 2847 :2002)

2.3.19. Hubungan balok kolom SNI 2847:2013

Integritas menyeluruh SRPM sangan tergantung pada perilaku HBK. Degradasi pada HBK akan menghasilkan deformasi lateral besaar yang dapat menyebabkan kerusakan atau bahkan keruntuhan adapun SNI 2847:2013 mensyaratkan dalam mendesain pendetailan HBK seperti dibawah ini :

2.3.19.1 penulangan memanjang

Pasal 21.7(2(2)) mensyaratkan bahwa penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus ditentukan masuk inti kolom terkekang dan di jangkar sebagai batang Tarik sesuai pasal 21.7(5) dan sebagai batang tekan sesuai pasal 12.

Pasal 21.7.(2(3)) menyatakan bila tulangan balok memanjang menerus melewati HBK, maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih dari 20 kali diameter terbesar tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal

2.3.19.2 kuat geser nominal

Pasal 21.7(4(1)) menyebutkan bahwa untuk beton berat normal, Vn joint tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang yang di tetapkan di gambar 2.13

2.3.19.3 tulangan transversal

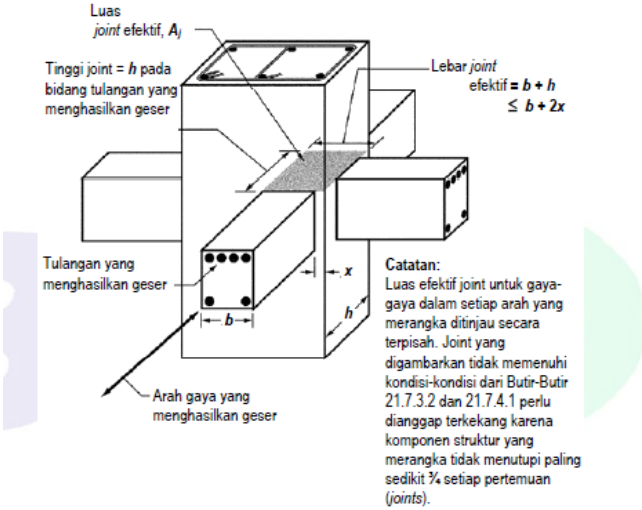
Pasal 21.6.(4(6)) menyatakan bahwa TT yang berlaku didaerah Io harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi

sebesar 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok ≥ ¾ lebar kolom, juga s boleh diambil 150mm

Untuk pasal 21.7.(4(1)) mensyaratkan bahwa beton normal, kuat geser nominalnya dari HBK harus tidak boleh diambil lebih dari dibawah ini :

- Untuk HBK terkekang 4 sisi -> $1{,}7\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK terkekang 3 atau 2 sisi -> $1{,}25\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK lainnya -> $1{,}0\sqrt{f'c}$ Aj

Komponen balok menyatu di HBK di anggap memberi pengekangan efektif bila ¾ dari muka HBK tertutup oleh komponen tersebut. Pada HBK dengan bw balok > lebar kolom, TT didesain sesuai pasal 21.6(4) yang harus di pasang dalam HBK. Adapun luas efektif (Aj) HBK terlihat seperti gambar 2.13 Berikut Ini :



Gambar 2. 11 .Hbk Berdasarkan Sni 2847:2013
(Sumber : SNI 2847 :2013)

2.4. Konstruksi Tahan Gempa

Menurut Perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah memenuhi falsafah perencanaan gedung tahan gempa, yaitu:

- bangunan dapat menahan gempa bumi kecil atau ringan tanpa mengalami kerusakan.
- bangunan dapat menahan gempa bumi sedang tanpa kerusakan yang berarti pada struktur utama walaupun ada kerusakan pada struktur sekunder.

bangunan dapat menahan gempa bumi kuat tanpa mengalami keruntuhan total bangunan, walaupun bagian struktur utama sudah mengalami kerusakan

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

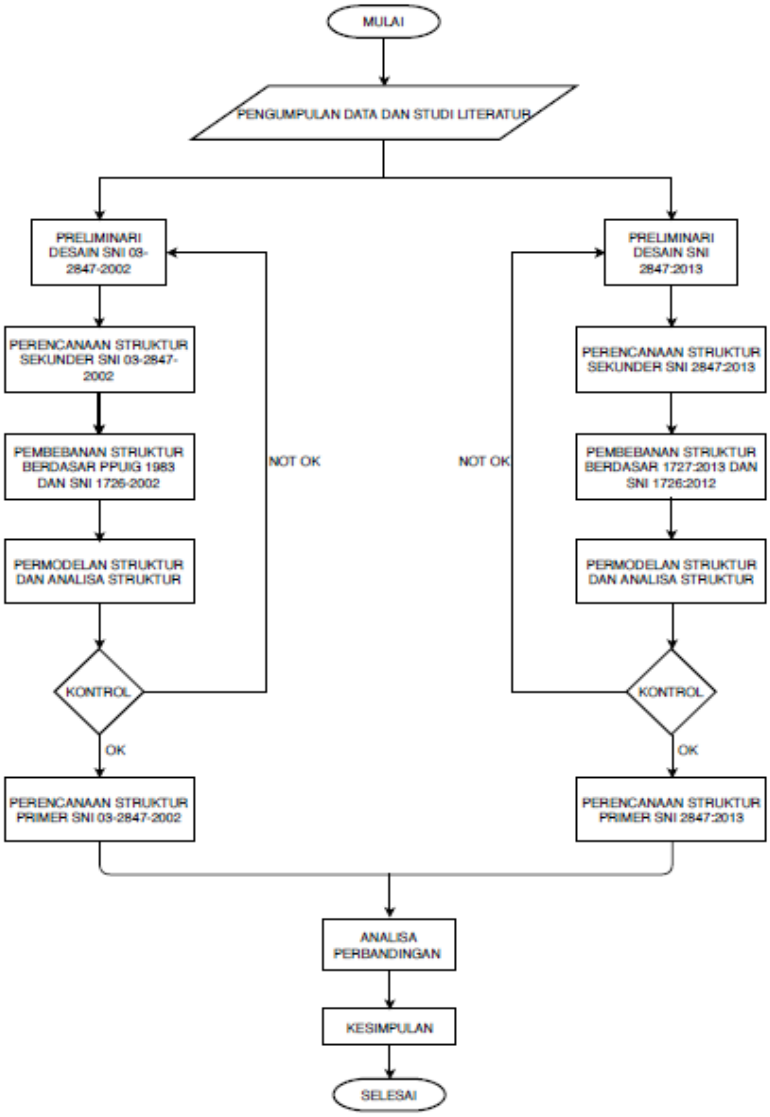
BAB 3
METODOLOGI

3.1. Umum

Perencanaan Rumah Susun Penggilingan Pulo Gebang Jakarta Timur menggunakan peraturan beton SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 dan di desain dengan beban gempa berdasarkan peraturan SNI 1726 : 2012 tentunya harus memiliki susunan pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan.

3.2. Bagan Alir Perencanaan

Berikut adalah langkah-langkah pegerjaan / bagan alir penyelesaian tugas akhir seperti gambar 3.1 di bawah ini



Gambar 3. 1 . bagan alir penyelesaian tugas akhir

3.3. Pengumpulan Data

Pengumpulan data untuk perencanaan gedung meliputi gambar struktur, gambar arsitektur.

- Data bangunan eksisting
    1. Nama Gedung : Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur
    2. Lokasi : Jl. Apartemen Delta Cakung, RT.1/RW.7, Penggilingan, Cakung, Kota Jakarta Timur, Daerah Khusus Ibukota Jakarta 13940
    3. Fungsi : Rumah Susun
    4. Jumlah lantai : 16 lantai
    5. Tinggi gedung : 56,25 meter
    6. Struktur utama : struktur beton bertulang
- Data bahan
    1. Kekuatan tekan beton (f'c) : 35 Mpa
    2. Tegangan leleh baja (fy) : 390 Mpa
    3. Data tanah : -
- Data gambar (lampiran)

3.4. Studi literatur

Studi literature yang dilakukan antara lain mempelajari buku-buku pustaka, jurnal, maupun peraturan-peraturan yang dapat di gunakan untuk perhitungan gedung seperti :

1. SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 tentang tat acara perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung
2. SNI 1726:2012 tentnag tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung
3. Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983 dan PBBI 1971

4. Perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa oleh Prof. Ir Rachmat Purwono .Msc dan Iswandi Imran
5. Disain beton bertulang oleh Chu-Kia Wang dan Charles G.salmon
6. Beton bertulang oleh Edward G.Nawi

3.5. Preliminary Design

Mendesain struktur bangunan adalah proses memodelisasikan suatu struktur bangunan, menganalisanya sehingga didapatkan suatu bentuk struktur dengan dimensi dan mutu tertentu sedemikian rupa sehingga struktur dapat menahan beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Meliputi data-data perencanaan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur balok, plat dan kolomdengan detail sebagai berikut :

3.5.1. Dimensi balok sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.3 ayat 1 dan SNI 2847:2013 pasal 21.5 ayat 1 untuk komponen–komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan dirancang untuk memikul lentur, batasan penampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini :

a. gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi

   0,1.Ag.fc'.

b. bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

c. perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.

d. lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan tidak boleh lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Tabel 3. 1. Tinggi minimum balok

$h_{min} = \frac{L}{16}$	Digunakan apabila fy = 420 Mpa
$h_{min} = \frac{L}{16}\left(0{,}4 + \frac{fy}{700}\right)$	Digunakan untuk fy selain 420 Mpa
$h_{min} = \frac{L}{16}\,(1{,}65 - 0{,}003\,wc)$	Digunakan untuk nilai *Wc* 1440 sampai 1840 kg/m^3

(sumber : SNI 2847 : 2013)

Dimana, b = Lebar balok
h = Tinggi balok
Lb = Panjang balok

3.5.2. Dimensi tebal plat sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Dalam merencanakan pelat, terdapat spesifikasi tebal minimum dalam dimensi pelat. Tebal minimum tersebut dapat mempengaruhi jenis pelat, apakah tergolong pelat dua arah atau pelat satu arah.

- Pelat Dua Arah

Sesuai dengan SNI 2847:2013, ketentuan tersebut berlaku untuk desain sistem slab yang ditulangi untuk lentur. Tebal minimum slab yang didesain sesuai dengan ketentuan tersebut harus seperti yang disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1. dan SNI 03-2847-2002 pasal 10 Untuk mendesain tebal pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya dapat menggunakan rumus berikut:

a. Untuk $\propto_{fm}$ yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
   1. Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
   2. Tebal pelat dengan penebalan 100 mm;
b. Untuk $0{,}2 < \propto_{fm} < 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi persaman 3.1

$$h = \frac{\ell_n\left(0{,}8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\propto_{fm}-0{,}2\right)} \geq 125\ mm$$

(3.1)
(SNI 2847:2013,)

c. Untuk $\propto_{fm}$ >2 ketebalan minimum pelat harus memenuhi 3.2

$$h = \frac{\ell_n\left(0{,}8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta} \geq 90\ mm$$

(3.2)
(SNI 2847:2013)

Dengan:
ℓ_n= panjang bentang bersih\
fy = tegangan leleh baja
β = rasio tulangan bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah
$\propto_{fm}$= nilai rata-rata ∝f untuk semua balok pada tepi panel

- Pelat Satu Arah

Apabila jenis pelat yang digunakan adalah pelat satu arah, maka tebal minimum ditentukan berdasarkan rumus dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a) sebagai berikut pada persamaan 3.3:

$$h = \frac{\ell}{20} \qquad (3.3)$$

(SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a))

Dimana :
h = Tebal Pelat
l = Panjang bentang

3.5.3. Dimensi kolom sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.4 ayat 1 dan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6 ayat 1 untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan menerima beban aksial terfaktor yang lebih dari 0,1.Ag.fc', batasan panampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat persamaan 3.4 berikut :

$$A = \frac{W}{\phi \times fc'}$$

(3.4)

(SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2)

Dimana,

W = Beban aksial yang diterima kolom

f'_c = Kuat tekan beton karakteristik

A= Luas penampang kolom

3.6. Perencanaan struktur sekunder

Merencanakan struktur seknder dengan pedoman SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 yang meliputi:

1. Desain pelat
   - Pemodelan pelat
   - Analisa struktur pelat dan penulangan pelat
2. Desain tangga
   - Pemodelan pelat tangga

- Analisa struktur pelat tangga dan penulangan pelat tangga

3. Desain balok anak dan balok lift
   - Beban yang diterima oleh pelat akan didistribusikan ke balok anak. Beban tersebut dihitung sebagai beban ekivalen trapezium, segitiga dan dua segitiga. Selanjutnya, dari hasil gaya dalam yang terjadi pada balok anak tersebut akan digunakan untuk perencanaan penulangan lentur dan geser. Untuk penentuan dimensi balok anak perhitungan sama dengan perhitungan balok induk mengacu pada berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 Tabel 9.5(a).

3.7. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan pada struktur ini berdasarkan PPIUG 1983, SNI 1726:2012, SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 meliputi beban hidup, beban angin, beban mati pada struktur.

Dalam melakukan analisa perhitungan desain suatu struktur, perlu ada gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur tersebut. Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada struktur dan juga yang diasosiasikan timbul secara perlahan-lahan, dan mempunyai karakter steady-states yaitu bersifat tetap. Jenis-jenis beban statis menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG,1983) dan SNI 1727:2013 adalah sebagai berikut:

- Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh badan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya, didasarkan PPIUG-1983.

Tabel 3. 2. Beban Mati

Beban mati	Besar beban
Beton bertulang	2400 kg/m2
Dinding pasangan 1/2 bata	250 kg/m2
Langit-langit + penggantung	18 kg/m2
Lantai ubin semen portland	24 kg/m2
Spesi per cm tebal	21 kg/m2

- Beban Hidup

Beban hidup adalah beban-beban yang dapat ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Beban hidup diperhitungkan berdasarkan pendekatan matematis dan menurut kebiasaan yang berlaku pada pelaksanaan konstruksi di Indonesia. Untuk menentukan secara pasti beban hidup yang bekerja sangatlah sulit karena fluktuasi beban hidup bervariasi, tergantung pada banyak faktor. Peraturan yang digunakan dalam perancangan beban hidup berdasarkan Peraturan Pembebanan SNI 1727:2013.

a. Untuk ruang Pribadi dan Koridor yang melayani Ruang Pribadi sebesar 1.92 kN/m^2
b. Untuk ruang publik dan koridor yang melayani ruang publik sebesar 4.79 kN/m^2
c. Untuk atap yang digunakan untuk taman sebesar 4.79 kN/m^2

- Beban Angin (*Wind Load/WL*)
  Berdasarkan berdasarkan SNI 1727 – 2013 Pasal 27.2.1
  Parameter beban angin yang harus diperhitungkan :
  - Kecepatan angin dasar, V (Pasal 26.5)
  - Faktor arah angina, K_0 (Pasal 26.6)
  - Kategori eksposur (Pasal 26.7)
  - Faktor topografi, K_{zr} (Pasal 26.8)
  - Faktor efek tiupan angin (Pasal 26.9)
  - Klasifikasi ketertutupan (Pasal 26.10)
  - Koefisien tekanan internal (Pasal 26.11)

- Kombinasi Pembebanan
  Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1
  1) U = 1,4 D
  2) U = 1,2 D +1,6 L
  3) U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E
  4) U = 1,0 D + 1,0 L
  5) U = 0,9 D ± 1,0 E

  Keterangan :
  U : beban ultimate
  D : beban mati
  L : beban hidup
  E : beban gempa

3.8. Perhitungan Gaya Gempa

Menghitung dan menganalisa beban gempa yang di terima oleh gedung serta kombinasi pembebanannya sesuai SNI 1726:2012. Beban gempa berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012) di daerah Jakarta timur.

Pembebanan gravitasi struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen hanya diterima oleh frame. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur. Perencanaan Beban Gempa pada struktur menggunakan metode diafragma, di mana pengaruh pada struktur dibebankan langsung ke pusat massa bangunan (center of mass). Gaya geser dasar akibat gempa diperoleh dengan mengalikan berat gedung dengan faktor-faktor modifikasi sesuai dengan peraturan pembebanan yang ada.

Analisa beban gempa beadasarkan SNI 1726:2012 meliputi :

- Penentuan Respon Spektrum
  Penentuaan wilayan gempa dapat dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 sesuai dengan SNI 1726:2012 dalam sub bab 2.2.3.
- Respon Seismik (Cs)

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

(3.5)
((Pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012)
Di mana :
S_{DS} = percepatan spektrum respons desain dalam rentan periode pendek
R = faktor modifikasi respons
Ie = faktor keutamaan hunian

Dengan nilai Cs max tidak lebih dari

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3.6)$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

V = C_s x W
(3.7)

$$C_{\upsilon x} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

(3.8)

Di mana :

C_S = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2

3.9. Pemodelan struktur memakai progam ETABS

Memodelkan struktur secara virtual dan mengimpor beban-beban yang telah di hitung keadaan struktur tersebut meggunakan progam computer ETABS . balok dan kolom di modelkan sebagai 3D frame

3.10. Kontrol Permodelan Struktur

Permodelan yang dibuat harus memenuhibeberapa kriteria di bawah agar gaya gempa yang terjadi pada permodelan dapat digunakan saat perencanaan.

3.10.1 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 : Partisipasi Massa < 90%. Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

3.10.2 Kontrol Perioda Fundamental Struktur

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8.2 : Ta < T < Cu x Ta . perioda fundamental struktur, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur , T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan di atas pada perioda yang dihitung (Cu) dari tabel 14 pada SNI 1726-2002 dan perioda fundamental pendekatan, Ta, yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur. Nilai “T”, diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, Ta, yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$Ta = Ct \times hn^{x}$

(3.9)

Keterangan:

hn = ketinggian struktur (m)

Ct = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15 pada SNI 1726-2012

x = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15 pada SNI 1726-2012

Tabel 3. 3. Koefisien Cu

Parameter percepatan respons spectral desai pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,15	1,7

Tabel 3. 4. Koefisien Ct dan x

Tipe Struktur	Ct	x
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

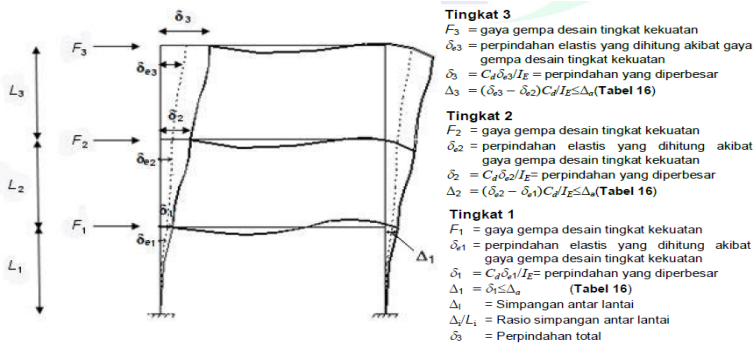
3.10.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 : Gaya Dinamis > 85% Gaya Statis. Bila Perioda fundamental yang dihitung melebihi CuTa, maka CuTa harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih

kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 (V/Vt).

3.10.4. Kontrol Drift (Defleksi Bangunan)

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 : Defleksi tiap lantai > Defleksi ijin. Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunkan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 2. Perhitungan Simpangan Tiap Lantai
(Sumber : SNI 1726 : 2012)

3.11. Analisa Struktur

Dengan menggunakan progam ETABS dengan menginputkan beban-beban yang ada didapatkan output gaya dalam berupa gaya normal, gaya lintang, dan momen yang akan di gunakan untuk merencanakan struktur primer.

3.12. Perencanaan struktur primer

Merencanan struktur primer dari gaya dalam hasil output progam ETABS antara lain :

3.12.1 Merencanakan dan mendesain struktur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.2. dan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(2(1)) dan 23.3(2(2))

Tahapan dalam merencanakan tulangan lentur adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d, fy, f'c, dan Mu.
2. Menentukan harga β1 sesuai peraturan SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3 berikut:

   $\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c-28)}{7}$ (3.10)
3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

   $\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)) (3.11)

   $\rho \max < 0.025$ (SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1))

   $\rho \max < 0.75\rho b$ (SNI 2847:2013 pasal (10.3.3))

   $\rho \min = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$ (3.12)

   $\rho \min = \frac{1.4}{fy}$ (SNI 2847:2013 pasal 10.5.1) (3.14)

   Dari kedua harga ρ min tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0{,}85\ f'c} \quad (3.15)$$

5. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} \quad \text{(SNI 2847:2013 pasal 9.3)} \quad (3.16)$$

6. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right) \quad (3.17)$$

ρmin< ρpakai< ρmax

7. Menentukan luas tulangan (As) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{As}{bxd}\ As = \rho x b\, x\, d \quad (3.18)$$

8. Menentukan jumlah tulangan

$$Jumlah\ tulangan = \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4}\times\pi\times\emptyset^2} \quad (3.19)$$

9. Menghitungan jarak tulangan

$$Jarak\ tulangan = \frac{b - n\times\emptyset L - 2d' - 2\emptyset S}{n-1} \quad (3.20)$$

Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi :

ØVn ≥ Vu,

Dimana:
Vn = kuat geser nominal penampang
V u = kuat geser terfaktor pada penampang
Ø = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Sedangkan untuk kuat geser nominal dari penampang merupakan hasil penjumlahan dari kuat geser beton (Vc) dan tulangan (Vs).

Vn = Vc + Vs (SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1) (3.21)

$$Vc = 0{,}17\alpha\sqrt{f'c}\,b_w d$$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1) (3.22)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1) (3.23)

Dimana:
Vu = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau
Vn = Kuat geser nominal
Vc = Kuat geser beton
Vs = Kuat geser nominal tulangan geser

Kontrol Torsi
Akibat torsi harus diperhitungkan apabila memenuhi kriteria berikut:

$$T_u \le \frac{\varphi\sqrt{f'c}}{12}\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}{}^2}\right)$$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.5.1) (3.24)

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \le \phi T_n$$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20) (3.25)

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s}\cot\theta$$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.6) (3.26)

Dimana:

Tu = Momen torsi terfaktor

Tn = Kuat momen tosi

Tc = Kuat torsi no2minal yang disumbang oleh beton

Ts = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm2

3.12.2. Merencanakan dan mendesain struktur kolom

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari permodelan ETABS / SAP2000, didapatkan momen dan gaya axial yang terjadi pada kolom tersebut. Gaya-gaya tersebut dijadikan input pada program bantu PCACOL untuk mendapatkan tulangan lentur.

penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.5.1, Sedangkan untuk penulangan geser digunakan SNI 2847:-2013 Pasal 23.5.1 sebagai acuan.

Persayaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa,

$$\sum Mn_c \geq (1{,}2) \times \sum Mn_b \tag{3.27}$$

Dimana ΣMnc adalah momen kapasitas kolom dan ΣMnb merupakan momen kapasitas balok. Untuk Mnc didapatkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau guna mengontrol syarat strong coloumn weak beam. Setelah didapatkan jumlah tulangan kolom yang diperlukan, selanjutnya adalah mengontrol kapasitas kolom tersebut agar memenuhi persyaratan strong coloumn weak beam.

3.13. Kontrol

Kontrol dalam hal ini adalah mengontrol hasil perhitungan struktur primer yang meliputi :

3.13.1Kontrol retak sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Pada SNI 03-2847-2002 pasal 16.6.4(26) nilai lebar reatak yang di peroleh tidak boleh melebihi 0,4mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Luas Tarik efektif beton total, yaitu nA, selain itu spasi tulangan yang

berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi dari

$$S = 95000/fs - 2{,}5\ Cc \quad (3.28)$$

Tetapi tidak boleh lebih bear dari 300 (252/fs)

Pada SNI 2847:2013pasal 10.6.2(10-4) spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi :

$$S = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5\ Cc \quad (3.29)$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari 300(280/fs)

3.13.2 Kontrol lendutan sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

- **SNI 03-2847-2002**

  persyaratan penulangan berdasarkan pasal 23.3(2(1)) dan 23.3(2(2)) untuk komponen lentur di tunjukkan oleh gambar 2.4. Syarat momen nominal semrang penampang komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displasemen besar. Pada kuat renacana pasal 11.3 untuk nilai faktor reduksi dipakai 0,80

- **SNI 2847 : 2013**

  Adapun persyaratan penulangan berdasarkan pasal 21.5(2(1)) dan 21.5(2(2)) untuk komponen lentur di tunjukkan oleh gambar 2.5. Syarat momen nominal semrang penampang

komponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displasemen besar. Pada kuat renacana pasal 11.3 untuk nilai faktor reduksi dipakai 0,90

3.13.3 Kontrol HBK sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

- **SNI 03-2847-2002**

  - penulangan memanjang

    Pasal 23.5(1(3)) mensyaratkan bahwa penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus ditentukan masuk inti kolom terkekang dan di jangkar sebagai batang Tarik sesuai pasal 23.5(4) dan sebagai batang tekan sesuai pasal 14.

    Pasal 23.5.(1(4)) menyatakan bila tulangan balok memanjang menerus melewati HBK, maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih dari 20 kali diameter terbesar tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal

  - kuat geser nominal

    Pasal 23.5(1(1)) menyebutkan bahwa dalam menghitung gaya geser HBK, gaya dalam tulangan memanjang balok dimuka HBK harus dianggap mempunyai tegangan Tarik sebesar 1,25fy

  - tulangan transversal

    Pasal 23.5.(2(1)) menyatakan bahwa TT yang berlaku didaerah Io harus diteruskan dalam

HBK. Boleh diadakan reduksi sebesar 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok ≥ ¾ lebar kolom, juga s boleh diambil 150mm

Untuk pasal 23.5.(3) mensyaratkan bahwa beton normal, kuat geser nominalnya dari HBK harus tidak boleh diambil lebih dari dibawah ini :

- Untuk HBK terkekang 4 sisi -> $1{,}7\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK terkekang 3 atau 2 sisi -> $1{,}25\sqrt{f'c}$ Aj
- Untuk HBK lainnya -> $1{,}0\sqrt{f'c}$ Aj

Komponen balok menyatu di HBK di anggap memberi pengekangan efektif bila ¾ dari muka HBK tertutup oleh komponen tersebut. Pada HBK dengan bw balok > lebar kolom, TT didesain sesuai pasal 23.4(4) yang harus di pasang dalam HBK

- **SNI 2847:2013**
  - penulangan memanjang

    Pasal 21.7(2(2)) mensyaratkan bahwa penulangan memanjang balok yang dihentikan dalam kolom harus ditentukan masuk inti kolom terkekang dan di jangkar sebagai batang Tarik sesuai pasal 21.7(5) dan sebagai batang tekan sesuai pasal 12.

    Pasal 21.7.(2(3)) menyatakan bila tulangan balok memanjang menerus melewati HBK, maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih dari 20 kali diameter terbesar tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal

- kuat geser nominal

  Pasal 21.7(4(1)) menyebutkan bahwa untuk beton berat normal, Vn joint tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang yang di tetapkan di dalam tabel

- tulangan transversal

  Pasal 21.6.(4(6)) menyatakan bahwa TT yang berlaku didaerah Io harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi sebesar 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok ≥ ¾ lebar kolom, juga s boleh diambil 150mm

  Untuk pasal 21.7.(4(1)) mensyaratkan bahwa beton normal, kuat geser nominalnya dari HBK harus tidak boleh diambil lebih dari dibawah ini :

  - Untuk HBK terkekang 4 sisi -> $1{,}7\sqrt{f'c}$ Aj
  - Untuk HBK terkekang 3 atau 2 sisi -> $1{,}25\sqrt{f'c}$ Aj
  - Untuk HBK lainnya -> $1{,}0\sqrt{f'c}$ Aj

  Komponen balok menyatu di HBK di anggap memberi pengekangan efektif bila ¾ dari muka HBK tertutup oleh komponen tersebut. Pada HBK dengan bw balok > lebar kolom, TT didesain sesuai pasal 21.6(4) yang harus di pasang dalam HBK

3.14. Hasil dan Analisa

perbandingan volume tulangan pada perhitungan struktur sekunder dan primer berdasarkan dua peraturan tersebut sehingga dapat diketahui seberapa ekonomis dan efektif perencanaan menggunakan dua peraturan tersebut.

3.15. Jadwal Kegiatan

Merencanakan Kegiatan agar mempunyai acuan waktu untuk mengerjakan sesuai dengan jadwal yang telah direncanakan.

Kegiatan	Februari				Maret				April				Mei			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Studi Literatur dan Pengumpulan Data																
Preliminary Design																
Perhitungan Struktur Sekunder																
Permodelan dan Analisa Struktur																
Penulangan Struktur Primer																
Komparasi volume tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013																
Gambar Teknik																

BAB 4

PERHITUNGAN GAYA GESER GEMPA SNI 1726:2012 Dan SNI 1726-2002

4.1 Analisa beban gempa respon spektrum SNI 1726:2012

Gedung berada pada daerah Jakarta timur berfungsi sebgai gedung untuk tempat tinggal yaitu rumah susun yang direncanakan di daerah tersebut yang memiliki intensitas gempa cukup tinggi berdasarkan SNI 1726 : 2012 dengan data tanah terlampir, dari data tanah yang telah diperoleh dengan nilai N rata-rata = 16,2. Sesuai dengan tabel 2..3 nilai N rata-rata 15 sampai 50 maka termasuk tanah tersebut dalm kelas situs SD (tanah sedang) menurut SNI 1726:2012 harus sesuai dengan tabel 4.1 berikut :

Tabel 4. 1 Kategori kelas situs tanah

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	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagaiberikut : 4. Indeks plastisitas, PI > 20, 5. Kadar air, w ≥ 40 %		

	6. Kuat geser niralir $\bar{S}_u$ < 25 kPa
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi, geteknik 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 berpoteni gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan H> 3m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5m dengan indeks plastisitas PI > 75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35m dengan $\bar{S}_u$ < 50kPa

4.1.1 Nilai SS berdasarkan Gambar 2.1
Tanah sedang SS = 0,7

4.1.2 nilai S_1 bedasarkan Gambar 2.2
Tanah sedang S_1= 0,4

4.1.3 Nilai Fa berdasarkan tabel 2.4
Sehingga didapat nilai Fa berdasarkan nilai Ss dan kelas sirus tanah yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh :

Tanah sedang Fa =1,3

4.1.4 nilai Nilai Fv berdasarkan tabel 2.5
Sehingga didapat nilai Fv berdasarkan nilai S_1 dan kelas situs tanah yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh :

Tanah sedang Fv =1,6

4.1.5 Nilai parameter spectrum respon percepatan perioda pendek dan perioda 1 detik (SMs dan SM1) bedasarkan SNI 1726:2012 maka diperoleh :

Tanah sedang

S_{MS} = Fa x Ss =1,3 x 0,7 = 0,91

S_{M1} = Fv x S_1 = 1,6 x 0,4 =0,64

4.1.6 Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek dan periode 1 detik (S_{DS} dan S_{D1})

Tanah sedang

$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 0{,}91 = 0{,}6067$

$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 0{,}64 = 0{,}4267$

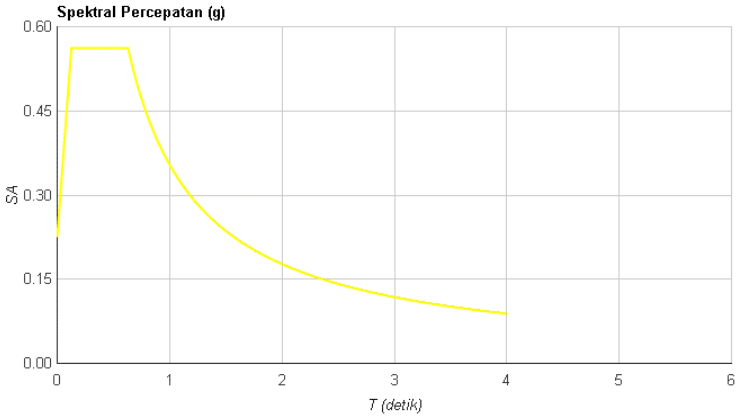
4.1.7 Penentuan perioda

Tanah sedang

$T_0 = 0{,}2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0{,}2 \times \frac{0{,}4267}{0{,}6067} = 0{,}1407$

$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}4267}{0{,}6067} = 0{,}7033$

4.1.8 Spektrum respons Desain



Gambar 4. 1 grafik respon spektrum

4.1.9 Gaya desain seismic

Berdasarkan pasal 7 dan 8 , gaya geser seismic, V ditentukan dengan perumusan :

$$V = C_S \times W$$

Keterangan :

Cs = koefisien respon seismic

W = berat efektif seismic

4.1.10 Perhitungan koefisien respons seismic untuk tanah sedang

Berdasarkan SNI 1726:2012 nilai koefisien respons seismic, Cs, ditentukan dengan persamaan :

$$Cs = \frac{SDs}{\frac{R}{Ie}}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 diperoleh nilai R = 7untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, nilai I = 1 sesuai dengan kategori resiko bangunan pada tabel 2.2 dan nilai S_{DS} berdasarkan pada Sub Bab 4.6, maka nilai Cs adalah

$$Cs = \frac{SDs}{\frac{R}{Ie}} = 0{,}0858$$

Nilai Cs tidak perlu melebihi nilai :

$$Cs = \frac{SD1}{T(\frac{R}{Ie})}$$

Dimana :

T = periode fundamental struktur yang ditentukan dalam pasal 7.8.2

$T_a = C_t \times h_n^x = \ldots\ldots$

Keterangan :

C_t dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan

(tabel 3.12 SNI 1726:2012)

h_n = tinggi struktur

nilai Ct dan x pada tipestruktur rangka beton pemikul momen bisa di lihat pada tabel 4.2

Tabel 4. 2 koefisien parameter getrar

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih		

kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika di kenai 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
Semua sistem struktur lainnya	0,0488[a]	0,75

Berdasarkan pasal 7.8.2, perioda fundamental struktur tidak boleh melebihi hasi koefisien untuk batas padaperioda yang dihitung (Cu = 1,4) maka nilai T yang digunakan = 1.632

Maka nila Cs maks = $\frac{SD1}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)}$ = 0,03767

Dan Cs tidak boleh kurang dari

$C_s = 0{,}044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0{,}01$ ‘

$C_s = 0{,}026$

Maka dari Analisa diatas ditentukan dengan nilai Cs =0,03767

Jadi gaya geser untuk tanah sedang di Jakarta adalah

V = Cs x W = 0,03767Wt

Dalam SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2(faktor redudansi, ρ, untuk kategori desain seismic D sampai F) dimana untuk struktur yang dirancang untuk kategori desai D,E,dan F , ρ harus sama dengan 1,3 dan memiliki ketentuan khusus untuk mendifinisikan beban gempa, E. besarnya nilai E adalah

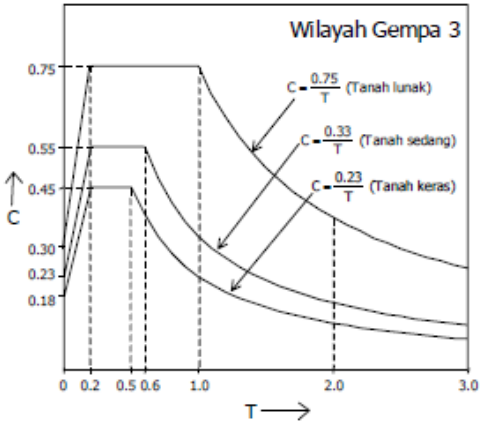
$E = \rho Q_E \pm 0{,}25\, S_{DS}\, D$

ρQ_E merupakan pengaruh beban gempa horizontal sementara 0,25 S_{DS} D merupakan beban gempa vertikal. Berdasarkan pasal 7.3.4.2 pada perhitungan pengaruh beban horizontal digunakan faktor redudansi, ρ, sebesar 1,3(kategori seismic D) kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0 :

a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arh yang ditinjau sesuai dengan tabel 12 SNi 1726:2012
b. Setruktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah orthogonal di setiap tingkat yang Manahan lebih dari 35 % geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geswer harus dihitung sebagai Panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau 2 kali Panjang dinding geser dibagi dengan tigkat h_{cx} , untuk kontruksi rangka ringan.

4.2 Analisa Beban Gempa Respon spektrum SNI 03-1726-2002

Gedung berada pada daerah Jakarta timur berfungsi sebgai gedung untuk tempat tinggal yaitu rumah susun yang direncanakan di daerah tersebut yang memiliki intensitas gempa cukup tinggi berdasarkan SNI 03-1726-2002, nilai Pga = 0.2g dan terletak pada zona gempa wilayah 3. Sehingga respon spektrum berdasarkan SNI 1726-2002 adalah



Gambar 4. 2 grafik respon spektrum wilayah gempa 3

4.2.1 Gaya Dasar seismic

Berdasarkan pasal 7.8, gaya-gaya dasar seismic , V, ditentukan dengan persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} Wt$$

Keterangan :

C_1 : nilai faktor respon gempa yang didapt dari spektrum respon rencana menurut gambar sni 1726-2002 untuk waktu getar alami fundamental TI.

I : faktor keutamaan = 1

W : berat total Gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

R : faktor reduksi gempa = 8,5 untuk SRPMK

Dalam rumus empiris method A dan UBC section 1630.2.2, waktu getar alami Gedung adalah

$T_{empiris} = C_t\ h_n^{3/4}$

Dimana :

C_t : koefisien untuk bangunan Gedung beton bertulang

Hn : tinggi Gedung, diukur dari taraf penjepitan

Sehingga dapat ditentukan

C_t = 0,0731

Hn = 52 m

$T_{empiris} = C_t\ h_n^{3/4}$

$T_{empiris} = 0{,}0731x\ 52^{3/4}$

= 1,415 detik

Sehingga didapatkan nilai C tanah sedang zona gempa wilayah 3 C = 0.33/T, untuk nilai T = 1,415 detik, sehingga didapat nilai C_1 = 0,233

$V = \frac{C_1 I}{R}\ Wt$

$V = \frac{0{,}233x1}{8{,}5}\ Wt$

V = 0,0274Wt

4.2.3 kesimpulan

Untuk perbandingan diagram respon spektrum untuk tanah sedang di wilyah jakarta pada SNI 03-1726-2002 lebih tinggi daibandingkan dengan SNI 1726:2012. Dari langkah-langkah perhitungan gaya geser dasar SNI 03-1726-2002 dengan SNI 1726:2012 didapat gaya geser dasar V untuk SNI 03-1726-2002 sebesar 0,0274Wt dan untuk SNI 1726:2012 sebesar 0,0326Wt. sehingga gaya geser dasar yang dihasilkan perhitungan SNI

1726:2012 lebih besar, hal itu karena saat ini intensitas gempa di Indonesia samkain tinggi sehingga untuk desain struktur bangunan tahan gempa harus menggunakn peraturan yang baru, karena jika tetap mendesain bangunan tahan gempa dengan peraturan yang lama maka suatu saat jika terjadi gempa di zona gempa yang saai ini intensitasnya lebih tinggi kemungkinan akan tidak kuat menahan gaya gempa tersebut.

BAB 5

DESAIN STRUKTUR PADA SNI 03-2847-2002

5.1 Desain Pleriminari

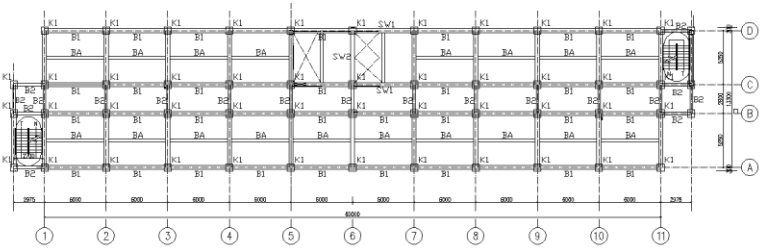
Data desain

Bahan yang dipakai untuk struktur Gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut ini :

1. Nama Gedung : Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur
2. Lokasi : Jl. Apartemen Delta Cakung, RT.1/RW.7, Penggilingan, Cakung, Kota Jakarta Timur, Daerah Khusus Ibukota Jakarta 13940
3. Fungsi : Rumah Susun
4. Jumlah lantai : 16 lantai
5. Tinggi gedung : 56,25 meter
6. Struktur utama : struktur beton bertulang
7. Kekuatan tekan beton (f'c) : 35 Mpa
8. Tegangan leleh baja (fy) : 390 Mpa

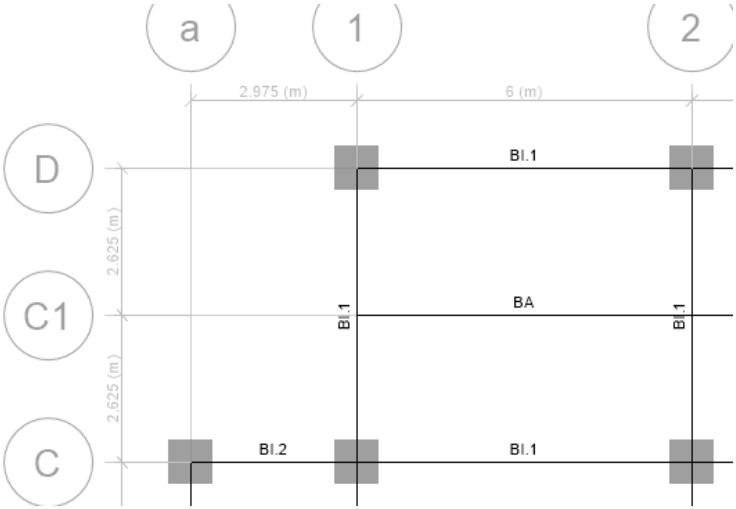
5.1.1 Desain Dimensi Balok

Balok adalah salah satu komponen struktur yang berkemampuan menahan lentur. Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8, desain dimensi balok (tinggi balok minimum) sebagi berikut:



Gambar 5. 1 Denah pembalokan

- dimensi balok induk 1 (BI.1) bentang ln = 6 m



Gambar 5. 2 tinjauan balok yang di rencanakan

h = $\frac{600}{16}$ = 37,5 cm ~ 60 cm

b = $\frac{2}{3}$ 40 = 26,66 cm ~ 40cm

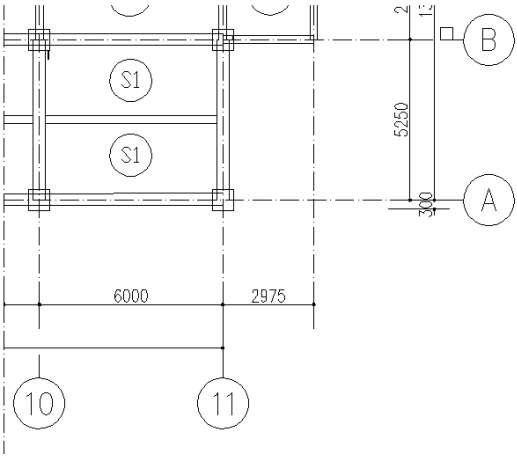
jadi dimensi balok induk memanjang tipe BI.1 adalah 40/60 cm

- Dimensi balok induk 2 (BI.2) bentang ln 3 m
  h = $\frac{300}{16}$ = 18.75 cm ~ 30 cm
  b = $\frac{2}{3}$ 30 = 20 cm ~ 25 cm
  jadi dimenasi balok tipe BI.2 adalah 25/30
- Dimensi balok anak bentang ln = 6 m
  h = $\frac{600}{21}$ = 28,5 cm ~ 30 cm
  b = $\frac{30}{2}$ = 15 cm ~ 25 cm
  jadi dimensi balok anak BA adalah 25/30

rekap preliminari desainn balok			
tipe balok	bentang (mm)	b (mm)	h (mm)
B1	6000	400	600
B2	5250	400	600
B3	3000	250	300
B4	2950	250	300
BA	6000	250	300

5.1.2 Desain dimensi plat

- Perencanaan tebal plat lantai atap
- Diambil perhitungan tipe S1 karena dipakai luasan yang terbesar dintara pelat yang lainnya, sehingga hasilnya akan disamakan dengan yang lain



Gambar 5. 3 tinjauan plat lantai tipe S1

Ly = 600

Lx = 262.5

Ln = $600 - (\frac{40}{2} + \frac{40}{2}) = 560$

Sn = $262.5 - (\frac{25}{2} + \frac{40}{2}) = 230$

B = $\frac{Ln}{Sn} = \frac{560}{230}$ = 2,5 > 2 (pelat satu arah)

Direncanakan dengan tebal plat = 12 cm

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2002 pasal 11.5.4 tabel 8 yang dapat dilihat pada

Komponen struktur	Tebal minimum, *h*			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Balok atau pelat rusuk satu arah	ℓ/16	ℓ/18,5	ℓ/21	ℓ/8

CATATAN

Panjang bentang dalam mm.

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal (w_c = 2 400 kg/m^3) dan tulangan BJTD 40. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:

(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis di antara 1 500 kg/m^3 sampai 2 000 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan [1,65 - (0,000 3)w_c] tetapi tidak kurang dari 1,09, dimana w_c adalah berat jenis dalam kg/m^3.

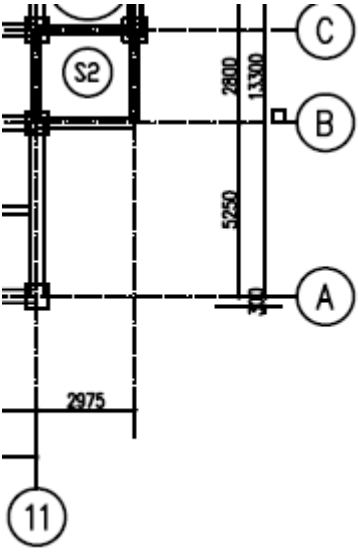
(b) Untuk f_y selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + f_y/700).

h_{min} = L / 28 = 600 / 28 = 14.3 cm

Gambar 5. 4 tebal minimum balok dan pelat satu arah

Dikarenakan perhitungan masih pada tahap *preliminary design*, jadi tetap menggunakan tebal pelat 12 cm.

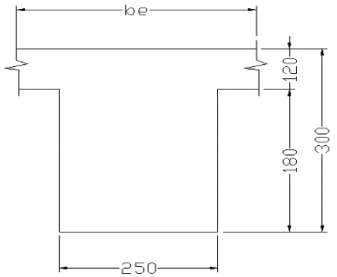
- Diambil perhitungan tipe S2



Ly = 297.5
Lx = 280
Ln = 297.5 –($\frac{25}{2}$ + $\frac{25}{2}$) = 272.5
Sn = 280 – ($\frac{25}{2}$ + $\frac{25}{2}$) = 255

B = $\frac{Ln}{Sn}$ = $\frac{560}{230}$ = 1.1 > 2 (pelat dua arah)

- Balok As joint 11-B



Gambar 5. 5 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 10.10.2 SNI 03-2847-2002)

$$be = bw + 2hw \leq bw + 8hf$$

be = bw +2hw
be = 25+2.(30-12)= 61 cm
be = bw +8hf
be = 25+8.12 = 136
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

k = 2,34

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

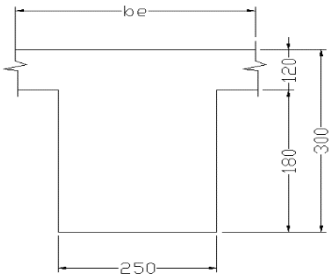
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 1 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 11-C



Gambar 5. 6 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 10.10.2 SNI 03-2847-2002)
be = bw +2hw ≤ bw+8hf

be = bw +2hw
be = 25+2.(30-12)= 61 cm
be = bw +8hf
be = 25+8.12 = 136
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

k = 2,34

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

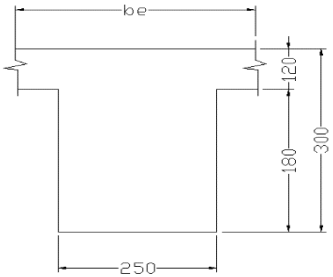
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 2 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 12-A



Gambar 5. 7 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 10.10.2 SNI 03-2847-2002)

$be = bw + 2hw \leq bw + 8hf$

$be = bw + 2hw$
$be = 25 + 2.(30-12) = 61$ cm
$be = bw + 8hf$
$be = 25 + 8.12 = 136$
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

$k = 2{,}34$

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

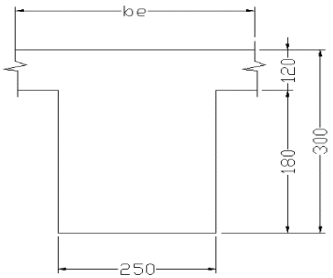
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 3 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 12-C



Gambar 5. 8 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 10.10.2 SNI 03-2847-2002)

be = bw +2hw ≤ bw+8hf

be = bw +2hw
be = 25+2.(30-12)= 61 cm
be = bw +8hf
be = 25+8.12 = 136
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

k = 2,34

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 4 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

Dari hasil perhitungan didapatkan α_m sebagai berikut :

$\alpha_m = \frac{1}{n}(\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\ldots..\alpha n)$

$\alpha_m = \frac{3.48+3{,}482+3{,}482+3{,}48}{4} = 3{,}482$

karena $\alpha_m > 2$ maka perletakan pelat adalah jepit penuh dan dipakai pasal 11.5.3.3 tetapi tidak boleh kurang dari 90 mm

$h = \frac{\ln(0{,}8+\frac{fy}{1500})}{36+9\beta}$

$h = \frac{272.5(0{,}8+\frac{390}{1500})}{36+9.x1}$

h = 101,4 mm ~ 120mm

h = 120 mm >90 mm (ok)

maka tebal pelat lantai atap tipe S1 adalah 10 cm , untuk tebal pelat lantai 1 sampai dengan 16 dipakai tebal 12 cm sesuai perhitungan karena perbedaan beban yang dipikul pelat lantai dengan pelat atap

5.1.3 Desain dimensi kolom

Perencanaan kolom mengalami pembebanan adalah kolom yang memikul bentang dengan Panjang 600cm x 525cm. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada suatu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau

Direncanakan:

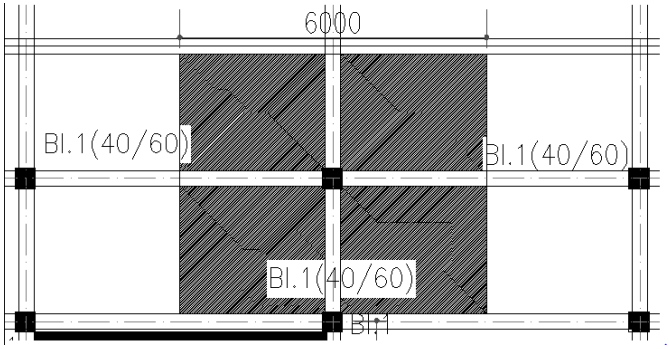
Tebal pelat = 12 cm = 120mm

Tinggi lantai = 400 cm

Dimensi pelat = 600 x 525 cm^2

Beban hudup = 250 kg/m^2

Koef reduksi = 0,8



Gambar 5. 9 denah pembebanan kolom

Tabel 5. 1 Detai pembebanan pada kolom

beban mati							
lantai atap							
							beban (KN)
pelat lantai	t.P.l.ybeton.jumlah	0.12	6	5.25	24	1	90.72
balok	b.h.l.ybeton.jumlah	0.4	0.6	3	24	2	34.56
		0.4	0.6	2.625	24	2	30.24
		0.25	0.3	3	24	4	21.6
ducting	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.19	1	5.985
lap.waterproof	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.05	1	1.575
plafon	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	1	3.465
penggantung	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.1	1	3.15
						P DL1	191.295
lantai 1-16							
							beban (KN)
pelat lantai	t.P.l.ybeton.jumlah	0.12	6	5.25	24	16	1451.52
balok	b.h.l.ybeton.jumlah	0.4	0.6	3	24	32	552.96
		0.4	0.6	2.625	24	32	483.84
		0.25	0.3	3	24	64	345.6
ducting	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.19	16	95.76
spesi (2cm)	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.42	16	211.68
plafon	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	16	55.44
penggantung	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.1	16	50.4
keramik	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	16	55.44
						P DL2	3302.64
						PDL tot	3493.935

beban hidup						
lantai atap						beban (KN)
beban hidup	p.l.beban.jumlah	6	5.25	0.96	1	30.24
					PL 1	30.24
lantai 1 - 16						
beban hidup	p.l.beban.jumlah	6	5.25	2.5	16	1260
beban partisi	p.l.beban.jumlah	6	5.25	0.72	16	362.88
					PL 2	1622.88
					PL tot	1653.12

kombinasi beban		
Pu 1	1.4 PDL	4891.509
Pu 2	1.2 PDL x 1.6 PL tot	6837.714

Mutu beton f'c = 35 Mpa

Dimensi :

$A = \frac{P}{0{,}3\ f'c} = \frac{6838}{0{,}3\ x\ 35000} = 0{,}651210\ m^2$

b = 0,80 m ~ 80 cm

jadi dipakai dimensi kolom 80x80 cm^2

5.1.4 Desain tangga

Struktur tangga pada umumnya terdiri dari struktur balok dan pelat beton bertulang. Proses penetuan dimensi perkiraannya pun mengikuti penentuan dimensi balok dan pelat. Namun, ada beberapa persyaratan tambahan yang perlu dipenuhi, yaitu :

- **Tangga 1 (tinggi 4 m)**

  Syarat perencanaan injakan dan tanjakan tangga serta kemiringan tangga sebagai berikut :

  $60 \leq (2t + i) \leq 65$

  direncanakan tinggi tanjakan (t) = 16 cm

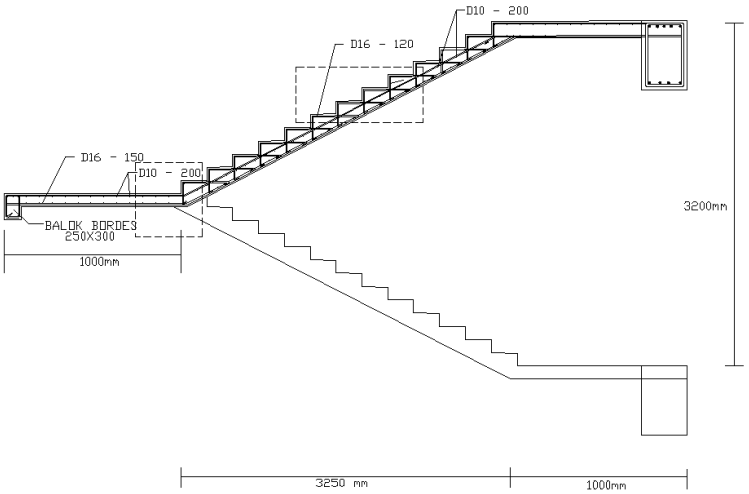
  sehingga injakan (i) = 30 cm.

  $60 \leq ((2 \times 18) + 30) \leq 65$

  $60 \leq 62 \leq 65$ .....(OK)

  - Jumlah tanjakan (nt) = 200 cm / 16 cm = 12.5 = 13 buah (**dipakai 13 buah**)
  - Jumlah injakan (ni) = nt - 1 = 13 - 1 = 12 buah
  - Tebal bordes = 15 cm ≈ 0.15 m

- Sudut tangga (α) = arc tan (16/30) = 28.075° = 29°
- Lebar bordes = 200 cm
- Tebal tangga = 14 cm ≈ 0,14 m
- Tebal rata-rata = (i / 2) . sin α = (0.30 / 2) x sin 29° = 0,0701m = 0.08m
- Tebal total = 0.14 + 0.08 = 0.22 m



Gambar 5. 10 desain tangga

- **Tangga 1 (tinggi 3,2 m)**

  Syarat perencanaan injakan dan tanjakan tangga serta kemiringan tangga sebagai berikut :

$60 \leq (2t + i) \leq 65$

direncanakan tinggi tanjakan (t) = 16 cm

sehingga injakan (i) = 30 cm.

$60 \leq ((2 \times 18) + 30) \leq 65$

$60 \leq 62 \leq 65$ .....(OK)

- Jumlah tanjakan (nt) = 160 cm / 18 cm = 9.88 = 10 buah (**dipakai 10 buah**)
- Jumlah injakan (ni) = nt - 1 = 10 - 1 =9 buah
- Tebal bordes = 15 cm ≈ 0.15 m
- Sudut tangga (α) = arc tan (18/30) = 28,075° = 29°
- Lebar bordes = 200 cm
- Tebal tangga = 14 cm ≈ 0,14 m
- Tebal rata-rata = (i / 2) . sin α = (0.30 / 2) x sin 32.00° = 0,0701m = 0.08m
- Tebal total = 0.14 + 0.08 = 0.22 m

5.1.5 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847-2002 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 30 cm
- Panjang bentang : 600 cm
- Tinggi : 400 cm

30 cm ≥ L / 25 = 600 / 25 = 24 cm (OK!)
30 cm ≥ H / 25 = 400 / 25 = 16 cm (OK!)

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 16.5.3.(1)

5.2 Desain struktur sekunder

5.2.1 Desain struktur pada pelat

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat. Jika lebih besar dari 2 maka pelat tersebut dikatakan pelat saru arh dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasio lebih kecil dari 2 maka dapat dikatakan pelat 2 arah

1. Analisa struktur pelat
   Beban-beban yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan peraturan pembebanan indonesia untuk gedung 1983 (PPIUG 1983). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1.(1) yaitu : 1,2 DL +1,6 PL .
2. Desain pelat atap
   <u>Data perencanaan</u>
   - Mutu beton (f'c) = 35 Mpa
   - Mutu baja (fy) = 390Mpa
   - Tebal pelat (t) = 100 mm
   - Decking(tp) = 40mm
   - Diameter tulangan = 10mm

   <u>Pembebanan pelat Atap</u>
   Pelat direncanaan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1.1,yaitu 1,2 DL + 1,6 PL

Pembebanan Pada Pelat Atap :

Pelat Atap :

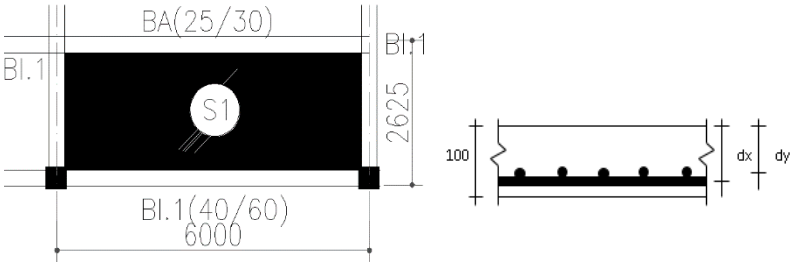
Beban Mati :

Pelat	=	240	kg/m2
Plafon	=	11	kg/m2
Penggantung	=	7	kg/m2
Ducting & Plumbing	=	30	kg/m2
aspal	=	14	kg/m2
DL	**=**	**302**	kg/m2

Beban Hidup :

bebn pada atap datar	=	98	kg/m2
beban air hujan	=	20	kg/m2
LL	**=**	**118**	**kg/m2**
	1,2 DL + 1,6		
Qu	LL	552	kg/m2

Penulangan pelat atap Tipe S1



Gambar 5. 11 perencanaan pelat atap

Gambar penampang dan potongan pelat tipe S1

Dari perhitungan preliminari desain di dadapatkan nilai αm = 22,407 > 2 sehingga perletakan yang digunakan adalah jepit .perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- dx = tebal pelat (h) - cover - (0.5 diameter tulangan rencana)
- dx = 55 mm
- dy = tebal pelat (h) - cover - (diameter tulangan bawah) - (diameter tulangan rencana)
- dy = 45 mm
- Lx = 560 cm
- Ly = 222,5 cm
- β = 2.52 > 2 (pelat satu arah)
- Qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 552 kg/m2

$$\rho_b = \frac{0.85\,\beta_1\ fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+\ fy}\right)$$

ρ_b = 0,037 (pasal 10.4.3 03-2847-2002)

$\rho max = 0,75\ \rho_b$ (pasal 12.3.3 03-2847-2002)

ρmin = 0,002 (pasal 15.3.1 03-2847-2002)

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

m = 13,109

penulangan arah x

b =	2.6		
am =	22.407	> = 2	(terjepit penuh)
Mulx (+) = X1	31	**(PBI tabel 13.3.1)**	

Mutx (-) = X2	69	**(PBI tabel 13.3.1)**
dipakai X =	69	**(PBI tabel 13.3.1)**

Momen:

Mulx = (-)Mutx 0,001 * q * Lx2 * X=1194.44kgm

= 1885594 N mm

$$Rn = \frac{Mu}{0.8\,x\,1000\;\;x\,dx^{2}}$$

Rn = 7,86 N/mm^2

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

ρ = 0,00216

ρ pakai = 0,0029 > ρmin (OK)

As perlu = ρxbxd = 118,89 mm^2

Jumlah tulangan tiap meter = Asperlu / Atulngan = 2 buah

Jarak antar tulangan (S) = = 333 mm ~ 200mm

As pasang = 157,3 mm^2 > As perlu (Ok)

Digunakan tulangan D10 – 250 mm

- Kontrol jarak spasi tulangan
  Smax < 2xh
  2x100 = 200 mm

  Spasang = 250 mm

- Perhitungan tulangan susut + suhu
  P susut pakai = 0,0018
  As perlu susut = 0,018 x b x h
  $=99\ mm^2$
  S < 5h (OK)
- Kontrol lendutan
  Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.4, karena tebal pelat yang digunakan lebih besar dari tebal minimum maka lendutan tidak perlu di kontrol
- Kontrol retak
  Kontrol retak (SNI 03-2847-2002 pasal 12.6)
  Untuk struktur didalam ruangan
  $Z = f_x \sqrt[3]{dc} \times A \leq 30$ MN/m
  Untuk struktur yang dipengaruhi cuaca di luar
  $Z = f_x \sqrt[3]{dc} \times A \leq 25$ MN/m

  f_x = diambil 60 % dari kuat leleh yang disyaratkan
  dc = jarak antar titik berat tulangan utama sampa serat tarik terluar
  A = 2dc x s , dengan s jarak antar batang tulangan
  Dimana :
  dc = 50 + 10/2 = 55 mm
  A = 2 x 55 x 75 = 8520 mm2
  $Z = 0{,}6 \times 390 \times \sqrt[3]{55\ x 8520}$ MN/m
  Z = 18175 N/mm
  Z = 18,175 MN/m < 25 MN/m (OK)

3. Desain pelat lantai 1 s/d 16
   <u>Data perencanaan</u>
   - Mutu beton (f'c) = 35 Mpa
   - Mutu baja (fy) = 390Mpa
   - Tebal pelat (t) = 120 mm

- Decking(tp) = 40mm
- Diameter tulangan = 10mm

Pembebanan pelat lantai

Pelat direncanaan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1.1,yaitu 1,2 DL + 1,6 PL

Pembebanan Pada Pelat Lantai :

Pelat lantai :

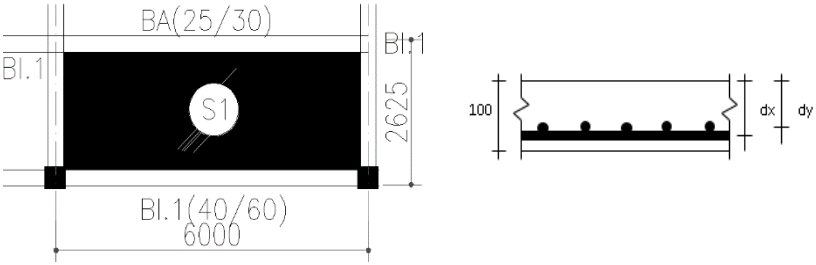
Beban Mati :

Pelat	=	288	kg/m2
Plafon	=	11	kg/m2
Penggantung	=	7	kg/m2
Ducting + Plumbing	=	40	kg/m2
spesi	=	21	kg/m2
tegel	=	24	kg/m2
DL	**=**	**391**	kg/m2

Beban Hidup :

LL	**=**	**250**	**kg/m2**
Qu =	1,2 DL + 1,6 LL	870	kg/m2

Penulangan pelat atap Tipe S1



Gambar 5. 12 perenacanaan plat lantai

Gambar penampang dan potongan pelat tipe S1

Dari perhitungan preliminari desain di dadapatkan nilai αm = 22,407 > 2 sehingga perletakan yang digunakan adalah jepit .perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- dx = tebal pelat (h) - cover - (0.5 diameter tulangan rencana)
- dx = 75 mm
- dy = tebal pelat (h) - cover - (diameter tulangan bawah) - (diameter tulangan rencana)
- dy = 65 mm
- Lx = 560 cm
- Ly = 240 cm
- β = 2.33 > 2 (pelat satu arah)
- Qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 870 kg/m2

$$\rho_b = \frac{0.85\,\beta_1\ fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+\ fy}\right)$$

ρ_b = 0,037 (pasal 10.4.3 03-2847-2002)

ρmax = 0 ,75 ρ_b (pasal 12.3.3 03-2847-2002)

ρmin = 0,002 (pasal 15.3.1 03-2847-2002)

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

m = 13,109

penulangan arah x

b =	2.6		
am =	22.407	> = 2	(terjepit penuh)
Mulx (+) = X1	31	**(PBI tabel 13.3.1)**	
Mutx (-) = X2	69	**(PBI tabel 13.3.1)**	
dipakai X =	69	**(PBI tabel 13.3.1)**	

Momen:

Mulx = (-)Mutx 0,001 * q * Lx2 * X=1882,541kgm

=3457728 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{0.8\ x\ 1000\ \ x\ dx^{2}}$$

Rn = 5,94 N/mm^2

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

ρ = 0,0029

ρ pakai = 0,00213> ρmin (OK)

As perlu = ρxbxd = 159,85 mm^2

Jumlah tulangan tiap meter = Asperlu / Atulngan = 3 buah

Jarak antar tulangan (S) = 333,3 mm ~ 200 mm

As pasang = 235,62 mm^2 > As perlu (Ok)

Digunakan tulangan– 200 mm

- Kontrol jarak spasi tulangan
  Smax < 2xh
  2x100 = 200 mm

  Spasang = 200 mm

- Perhitungan tulangan susut + suhu
  P susut pakai = 0,0018
  As perlu susut = 0,018 x b x h
  =138 mm^2
  S = 250
  S < 5h (OK)
- Kontrol lendutan
  Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.4, karena tebal pelat yang digunakan lebih besar dari tebal minimum maka lendutan tidak perlu di kontrol
- Kontrol retak
  Kontrol retak (SNI 03-2847-2002 pasal 12.6)
  Untuk struktur didalam ruangan
  $Z = f_x \sqrt[3]{dc} \times A \leq 30$ MN/m
  Untuk struktur yang dipengaruhi cuaca di luar
  $Z = f_x \sqrt[3]{dc} \times A \leq 25$ MN/m

  f_x = diambil 60 % dari kuat leleh yang disyaratkan

dc = jarak antar titik berat tulangan utama sampa serat tarik terluar
A = 2dc x s , dengan s jarak antar batang tulangan
Dimana :
dc = 50 + 10/2 = 55 mm
A = 2 x 55 x 70 = 7700 mm2
Z = 0,6 x 390x $\sqrt[3]{55\ x7700}$ MN/m
Z = 17572 N/mm
Z = 17,572 MN/m < 25 MN/m (OK)

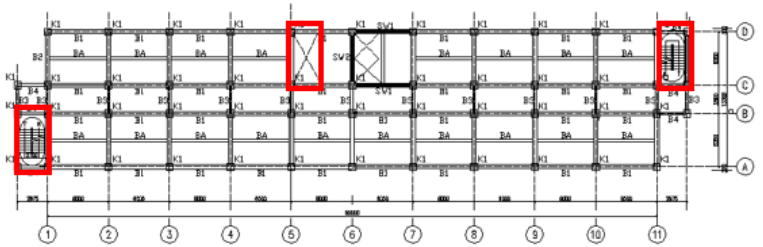
Tabel 5. 2 Rekapitulasi perhitungan tulangan pelat

rekap penulangan pelat				
Tipe	dimensi	arah	penulangan arah x	penulangan arah y
S1 pelat atap	600 x262,5	1 arah	D8- 250	D10 -200
S1 pelat Lantai 1- 16	600 x262,5	1 arah	D8- 250	D10 -200
S2 pelat atap	300 x 300	2 arah	D8 - 200	D8 - 200
S2 pelat lantai 1 sampai 16	300 x 300	2 arah	D8 - 200	D8 - 200

5.2.2 Desain struktur tangga

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain.

Perencanaan tangga pada gedung rumah susun ini terdapat dua jenis yaitu berbeda dalam ketinggian yang tepat disamping lift. Struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi perletakan berupa sendi dan rol (rol diletekakkan pada ujung bordes).

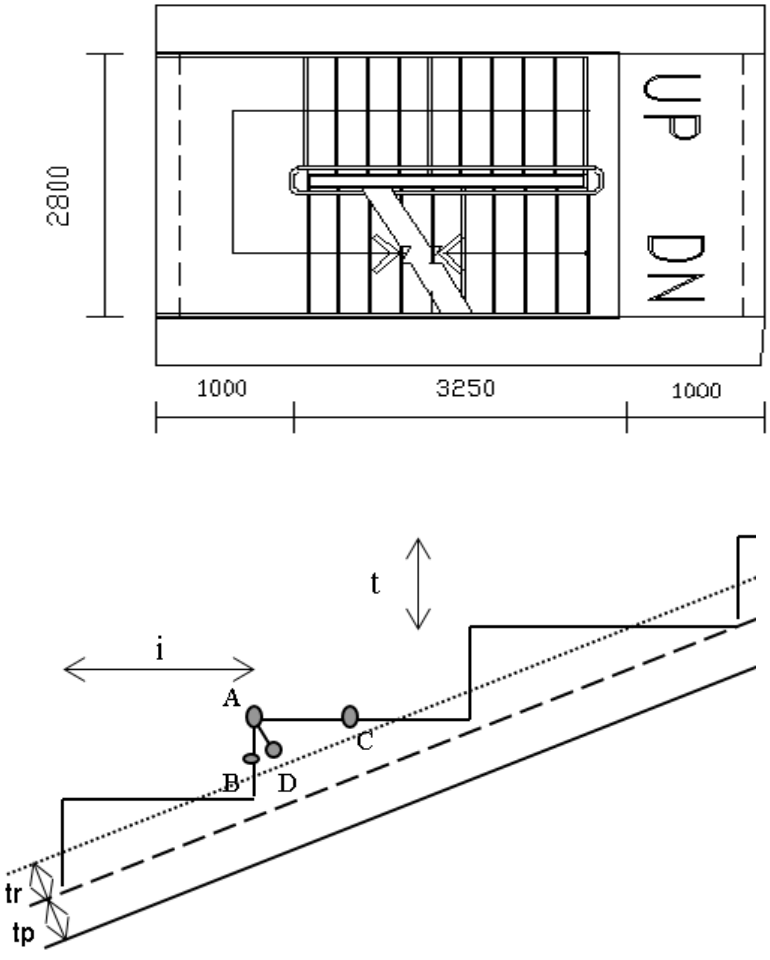


Gambar 5. 13 perencanaan tangga

1. Desain tangga lantai 1 H = 3,2m
   Syarat perencanaan tangga :
   60 <2t + i < 65

- Tinggi lantai : 320 cm
- Tinggi injakan (t) : 16 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 10 cm
- Elevasi bordes : 160 cm
- Lebar bordes : 100 cm
- Panjang bordes : 280 cm
- Lebar tangga : 140 cm
- Jumlah injakan dan tanjakan
  n.t = $\frac{200}{16}$ = 13 buah
  n.i = 13 - 1 = 12 buah
- Sudut kemiringan : $\tan^{-1}\left(\frac{200}{360}\right)$ = 27,15^{o}
- Tebal rata-rata pelat :
  T rata-rata = $\left(\frac{i}{2}\right)$ sin α = $\left(\frac{30}{2}\right)$ sin 29,05 = 6,8 cm

Tebal rata rata pelat tangga : 14 + 8 = 22 cm



Gambar 5. 14 detai perencanaan tangga

cek persyaratan

1. 60 cm ≤ (2 t + i) ≤ 65 cm
   (2t + i) = 62 (OK)
2. 25° ≤ α ≤ 40°
   A = 26,21 (OK)

2. Pembebanan

a. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

Pelat tangga	: $\frac{0.24\ x\ 2400\ x\ 1.00}{\cos 27.51}$	= 619,96 kg/m
Tegel	: 24 x 1	= 24 kg/m
Spesi 2 cm	: 21 x 2 x 1	= 42 kg/m
Sandaran/railing	: 50 kg/m	
qd	: 763,32 kg/m	

- Beban hidup

ql	: 479 x 1	= 479 kg/m

- Kombinasi

q	: 1,2 x qd + 1,6 x ql
qu1	: 1579,71 kg/m

b. Pembebanan Bordes

- Beban Mati

Pelat bordes	: 0,17 x 2400 x 1	= 528 kg/m
Spesi 2 cm	: 21 x 2 x 1	= 63 kg/m
Tegel	: 24 x 1	= 36 kg/m
qd	: 718,5 kg/m	

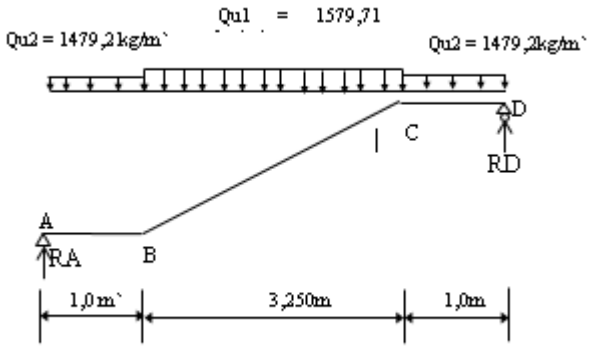
- Beban Hidup

ql	: 479 x 1	= 479 kg/m

- Kombinasi

q = 1,2 qd + 1,6 ql
qu2 = 1479,2 kg/m

3. Analisa struktur tangga
   Pada proses analisa struktur tangga ini menggunakan perhitungan satatis tertentu dengan mengunakan perletakan sendi-rol, dimana pembebanan dan utput seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 5. 15 pembebanan pada struktur tangga

Perhitungan Reaksi pada Tangga

- $\Sigma H = 0 \Rightarrow H_A = 0$

- $\sum Ma = 0$

  Rc.5,95–qbordes.1(1 . 0,5 + 3,25)– qtangga. 3,25 .0,5. 3,25 =0

  $Rd = \frac{1579{,}71x\ 1\left(\frac{1}{2}+3.25\right)+1479{,}2\ x\ \frac{3.25}{2}\ 3.25}{5.95} = 4017{,}4$ kg

  Ra = 4017,4 kg

- $\Sigma V = 0$

RA - q_1 (3,25) – q_2 (1 x 2) + Rd = 0
RA = $1579{,}91x\ 3{,}25\ + 1479{,}2\ x\ 2 - 4017{,}4$
RA = 4017,4kg

Gaya Dalam

- Segmen A – B

Bidang N	→	NAB	= 0 kg
Bidang D	→	DA	= RA = 4017,4 kg
	→	DB	= RA – q_2 (1)
			= 2538,2 kg
Bidang M	→	MA	= 0 kgm
		MB	= RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
			= 3277,8kgm

- Segmen B – C

Bidang N	→	NB	= - (Ra – q_2 (1)) x sin α
			= -3364,09 kg
	→	NC	= (Ra – q_2 (1)) x sin α
			= 3364,09 kg
Bidang D	→	DB	= (RA – q_2 (1)) x cos α
			= 2600,11kg
	→	DC	= (-RD + q_2 (1)) x cos α
			= -2600,11 kg
Bidang M	→	MB	= RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
			= 3277,8 kgm
	→	MC	= RD x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
			= 3277,9 kgm
	→	Mmax	= Ra x 2,625 - q_2 x 1 x2,125– q_1 x 1,625 x 0,8125= 5316,6 kgm

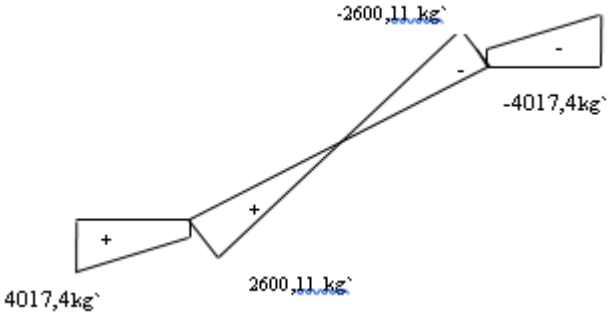
- Segmen C – D

Bidang N	→	N CD	= 0
Bidang D	→	DD	= -RD = -4017,4 kg
	→	DC	= -RD + q_2 (1)
			= -2538,2 kg

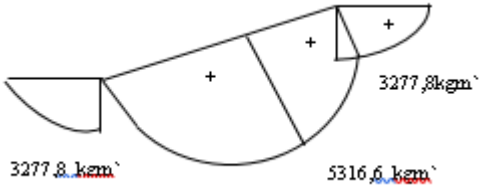
Bidang M → MC = RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
= 3277,8 kgm
→ MD = 0

Bidang N

Bidang D



Bidang M



4. Perhitungan tulangan tangga

Penulangan pelat tangga

Mmax = 5316,6 kgm
Nu = -3364,79 kg
Vu = 2600,11 kg
H = 140mm
B = 1000 mm
Selimut beton = 20 mm
Diameter tulangan yg dipkai 16 mm

ρ min = $\frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$ = 0,0038 → 0,002 (pasal 15.3.1)

ρ balance = $\frac{0,85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (pasal 10.4.3)

= $\frac{0,85\ x\ 35\ x\ 0,85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,03006

Rn = $\frac{Mu}{\text{ø}\ xbxd^2} = \frac{531660}{0,8\ x100x11,2^2}$ = 34,93 kg/cm^2

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

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

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,901x35,93}{3900}}\right)$ = 0,01056

ρ min <ρ perlu < ρ max

As = ρ x b x d = 1393,102 mm^2

Jarak tulangan maksimum :

S perlu = $\frac{\text{b x As}}{\text{As Perlu}} = \frac{1000\ \text{x}\ 201,06}{1393,102}$ = 144,325 mm

Digunakan tulangan lentur D16 -150

Tulangan geser

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$Vc = 0{,}17x\sqrt{fc}\ xbw\ x\ d$

$Vc = 0{,}17x\sqrt{35}\ x1000\ x\ 112$

$Vc = 112642{,}15\ N$

$Vn = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{33467{,}9}{0{,}9} = 37186{,}5\ N$

Vc > Vn → tidak perlu tulangan geser

Tulangan susut

As susut = ρ x b x d = 0,002 x 1000 x 112 = 956 mm^2

As bagi = 20% As perlu = 135 mm^2

Dipasang tulangan D16 - 250

Kontrol jarak spasi tulangan

Smax ≤ 2 x h

Smax ≤ 2 x 140

Spasang < 280 → (ok)

Penulangan pelat bordes

Mmax	= 3277,8 kgm
Nu	= 0 kg
Vu	= 4017,4 kg
H	= 100mm
B	= 1000 mm
Selimut beton	= 20 mm

Diameter tulangan yg dipkai 16 mm

ρ min = $\frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390}$ = 0,0038 → 0,002 (pasal 15.3.1)

ρ balance = $\frac{0{,}85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (pasal 10.4.3)

$= \frac{0{,}85\ x\ 35\ x\ 0{,}85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,025

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset\ xbxd^2}$ = $\frac{327780}{0{,}8\ x100x7{,}2^2}$ = 86,16 kg/cm^2

m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c}$ = $\frac{392}{0{,}85\ x\ 35}$ = 13,109

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

ρ perlu = $\frac{1}{13{,}109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13{,}901x43{,}08}{3900}}\right)$ = 0,0268

ρ min <ρ perlu < ρ max

As = ρ x b x d = 2787,52 mm^2

Digunakan tulangan lentur D16 -120

<u>Tulangan geser</u>

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$Vc = 0{,}17x\sqrt{fc}\ xbw\ x\ d$

$Vc = 0{,}17x\sqrt{35}\ x1000\ x\ 72$

$Vc = 72412{,}8\ N$

$Vn = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{40174}{0{,}9} = 44637{,}7\ N$

Vc > Vn → tidak perlu tulangan geser

<u>Tulangan susut</u>

As susut = ρ x b x d = 0,002 x 1000 x 112 = 956 mm^2

As bagi = 20% As perlu = 135 mm^2

Dipasang tulangan D16 - 250

<u>Kontrol jarak spasi tulangan</u>

Smax ≤ 2 x h

Smax ≤ 2 x 140

Spasang < 280 → (ok)

5. Perencanaan balok bordes

Pembebanan balok bordes

- Beban Mati (DL)

Pelat Bordes	= 2400 x 1 x 0,14	= 336 kg/m
Berat Balok	= 0,25 x 0,3 x 2400	= 180 kg/m
q_{DT}	= 516 kg/m	

- Beban Hidup(LL)

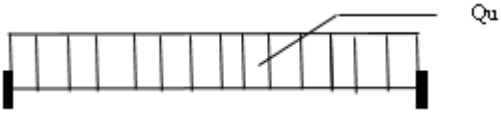
q_{LT} = 500 x 1 = 500 kg/m

- Kombinasi

qu = 1,2(DL) + 1,6(LL)

qu = 1,2(516)+1,6(500)=1419,2 kg/m

Pada proses analisa struktur balok bordes ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan jepit jepit,dimana pembebanan dan output seperti gambar di bawah ini :



Gambar 5. 16 pembebanan pada balok bodes

b = 250 mm
h = 300 mm
f'c = 35 mpa
fy = 390 Mpa
d = 242 mm
β1 = 0,85
tulangan lentur yang dipakai D16
tulangan senkang yang dipakai D 10

ρ min = $\frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$ = 0,0038 (pasal 9.12.2)

ρ balance = $\frac{0,85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (pasal 10.4.3)

= $\frac{0,85\ x\ 35\ x\ 0,85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,025

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

<u>penulangan lentur</u>

Mu = $\frac{1}{12}$ x Qu x l^2

Mu = $\frac{1}{12}$ x 1419,2 x 3^2 = 1064 kgm

Rn = $\frac{Mu}{ø\ xbxd^2} = \frac{106440000}{0.8\ x250x242^2}$ = 1.04 kg/cm^2

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,901x2.04}{3900}}\right)$ = 0,0012

ρ min = 0,0038

As = ρ x b x d = 247,475mm^2

Dipakai tulangan 2 D 16(As = 402,28 mm^2)

Dipakai tulangan tekan praktis 2 D 16

<u>Kontrol spasi tulangan</u>

S = (bw – 2.decking – 2.dsengkang – n.dlentur) / (n-1)

= 150 mm

S > 25 mm → (ok)

<u>Penulangan Geser</u>

Vu = ½ x q x l = ½ x 1419,2 x 3 = 2728,8 kg = 27288 N

bw = 250 mm

d = 230,5 mm

Φ Vc = 0,75 x 1/6 x $\sqrt{f'c}$ x bw x d

Φ Vc = 0,75 x 1/6 x $\sqrt{35}$ x 250 x 242 = 44740.35 N

0,5 Φ Vc = 22370N

Φ Vs min = 0,75 x 1/3 x 250 x 231 = 16281 N

Cek kondisi perencanaan geser

(SNI 03-28472002 pasal 13.1.1)

1. Vu ≤ 0,5 φvc
   27288 ≤ 22370 → tidak memenuhi
2. 0,5 φvc ≤ Vu ≤ φvc
   22370 ≤ 27288≤ 44740 → memenuhi

Jadi termasuk kondisi 2 tulangan geser minimum

Φvs perlu = vu/ Φ

= 30320

Dipasang sengkang 2 kaki

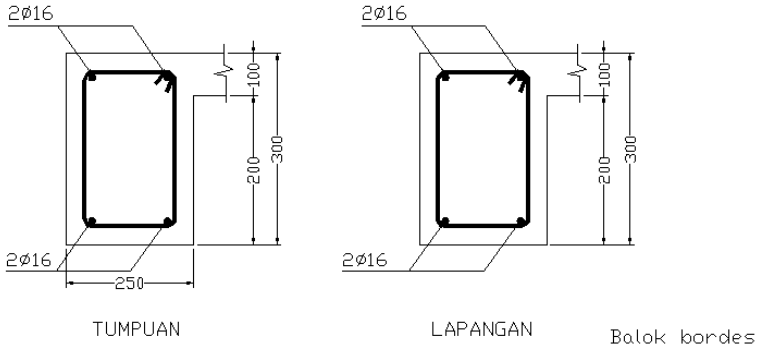
Av = ¼ x 22/7 x 10^2 = 78,57 mm^2

$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi vs}$

$S = \frac{0,75 \times 157,53 \times 390 \times 242}{32320}$ = 345,001 mm

Smaks < 300 (SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3)

Dipasang sengkang daerah lapangan D10 – 300 mm



Gambar 5. 17 penulangan balk bordes

Tabel 5. 3 Rekapitulasi penulangan tangga

nama struktur	tulangan		
	lentur	bagi	susut
pelat tangga	D16-150	D16-250	D10-250
pelat bordes	D16-120	D16-250	D10-250
balok bordes	2D16	geser	
		D10-300	

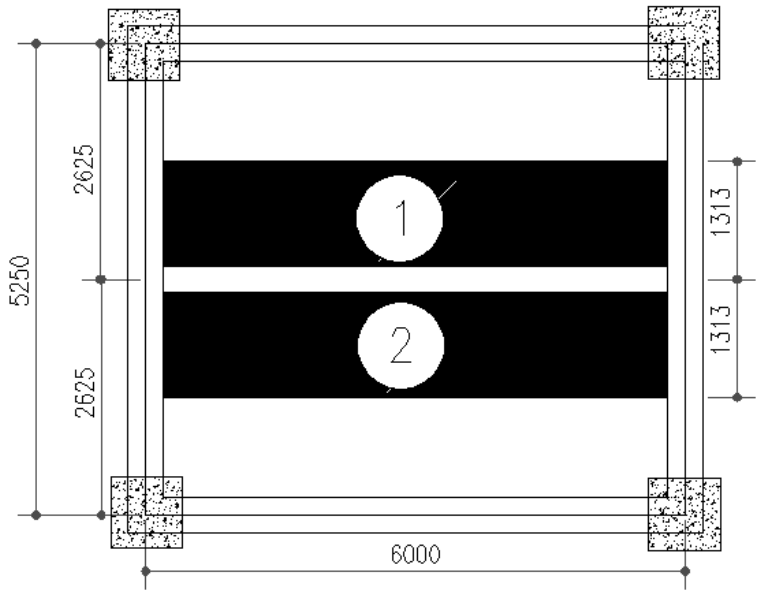
5.2.3 Desain struktur balok anak

Data desain

- dimensi balok = 25 x 30 cm^2
- mutu beton = 35 Mpa
- mutu baja = 390 Mpa
- diameter tul utama (D) = 19 mm
- diameter tul. Sengkang = 10 mm
- qD = 412 kg/m^2
- qL = 250 kg/m^2

Dasar perhitungan distribusi beban pelat

- distribusi beban pelat pada balok



Gambar 5. 18 distribusi beban pelat ke balok anak

L_{n1} = 1313 mm

L_{n1} = 1313 mm

<u>Beban mati</u>

Dari pelat lantai :

Berat sendiri pelat	= 0,12 x 2400	= 288 kg/m^2
Beban keramik		= 11 kg/m^2
Beban spesi 2 cm		= 42 kg/m^2
Beban ducting		= 25 kg/m^2
Beban plafon		= 11 kg/m^2
Beban penggantung plafon		= 7 kg/m^2
	qDL	= 384 kg/m^2

$qDL1 = qDL \times (L_{n1} + L_{n2})$

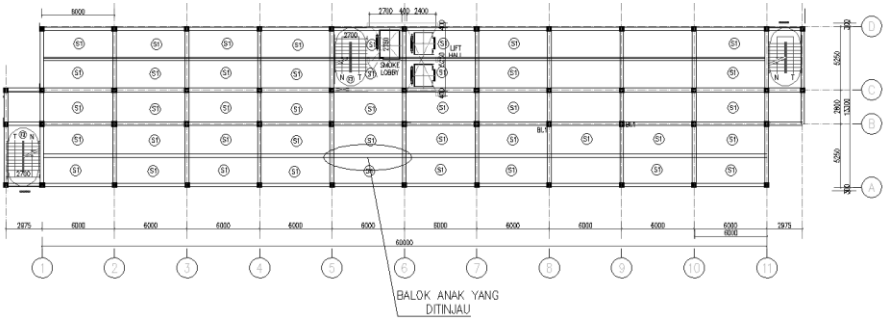
$= 384 \times (1{,}313 + 1{,}313) = 1008{,}38$ kg/m

qDL2 = 0,25 x 0,3 x 2400 = 180 kg/m
beban mati total :
QDL = qDL1 + qDL2 = 1188,38 kg/m

Beban Hidup
Beban hidup lantai = 250 kg/m^2
qLL = 2,4 kg/m^2
QLL = qLL x (L_{n1} + L_{n2}) = 656,5 kg/m

Beban Ultimate
qU1 = 1,4 QDL = 1663,74 kg/m
qU2 = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 2714,14 kg/m → menentukan

1. Desain Balok anak (BA)

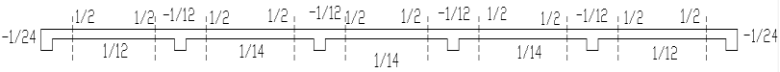


Gambar 5. 19 balok yang ditanjau

2. Analisa gaya dalam Balok BA

Analisa gaya dalam yang digunakan untuk penampang balok mengacu pada PBBI 1971 pasal 13.2, adalah sebagai berikut :

Gambar 5. 20 momen menurut PBI 1971



Momen tumpuan = momen lapangan :

Mu = Koef x qulti x L^2

= 1/12 x 2714,14 x 6^2

= 8142,42 kgm

Gaya geser :

Vu = koef x qulti x L

= ½ x 2714,14 x 6

= 8142,41 kg

3. perhitungan kebutuhan tulangan Balok BA

Direncanakan

- mutu beton = 35 Mpa
- mutu baja = 390 Mpa
- diameter tul utama (D) = 19 mm
- diameter tul. Sengkang = 10 mm
- selimut beton = 20 mm
- lebar penampang (b) = 250 mm

tinggi manfaat rencana

d = h – decking – sengkang – (1/2 x diamter tul.lentur)

= 300 – 20 – 10 – 9 = 260,5 mm

Rasio tulangan

ρ min = $\frac{1,4}{fy}$ = $\frac{1,4}{390}$ = 0,0038 → (pasal 12.5.1)

ρ balance = $\frac{0,85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (pasal 10.4.3)

= $\frac{0,85\ x\ 35\ x\ 0,85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,03006

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c}$ = $\frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

<u>Daerah tumpuan = lapangan</u>

Mu = 81424128 Nmm

Rn = $\frac{Mu}{ø\ xbxd^2}$ = $\frac{81424128}{0.8\ x250x240^2}$ = 5,9993

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,901x6,951}{390}}\right)$ = 0,0173

ρ min < ρ perlu < ρ max

As perlu = ρ perlu x bx d

= 0,0206 x 250 x 242 = 1130,43 mm^2

Dipasang tulangan tarik 4 D 19 (As = 1134,57 mm^2)

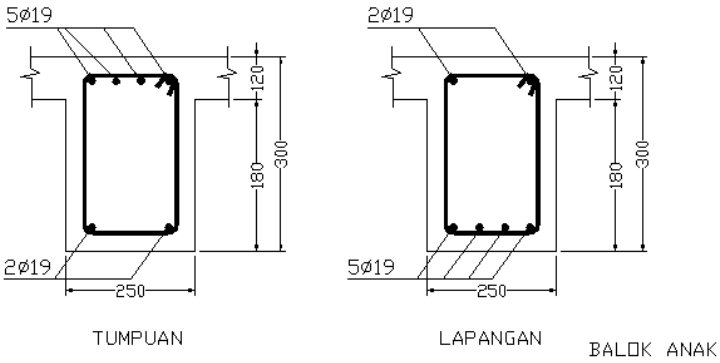
Dipasang tulangan tekan praktis 2 D 19

<u>Kontrol spasi tulangan</u>

S = (bw – 2.decking – 2.dsengkang – n.dlentur) / (n-1)

= 66,5 mm

S > 25 mm → (ok)



Gambar 5. 21 Penulangan Balok anak (BA)

4. perhitungan tulangan Geser

Vu' = ½ x q x l = ½ x 2714,14 x 4 = 8142,41 kg = 81424,1 N

Vu = 81424,1 x (400-40- 24,2) / 300 = 90639 N

bw = 250 mm

d = 260,5 mm

Φ Vc = 0,75 x 1/6 x $\sqrt{f'c}$ x bw x d

Φ Vc = 0,75 x 1/6 x $\sqrt{35}$ x 250 x 240,5 = 48161 N

0,5 Φ Vc = 24080 N

Φ Vs min = 0,75 x 1/3 x 250 x 240,5 = 16281,3 N

<u>Cek kondisi perencanaan geser</u>

(SNI 03-28472002 pasal 13.1.1)

1. Vu ≤ 0,5 φvc
   90639 ≤ 24080 → tidak memenuhi
2. 0,5 Φ Vc c ≤ Vu ≤ φvc
   24080 ≤ 90639 ≤ 48161 → tidak memenuhi
3. Φ Vc ≤ Vu ≤ (φvc + φvs min)
   48161≤ 90639 ≤ 76425 → tidak memenuhi

4. Φ(Vc + vs min) < Vu < (Vc + 1/3 $\sqrt{f'c}$ x bw x d)

60371 < 91181 < 192642 → memenuhi

Jadi termasuk kondisi 4(perlu tulangan geser)

Φvs perlu = Vu - Φ Vc

= 90639 – 48161 = 42478 N

Dipasang sengkang 2 kaki,

Av = 2 x ¼ x 22/7 x 10^2 = 157,14 mm^2

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi vs}$$

$$S = \frac{0,75 \times 157,14 \times 390 \times 240,5}{46718} = 281,87 \text{ mm}$$

Smaks < d/2 = 281 /2 = 140 mm

Smaks < 600 (SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3)

Bila dipasang sengkang 2 ϕ 10 – 150, maka luas penampang sengkang diperlukan

$$Av \text{ min} = \frac{bw \times s}{3 \times fy} = \frac{250 \times 100}{3 \times 390} = 32,05 \text{ mm}^2$$

Av > 32,05 → (Ok)

<u>Gaya geser perlawanan sengkang</u>

Vs = (Av x fy x d) / s

Vs = (157,14 x 390 x 260,5) / 150 = 106432 N

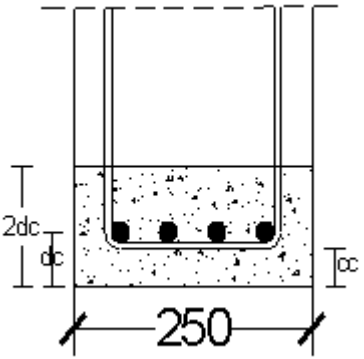
Φ Vs = 0,75 Vs = 79824 N

Φ Vs + Φ Vc = 12795> Vu = 90639 → (Ok)

Dipasang sengkang daerah tumpuan D10 – 100 mm

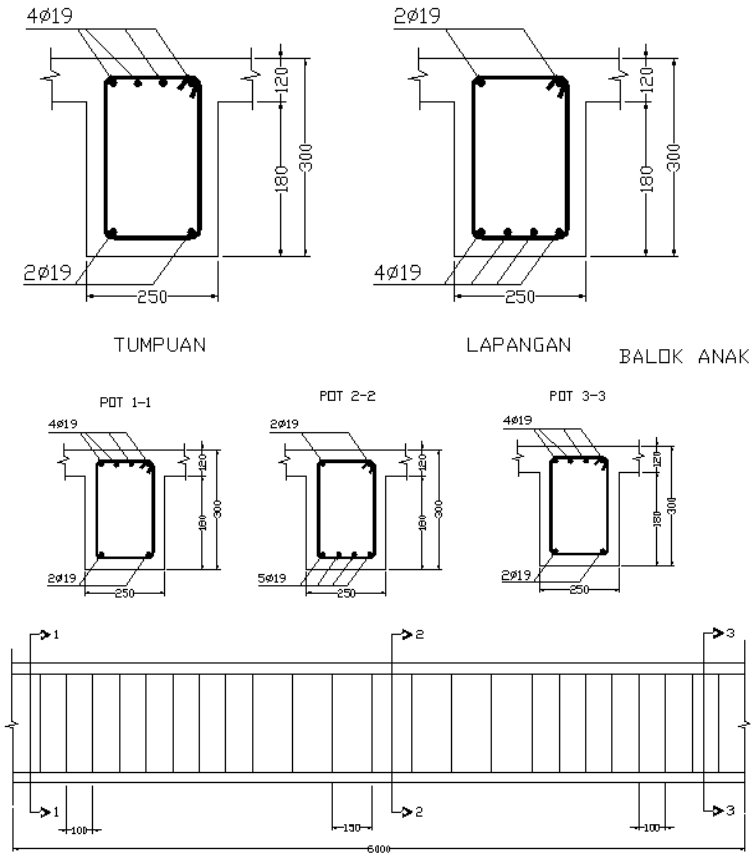
Dipasang sengkang daerah lapangan D10 – 150 mm

Kontrol retak balok



Gambar 5. 22 kontrol retak balok

Fy = 390 Mpa
Cc = 40 mm
Φtul = 19 mm
Fs = 0,6 x 390 = 234 Mpa
dc = 40 + 8 + ½ 19 = 57,5 mm
A = $\frac{2x59x250}{6}$ = 4791,67 mm^2
Lebar retak = 11 x 10^{-6} β fs $\sqrt[3]{dc\ A}$
Lebar retak = 11 x 10^{-6} 234 $\sqrt[3]{59\ 4916{,}667}$ = 0,200 mm
0,200mm < 0,4 mm → (Ok)
Spasi maks di permukaan tarik
S = $\frac{95000}{fs}$ – 2,5 Cc = 305.98 mm
S pakai 150 mm → (Ok)



Gambar 5. 23 ptongan memanjang dan melintang balok anak

5.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Lift

5.2.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan balok lift meliputi balok lift depan dan balok lift belakang. Pada bangunan ini digunakan lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Machine Room-Less Type
Model : 2 Panel Side Open
Kapasitas : 1750 kg
Kecepatan : 1,75 m/detik
Lebar pintu (*clear opening*) : 1200 mm
Dimensi sangkar (*car size*) :
- *Car wide* (CA) : 1600 mm
- *Car depth* (CB) : 2300 mm

Dimensi ruang luncur (*hoistway size*)
- *Hoistway width* (A) : 1700 mm
- *Hoistway depth* (B) : 2507 mm

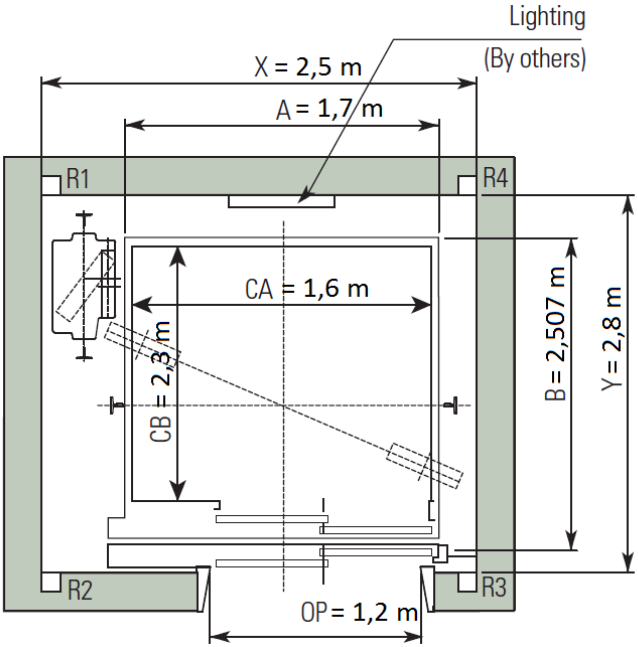
Beban reaksi ruang mesin
- R_1 : 8600 kg
- R_2 : 4300 kg
- R_1 : 2900 kg
- R_2 : 1300 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel :

Tabel Spesifikasi Lift (*Section of Hoistway*)

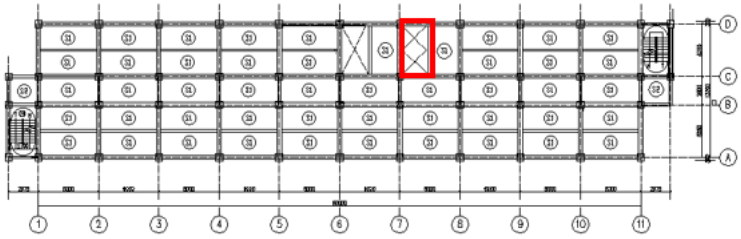
Overhead & Pit Depth (Unit : mm)

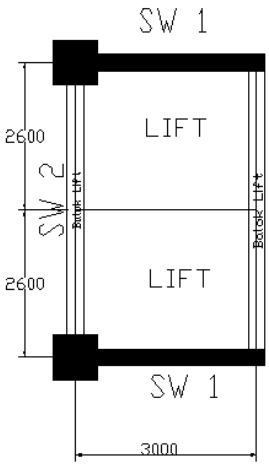
Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550~1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900~1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
1350~1600	1.0	4200	4700	1500	530
	1.5	4300	4800	1800	630
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
1750~2000	1.0	4400	4900	1750	630
	1.5	4500	5000	1900	
	1.75	4600	5100	2100	
2250~2500	1.0	5000	5500	1750	630
	1.5	5100	5600	1900	
	1.75	5300	5800	2100	



Gambar 5. 24 Denah Ruang Lift

Lift dipasang 2 buah bersejajar yang akan ditumpu oleh balok lift, untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar berikut:





Gambar 4. 3 Denah Pembalokan Ruang Mesin Lift

5.2.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift

Panjang Balok Lift $= 5250$mm

$h_{min} = \frac{1}{16} \times 5250$ $= 369$ mm

h_{pakai} $= 450$ mm

b $= 300$ mm

Digunakan dimensi Balok Lift 30/45

5.2.4.3 Pembebanan Lift

Beban Hidup Terpusat

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu
   Beban yang bekerja pada balok penumpu adalah beban mati (pelat, aspal, ducting, dll) dan beban hidup
2. Koefisien kejut beban hidup keran
   Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri ditambah muatan yang diangkat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

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

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya idak boleh kurang dari 1,15

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

K_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

K_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

- R_1 = 8600 kg x Ψ = 8600 kg x 1,15 = 9890 kg
- R_2 = 4300 kg x Ψ = 4300 kg x 1,15 = 4945 kg
- R_3 = 2900 kg x Ψ = 2900 kg x 1,15 = 3335 kg
- R_4 = 1300 kg x Ψ = 1300 kg x 1,15 = 1495 kg

Beban Merata

Beban mati:

Berat pelat	$= 0{,}14 \times 2400 \times 1{,}4m =$	470,4	kg/m
Aspal (t=2cm)	$= 0{,}02 \times 2200 \times 1{,}4m =$	61,6	kg/m
Ducting	$= 30 \times 1{,}4m =$	42	kg/m
Akibat balok	$= 0{,}3 \times 0{,}4 \times 2400 =$	576	kg/m+
	qd =	1150	kg/m

Beban hidup:

Beban pekerja	$= 100 \times 1{,}4m =$	140	kg/m
	ql =	140	kg/m

Beban berfaktor

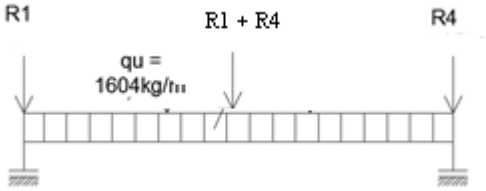
$qu = 1{,}2qd + 1{,}6ql$

$= 1{,}2(1150) + 1{,}6(140)$

$= 1604$ kg/m

5.2.4.4 Perhitungan Gaya Dalam Balok Lift

Dari perhitungan pembebanan, dapat dilihat beban yang bekerja pada balok adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 4 Beban yang bekerja pada balok lift

Gaya Geser

Vu $= \frac{1}{2} \times qu \times L + (R1 + R4)$

$= \frac{1}{2} \times 1604 \times 5{,}25 + 11385$

$= 15595{,}5$ kg

Gaya Momen

Mu $= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + (R1 + R4)L$

$= \frac{1}{8} \times 1604 \times 5{,}25^2 + \times 10301 \times 1{,}825$

$= 24325{,}6$ kgm

5.2.4.5 Perhitungan Tulangan Balok Lift

Data Perencanaan :

f'c $= 35$ MPa

fy $= 390$ MPa

Tulangan utama $= D22$ mm

Tulangan sengkang $= D13$ mm

Clear cover $= 40$ mm

b $= 300$ mm

h $= 450$ mm

d $= 450 - 40 - 13 - \frac{1}{2}x\ 22 = 386$ mm

$\beta_1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05(40-28)}{7} = 0{,}8$

ρ_{min} $= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$ $= 0,0035$

atau $= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25\sqrt{35}}{390}$ $= 0,0037$

m $= \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{390}{0,85\times40}$ $= 13,109$

Perhitungan Tulangan Lentur

Mu $= 24325,6$ kgm
$= 243256000$Nmm

φ $= 0,8$

Mn $= \frac{Mu}{\varphi} = \frac{155955000}{0,8}$ $= 304070000$Nmm

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{304070000}{300\times386^2}$ $= 6,8$

ρ_{perlu} $= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$ $= 0,020$

As_{perlu} $= \rho_{perlu} \times b \times d$ $= 2325,6$ mm^2

A_{D25} $= 380,13$ mm^2

n $= \frac{As_{perlu}}{A_{D22}} = \frac{1367,6}{380,13}$ $= 3,6 \approx 4$

Maka digunakan tulangan lentur 4D22 (2945,28 mm^2)

Perhitungan Tulangan Geser

Vu $= 155955$kg $= 155955$ N

φ $= 0,75$

Vc $= \frac{1}{6}\sqrt{f'c}bd = \frac{1}{6}\sqrt{35} \times 300 \times 386$
$= 114180,33$ N

φVc $= 0,75 \times 114180,33$ $= 85635,24$ N

Karena $\phi Vc \leq Vu = 155955$ N maka dibutuhkan tulangan geser

Vn $= \frac{Vu}{\varphi} = \frac{155955}{0,75}$ $= 207940$ N

Vs_{butuh} $= Vn - Vc = 207940 - 114180,33 = 93760$ N

Syarat S_{max} $= \frac{d}{2} = \frac{886}{2}$ $= 193$ mm

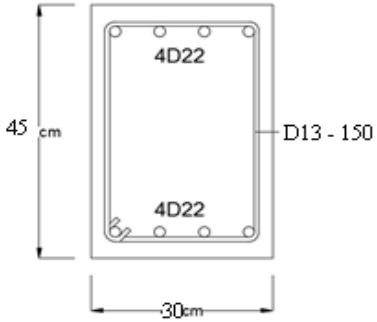
Atau $= 600$ mm

Pakai s $= 150$ mm

Av $= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi d^2 = \frac{1}{2}\pi 13^2 = 265{,}4$ mm^2

Vs $= Av \times fy \times \frac{d}{s} = 265{,}4 \times 390 \times \frac{386}{386} = 266355{,}44\ N \geq Vs_{butuh} = 93760\ N$

Maka digunakan tulangan geser D13-150 mm



Gambar 5. 25 potongan balok lift

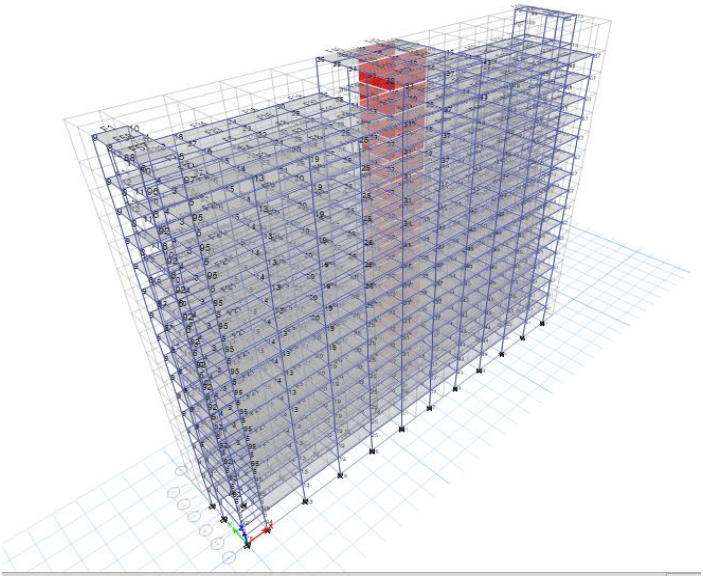
5.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

5.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebaan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2002 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 03-1726-2002

5.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur rumah susun penggilingan Jakarta timur memiliki bentuk yang beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Rumah susun memiliki total 16 lantai (Gamb).



Gambar 5. 26 Permodelan pada ETABS

5.3.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan rumah susun penggilingan Jakarta timur yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
  Mutu beton (F'c) : 35 Mpa
  Mutu baja (Fy) : 390 Mpa
  Ketinggian lantai :
  - Lt. 1 : 4 m (tiap lantai)
  - Lt. 2 - 16 : 3,2 m (tiap lantai)
  Dimensi Balok : 25/30; 25/30; 40/60
  Tebal Pelat : 10 cm; 12 cm
  Dimensi Kolom :80/80
  Faktor keutamaan : 1 (gedung hotel)

- Input beban hidup:
  Lantai rumah susun : 250 kg/m^2
  Lantai Atap : 58 kg/m^2

- Input beban mati (superdead):
  Penggantung : 7 kg/m^2
  Plafond : 11 kg/m^2
  Spesi (t = 2 cm) : 21 x 2 = 42 kg/m^2
  Tegel (t = 1 cm) : 24 kg/m^2
  Ducting & Plumbing : 30 kg/m^2

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 5.4 :

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Pembebanan

Lantai 1						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	38	131328
balok induk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	22	66528
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	18	19440
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	19	9576
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	2	3402
Pelat	0.12	15.75	1	2400	36	163296
Pelat	0.12	16.8	1	2400	10	48384
Pelat	0.12	8.33	1	2400	2	4798.08
Hidup	250	751.66	1	1	1	187915
Total						634667.08
Lantai 2 - 16						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	570	1969920
balok induk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	330	997920
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	270	291600
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	285	143640
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	30	51030
Pelat	0.12	15.75	1	2400	540	2449440
Pelat	0.12	16.8	1	2400	150	725760
Pelat	0.12	8.33	1	2400	30	71971.2
Hidup	250	751.66	1	1	15	2818725
Total						9520006.2
Lantai Atap						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	8	27648
balokinduk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	10	30240
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	4	4320
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	13	6552
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	2	3402
Pelat	0.1	15.75	1	2400	8	30240
Pelat	0.1	16.8	1	2400	2	8064
Pelat	0.1	8.33	1	2400	2	3998.4
Hidup	58	751.66	1	1	1	43596.28
Total						158060.68

Kontrol Wt		
SuperDead	1438677.24	kg
Dead+Live	10312733.96	kg
Kolom	3993600	kg
Manual	15745011.2	kg

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual (±5%) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual dapat dilihat pada tabel 5.5 :

Tabel 5. 5 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual

Kontrol Wt		
SuperDead	1438677.24	kg
Dead+Live	10312733.96	kg
Kolom	3993600	kg
Manual	15745011.2	kg
ETABS	15540525.4	kg
Rasio	1.32%	

Didapatkan dari tabel *base reaction* hasil analisa program bantu ETABS berat sebesar 15540525,4 kg. Dan perhitungan secara manual sebesar 15745011,2 kg.

Sehingga didapatkan rasio selisih sebagai berikut:

Rasio = (Wmanual/Wtotal) – 1

= (15745011,2/15540525,4) – 1

= 0.0132 = 1,32 %

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

5.3.4 waktu getar alami

Sesuai seperti disebutkan dalam SNI 03-1726-2002 pasal 5.6, Gedung harus dibatasi agar tidak terlalu fleksibel. Hal ini

untuk mencegah kerusakan komponen struktur Gedung serta menyediakan kenyamanan bagi pengguna Gedung

Dalam rumus empiris method A dan UBC section 1630.2.2, waktu getar alami Gedung adalah

$T_{empiris} = C_t \, h_n^{3/4}$

Dimana :

C_t : koefisien untuk bangunan Gedung beton bertulang

Hn : tinggi Gedung, diukur dari taraf penjepitan

Sehingga dapat ditentukan

$C_t = 0{,}0731$

Hn = 52 m

$T_{empiris} = C_t \, h_n^{3/4}$

$T_{empiris} = 0{,}0731 \text{x } 52^{3/4}$

= 1,415 detik

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 tabel 8, untuk wilayah gempa 3, pembatasan waktu geatr alami adalah ;

$T = \zeta \, . \, n$

Dimana :

ζ : koefisien yang tergantungwilayah gempa

n : jumlah tingkat Gedung yang ditinjau

sehingga dapat ditenttukan

$\zeta = 0.18$

T = 0,18 x 16 = 2,88

Sehingga

$T_{empiris}$ = 1,415 detik < T = 2,88 detik (OK)

Jadi waktu getar alami yang dipilih adalah $T_{empiris}$

5.3.5 gaya geser dasar nominal

Berdasarkan pasal 7.8, gaya-gaya dasar seismic , V, ditentukan dengan persamaan :

V = $\frac{C_1 I}{R}$ Wt

Keterangan :

C_1 : nilai faktor respon gempa yang didapt dari spektrum respon rencana menurut gambar sni 1726-2002 untuk waktu getar alami fundamental TI.

I : faktor keutamaan = 1

W : berat total Gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

R : faktor reduksi gempa = 8,5 untuk SRPMK

Sehingga didapatkan nilai C tanah sedang zona gempa wilayah 3 C = 0.33/T, untuk nilai T = 1,415 detik, sehingga didapat nilai C_1 = 0,233

V = $\frac{C_1 I}{R}$ Wt

V = $\frac{0,233x1}{8,5}$ Wt

V = 0,0274Wt

V = 0,0274x 13387767 kg

V = 367183,59 kg

5.3.6

- Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.3 bahwa nilai akhir respon spektrum tidak boleh dimabil kurang dari 80% nilai respon ragam pertama atau 0,8.V/Vt

. Nilai R yang dipakai yaitu R Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus = 8,5.

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut (Tabel 5.16):

Tabel 5. 6 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

beban	globla fx	globla fy
gempa arah X	164.2285	41.5089
gempa arah y	49.2918	138.27

V = 367183,6 kg
Vxt = 164228,5 kg
Vyt = 138270 kg

Maka untuk arah x,

Vxt > 0,8.V
164228,5 kg > 0,85 x 367183,6 kg
164228,5 kg > 293746,9 kg (not OK!)

Maka untuk arah y,

Vxt > 0,8.V
138270kg > 0,85 x 367183,6 kg
138270 kg > 293746,9 kg (not OK!)

Maka harus di kalikan dengan scale faktor
Arah x = 1,8
Arah y = 2,2

Menghasilkan hasil :

Tabel 5. 7 gaya geser hasil setelah penambahan faktor

beban	globla fx	globla fy	
gempa arah X	355.14424	93.33547	ton
gempa arah y	137.64171	350.00752	ton

V = 367183,6 kg
Vxt = 355144 kg

Vyt = 350007 kg

Maka untuk arah x,

Vxt > 0,8.V

355144 kg > 0,8 x 367183,6 kg

355144 kg > 293746,9 kg (OK!)

Maka untuk arah y,

Vxt > 0,8.V

350007 kg > 0,8 x 367183,6 kg

350007 kg > 293746,9 kg (OK!)

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.3. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

- Kontrol sistem ganda

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall (Tabel 5.8).

Tabel 5. 8 Kontrol Sistem Ganda

pemikul gaya geser	gempa X		gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	2627.227	0.725204	2122.964	0.530547
SRPM	995.5128	0.274796	1878.496	0.469453
total	3622.74	1	4001.461	1

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

- Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.1, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (Tabel 5.9)

Tabel 5. 9 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.99	98.93
Modal	Acceleration	UY	99.99	98.74
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi

- Kontrol Drift

  Batasan drif yang diberikan oleh SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2, untuk memnuhi syarat kinerja batas layan, jika drift Δs antar tingkat tidak boleh lebih besar dari 0,03/R kali tinggi tingkat yang bersangkutan , seperti perhitungan dibawah ini :

  $\Delta s = \frac{0,03}{8,5}\ 4000 = 11,294$ mm

  Hal ini ditetapkan untuk membatasi terjadi pelelehan baja dan peretkan beton yang berlebihan, disampinguntuk mencegah kerusakan non structural dan ketidaknyamanan penghuni.selanjutnya pasal 8.2.1 membatasi nilai drift

Δm harus lebih kecil 2% dari tinggi tingkat yang direncanakan, yaitu sebesar Δm = 0,02 x 3500 = 100 mm

Δm = ζ . Δs

ζ = 0,7R/scale faktor

arah x ζ = 0,7x8,5/1,8 =3,3

arah y ζ = 0,7x8,5 /2,2 =2,7

Story	Load Case/Combo	arah	Max Drift	Avg Drift	Ratio						
			mm	mm		Δs	batas Δs	kontrol	Δm	batas Δm	kontrol
18	envelope Max	X	1.651	0.706	2.339	1.651	11.29412	OK	5.457472	37.333333	ok
18	envelope Max	Y	1.241	1.057	1.174	1.241	11.29412	OK	4.102194	30.545455	ok
17	envelope Max	X	0.691	0.475	1.455	0.691	11.29412	OK	2.284139	37.333333	ok
17	envelope Max	Y	1.047	0.966	1.083	1.047	11.29412	OK	3.460917	30.545455	ok
16	envelope Max	X	0.643	0.614	1.048	0.643	11.29412	OK	2.125472	37.333333	ok
16	envelope Max	Y	1.261	1.205	1.047	1.261	11.29412	OK	4.168306	30.545455	ok
15	envelope Max	X	0.821	0.807	1.017	0.821	11.29412	OK	2.713861	37.333333	ok
15	envelope Max	Y	1.495	1.441	1.038	1.495	11.29412	OK	4.941806	30.545455	ok
14	envelope Max	X	0.984	0.977	1.007	0.984	11.29412	OK	3.252667	37.333333	ok
14	envelope Max	Y	1.714	1.663	1.031	1.714	11.29412	OK	5.665722	30.545455	ok
13	envelope Max	X	1.13	1.125	1.004	1.13	11.29412	OK	3.735278	37.333333	ok
13	envelope Max	Y	1.908	1.859	1.026	1.908	11.29412	OK	6.307	30.545455	ok
12	envelope Max	X	1.259	1.256	1.003	1.259	11.29412	OK	4.161694	37.333333	ok
12	envelope Max	Y	2.074	2.028	1.023	2.074	11.29412	OK	6.855722	30.545455	ok
11	envelope Max	X	1.373	1.371	1.002	1.373	11.29412	OK	4.538528	37.333333	ok
11	envelope Max	Y	2.214	2.171	1.02	2.214	11.29412	OK	7.3185	30.545455	ok
10	envelope Max	X	1.475	1.474	1.001	1.475	11.29412	OK	4.875694	37.333333	ok
10	envelope Max	Y	2.333	2.294	1.017	2.333	11.29412	OK	7.711861	30.545455	ok
9	envelope Max	X	1.569	1.567	1.001	1.569	11.29412	OK	5.186417	37.333333	ok
9	envelope Max	Y	2.437	2.403	1.014	2.437	11.29412	OK	8.055639	30.545455	ok
8	envelope Max	X	1.66	1.657	1.002	1.66	11.29412	OK	5.487222	37.333333	ok
8	envelope Max	Y	2.535	2.505	1.012	2.535	11.29412	OK	8.379583	30.545455	ok
7	envelope Max	X	1.754	1.748	1.003	1.754	11.29412	OK	5.797944	37.333333	ok
7	envelope Max	Y	2.635	2.609	1.01	2.635	11.29412	OK	8.710139	30.545455	ok
6	envelope Max	X	1.859	1.85	1.005	1.859	11.29412	OK	6.145028	37.333333	ok
6	envelope Max	Y	2.753	2.732	1.008	2.753	11.29412	OK	9.100194	30.545455	ok
5	envelope Max	X	2.001	1.986	1.007	2.001	11.29412	OK	6.614417	37.333333	ok
5	envelope Max	Y	2.922	2.901	1.007	2.922	11.29412	OK	9.658833	30.545455	ok
4	envelope Max	X	2.253	2.207	1.021	2.253	11.29412	OK	7.447417	37.333333	ok
4	envelope Max	Y	3.228	3.194	1.011	3.228	11.29412	OK	10.67033	30.545455	ok
3	envelope Max	X	2.856	2.787	1.025	2.856	11.29412	OK	9.440667	37.333333	ok
3	envelope Max	Y	3.853	3.791	1.016	3.853	11.29412	OK	12.73631	30.545455	ok
2	envelope Max	X	5.271	5.183	1.017	5.271	14.11765	OK	17.42358	46.666667	ok
2	envelope Max	Y	6.575	6.465	1.017	6.575	14.11765	OK	21.73403	38.181818	ok

Tabel 5. 10 Kontrol Simpangan Arah X dan Y

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 03-1726-2002

- Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksetrisitas rencana ***ed*** sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2002 pasal 5.4.1 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $E_d = 1.5e + 0.05b$
  Atau
- $Ed = e – 0.05b$
  Berdasarakan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 5.11

Tabel 5. 11 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

Eksentrisitas Aktual						
Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)
16	32.975	6.7443	32.9796	6.633	0.0046	0.1113
15	32.975	6.6492	32.9805	6.6328	0.0055	0.0164
14	32.975	6.6493	32.981	6.6332	0.006	0.0161
13	32.975	6.6493	32.9816	6.6337	0.0066	0.0156
12	32.975	6.6493	32.9822	6.6342	0.0072	0.0151
11	32.975	6.6493	32.9829	6.6346	0.0079	0.0147
10	32.975	6.6493	32.9838	6.6351	0.0088	0.0142
9	32.975	6.6493	32.9847	6.6355	0.0097	0.0138
8	32.975	6.6493	32.9856	6.6359	0.0106	0.0134
7	32.975	6.6493	32.9865	6.6362	0.0115	0.0131
6	32.975	6.6493	32.9869	6.6366	0.0119	0.0127
5	32.975	6.6493	32.9854	6.6369	0.0104	0.0124
4	32.9807	6.649	32.9799	6.6371	0.0008	0.0119
3	32.975	6.6493	32.9761	6.6375	0.0011	0.0118
2	32.975	6.6493	32.9753	6.6384	0.0003	0.0109
1	32.975	6.6493	32.9751	6.64	1E-04	0.0093

Keterangan :

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2002 diatas, didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas belum memenuhi syarat $e_d > 0.05$ B. Maka perlu ada pergeseran pusat massa baru.

Tabel 5. 12 eksentrisitas dengan pusat masa baru

Pusat Massa Eksentrisitas Baru arah X						
Lantai	Eksentrisitas Aktual	Eksentrisitas Rencana				Pusat Massa Baru
	ex (m)	bx (m)	e-0.05*b (m)	1.5e+0.05b	ed pakai	Xcmb (m)
16	0.0046	65.95	3.2929	3.3044	3.3044	36.284
15	0.0055	65.95	3.292	3.30575	3.30575	36.28625
14	0.006	65.95	3.2915	3.3065	3.3065	36.2875
13	0.0066	65.95	3.2909	3.3074	3.3074	36.289
12	0.0072	65.95	3.2903	3.3083	3.3083	36.2905
11	0.0079	65.95	3.2896	3.30935	3.30935	36.29225
10	0.0088	65.95	3.2887	3.3107	3.3107	36.2945
9	0.0097	65.95	3.2878	3.31205	3.31205	36.29675
8	0.0106	65.95	3.2869	3.3134	3.3134	36.299
7	0.0115	65.95	3.286	3.31475	3.31475	36.30125
6	0.0119	65.95	3.2856	3.31535	3.31535	36.30225
5	0.0104	65.95	3.2871	3.3131	3.3131	36.2985
4	0.0008	65.95	3.2967	3.2987	3.2987	36.2786
3	0.0011	65.95	3.2964	3.29915	3.29915	36.27525
2	0.0003	65.95	3.2972	3.29795	3.29795	36.27325
1	1E-04	65.95	3.2974	3.29765	3.29765	36.27275

Pusat Massa Eksentrisitas Baru arah Y						
Lantai	Eksentrisitas Aktual	Eksentrisitas Rencana				Pusat Massa Baru
	ey (m)	by (m)	e-(0.05*b) (m)	1.5e+0.05b	ed pakai	ycmb (m)
16	0.1113	13.3	0.5537	0.83195	0.83195	7.46495
15	0.0164	13.3	0.6486	0.6896	0.6896	7.3224
14	0.0161	13.3	0.6489	0.68915	0.68915	7.32235
13	0.0156	13.3	0.6494	0.6884	0.6884	7.3221
12	0.0151	13.3	0.6499	0.68765	0.68765	7.32185
11	0.0147	13.3	0.6503	0.68705	0.68705	7.32165
10	0.0142	13.3	0.6508	0.6863	0.6863	7.3214
9	0.0138	13.3	0.6512	0.6857	0.6857	7.3212
8	0.0134	13.3	0.6516	0.6851	0.6851	7.321
7	0.0131	13.3	0.6519	0.68465	0.68465	7.32085
6	0.0127	13.3	0.6523	0.68405	0.68405	7.32065
5	0.0124	13.3	0.6526	0.6836	0.6836	7.3205
4	0.0119	13.3	0.6531	0.68285	0.68285	7.31995
3	0.0118	13.3	0.6532	0.6827	0.6827	7.3202
2	0.0109	13.3	0.6541	0.68135	0.68135	7.31975
1	0.0093	13.3	0.6557	0.67895	0.67895	7.31895

Tabel 5. 13 eksentristas baru setelah adanya perubahan pusat masa

Eksentrisitas baru										
Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	exd	exy	kontrol	
									x	y
16	36.2883	7.3105	31.8052	8.2495	4.4831	0.939	3.3044	0.83195	ok	ok
15	36.2773	7.3304	31.9568	8.062	4.3205	0.7316	3.30575	0.6896	ok	ok
14	36.2771	7.3299	31.7577	8.1479	4.5194	0.818	3.3065	0.68915	ok	ok
13	36.2771	7.3299	31.6266	8.2086	4.6505	0.8787	3.3074	0.6884	ok	ok
12	36.2771	7.3299	31.5555	8.2421	4.7216	0.9122	3.3083	0.68765	ok	ok
11	36.2767	7.3286	31.5311	8.2572	4.7456	0.9286	3.30935	0.68705	ok	ok
10	36.2763	7.3272	31.3656	8.3779	4.9107	1.0507	3.3107	0.6863	ok	ok
9	36.2763	7.3272	31.1893	8.5053	5.087	1.1781	3.31205	0.6857	ok	ok
8	36.2763	7.3272	31.0124	8.632	5.2639	1.3048	3.3134	0.6851	ok	ok
7	36.2761	7.3266	30.8314	8.7585	5.4447	1.4319	3.31475	0.68465	ok	ok
6	36.2759	7.3259	30.6158	8.9082	5.6601	1.5823	3.31535	0.68405	ok	ok
5	36.2759	7.3259	30.3771	9.0677	5.8988	1.7418	3.3131	0.6836	ok	ok
4	36.2824	7.3256	30.1337	9.226	6.1487	1.9004	3.2987	0.68285	ok	ok
3	36.2757	7.3253	29.911	9.3686	6.3647	2.0433	3.29915	0.6827	ok	ok
2	36.2755	7.3247	29.7178	9.5019	6.5577	2.1772	3.29795	0.68135	ok	ok
1	36.2755	7.3247	29.6335	9.5819	6.642	2.2572	3.29765	0.67895	ok	ok

0

5.4 Desain Balok primer

5.4.1 umum

Struktur primer memegang peranan penting dalam kekuatan suatu Gedung. Untuk perancangan strukutur primer pada Tugas akhir ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus, yaitu beban lateral akan dipikul oleh sistem rangka dimana komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur. Pendetailan semua struktur primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada SNI 2847-2002 pasal 23.2 s/d 23.5 struktur primer yang direncanakan yaitu

1. balok primer

2. kolom

3. hubungan balok kolom

5.4.2 Desaain balok

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada sistem rangka pemikul momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebgai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesaian seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2002 mengenai ketentuan khusus untuk perancangan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada Analisa struktur utama dari hasil Analisa menggunakn progam bantu ETABS. Dalam struktur bangunan ini terdapat beberapa tipe balok seperti tabel dibawah ini :

Tabel 5. 14 rekapitulasi dimensi balok

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi balok (cm)	
		b	h
B1	6	40	60
B2	5.25	40	60
B3	3	25	30
B4	2.8	25	30

5.4.3 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B1 .

a. Data perencanaan:

L	= 6000 mm
Mu tumpuan (-)	= -184,65 KN.m
Mu tumpuan (+)	= 132.524 KN.m
Mu lapangan	= 92,32 K,N.m
Tu	= 32,38 KN.m
Vu(envelope)	= 112,45 KN
Vu (1.2D+L)	= 66,82 KN
Vu_{2h}	= 100,56 KN
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 390 Mpa
Tul. lentur (D)	= 19 mm
As tulangan	= mm^2
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm^2
B	= 400 mm
H	= 600 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur
	= 62,5 mm
d	= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 537,5 mm

Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi 0,1Ag f'c (SNI 2847-2002 pasal 23.1.1.)

0,1Ag f'c = 0,1 x (400x600) x 35 = 840000

Pu < 840000 N → memenuhi syarat

- bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggu efektifnya(SNI 2847-2002 pasal 23.1.2.)

Ln = 6000 , 4x d = 2144

Ln > 4d → memenuhi syarat

- lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3 h dan 250 mm (SNI 2847-2002 pasal 23.2.2)

b/h = 0,667 → memenuhi syarat

b. Penulangan tumpuan negatif

dimana Ø = 0.8

- Mu = -184,650 KN.m
- Mn = $\frac{Mu}{Ø}$ = 230813125 N.mm
- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
  = 0.85 - 0.05 $\frac{(35-28)}{7}$
  = 0.8
- ρ_b = $\frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  = $\frac{0,85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
  = 0.0369
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0369 = 0.02773
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.003792 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{390}$ = 0.00358

- m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35} = 13{,}709$
- Ambil harga X ≤ 0,75 Xb

  Xb $= \left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm

  X ≤ 0,75 . 324,848 = 246,636 mm; Direncanakan X = 300 mm
- Asc $= \frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$

  $= \frac{0{,}85\ .\ 0{,}8\ .\ 35\ .\ 400\ .\ 300}{390}$ = 7323,08 mm^2
- Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)

  = 7323,08 x 390 x (536 - $\frac{0{,}8\ .\ 300}{2}$)

  = 1188096000 mm^2
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)
- Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{250435555{,}6}{0.9\ x\ 400x\ 537{,}5^2}$ =2.17 N/mm^2
- ρ_{perlu} $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{13{,}109}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 13{,}109x\ 2.17}{390}}\right)$

  = 0,00614
- Maka dipakai ρ = 0,00534 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- Tulangan tumpuan atas

  As perlu = ρ . b . d

  = 0,0058 x 400 x 536 = 1320,81mm^2

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{1320{,}81}{283{,}6}$ = 4 buah

  Dipakai 4D19 (As. pasang = 1418,21 mm^2)
- Tulangan tumpuan bawah

  As min = ½ x As

  = ½ x 1320,81 = 660,403 mm^2

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{660,430}{283}$ = 3 buah

Dipakai 3D19 (As. pasang = 850,92 mm^2)

- Kontrol jarak tulangan

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

  = 49,75 mm < 25mm **(OK)**

- Kontrol kekuatan

  a $= \frac{As.fy}{0,85.fc.b}$ = 49,85l mm

  Mn_{act} = (As.fy) . (d – a/2)

  =284439238,5 N.mm > Mn =230813125 N.mm

c. Penulangan tumpuan positif

- Mu = 132.524 KN.m
- Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$ = 165655000 N.mm
- β_1 $= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7}$

  $= 0.85 - 0.05 \frac{(35-28)}{7}$

  = 0.8
- ρ_b $= \frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

  $= \frac{0,85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

  = 0.0369
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0369 = 0.02773
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} $= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

  $= \frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.003792 (menentukan)
- ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.00358
- m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,709
- Ambil harga X ≤ 0,75 Xb

  Xb $= \left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm

$X \leq 0{,}75 \,.\, 324{,}848 = 246{,}636$ mm; Direncanakan X = 300 mm

- Asc $= \frac{0{,}85 \,.\, \beta_1 \,.\, fc \,.\, b \,.\, X}{fy}$
  $= \frac{0{,}85 \,.\, 0{,}8 \,.\, 35 \,.\, 400 \,.\, 300}{390} = 7323{,}08 \text{ mm}^2$
- Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1 \,.\, X}{2}$)
  = 7323,08 x 390 x (537,5 - $\frac{0{,}8 \,.\, 300}{2}$)
  = 1188096000 mm^2
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)
- Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{175755555{,}6}{0.9 \, x \, 400 \, x \, 536^2} = 1.441 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, m \, x \, Rn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{13{,}109}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, 13{,}109 \, x \, 1.441}{390}}\right)$
  = 0,00379
- Maka dipakai =0,00379 ($\rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{max}}$)
- Tulangan tumpuan bawah
  As perlu $= \rho$. b . d
  = 0,000379 x 400 x 537,5 = 815,375mm^2
  n (jumlah) $= \frac{As \, perlu}{As \, tulangan}$
  = 812,645 = 3 buah
  Dipakai 3D19 (As. pasang = 850,926 mm^2)
- Tulangan tumpuan atas
  As min = ½ x As
  = ½ x 815,375= 407,67mm^2
  n (jumlah) $= \frac{As \, perlu}{As \, tulangan}$
  $= \frac{407{,}67}{283{,}643}$ =2 buah
  Dipakai 2D19 (As. pasang = 567mm^2)
- Kontrol jarak tulangan
  Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n.\emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$
  =114 mm > 25mm **(OK)**

- Kontrol kekuatan

  a = $\frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$ = 37,38 mm

  Mn_{act} = (As.fy) . (d – a/2)

  =230166856,2 N.mm > Mn = 175755555,6 N.mm

Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan 1

- Akibat momen negatif

  Tulangan atas : 4D19 (As pasang = 1418,21mm^2)

  Tulangan bawah : 2D19 (As pasang = 567 mm^2)
- Akibat momen positif

  Tulangan atas : 3D19 (As pasang = 850,92 mm^2)

  Tulangan bawah : 2D19 (As pasang = 567 mm^2)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebanan gempa, yaitu:

Tulangan atas : 4D19 (As pasang = 1418,21 mm^2)

Tulangan bawah : 3D19 (As pasang = 850,92 mm^2)

d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- Mu = 184,650 KN.m
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 230813125 N.mm
- Decking, ts = 40 mm
- Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 62 mm
- Jarak ke as tulangan, tekan (d_2)= 62 mm
- Tinggi efektif, d aktual = 537,5 mm
- Tul. Tarik 4D19, As_1 = 1418,21 mm^2
- Tul. Tekan 3D19, As_2 = 850,92 mm^2
- $(0{,}85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600\text{-}As_1.fy)X – As_2.d.600 = 0$

  $9095.X^2 – 467751.X – 58411886 = 0$

  X = 121 mm (Menggunakan kalkulator)
- Mencari nilai fc’ tulangan terpasang

  fs’ = (1 - $\frac{d2}{x}$) x 600

= 284,776 Mpa < 390 Mpa (tulangan tidak leleh)

- Mn_{act} = $0,85.fc.b.\beta_1.X. (d - \frac{\beta_1 . X}{2}) + As_2.fs'.(d - d_2)$
  = 686699264Nmm>Mn=230813125Nmm **(OK)**

e. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

- Mu = 158,8 KN.m
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 175755555,6 N.mm
- Decking, ts = 40 mm
- Jarak ke as tulangan, tekan (d_1)= 62 mm
- Jarak ke as tulangan, tarik (d_2) = 62 mm
- Tinggi efektif, d aktual = 537,5 mm
- Tul. Tekan 3D19, As_1 = 850,92 mm^2
- Tul. Tarik 4D19, As_2 = 1418,21 mm^2
- $(0,85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600-As_1.fy)X - As_2.d.600 = 0$
  $9095.X^2 + 1254943.X - 171584914 = 0$
  X = 122 mm (Menggunakan kalkulator)
- Mencari nilai fc' tulangan terpasang
  fs' = $(1 - \frac{d2}{x})$ x 600
  = 284 Mpa < 390 Mpa (tulangan tidak leleh)
- Mn_{act} = $0,85.fc.b.\beta_1.X. (d - \frac{\beta_1 . X}{2}) + As_2.fs'.(d - d_2)$
  = 765657520.mm>Mn=175755555,6N.mm **(OK)**

f. Kontrol batas penulangan tumpuan
Kontrol berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 23.4.2.1:

- $\frac{1,4.bw.d}{fy} = \frac{1,4.400.536}{390}$ = 769,641 mm^2
  769,641 mm^2 < As tul. atas = 1418,21 mm^2 **(OK)**
  769,461 mm^2 < As tul. bawah = 850,92 mm^2 **(OK)**
- $\frac{0,25 .\sqrt{Fc}}{fy}$. bw. d = $\frac{0,25 .\sqrt{35}}{390}$. 400 . 537 = 813,082 mm^2
  813,082 mm^2 < As tul. atas = 1418,21 mm^2 **(OK)**
  813,082 mm^2 < As tul. bawah = 850,92 mm^2 **(OK)**

g. Kontrol jarak tulangan tumpuan
Kontrol berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 12.6.4
Cc = tebal selimut + Ø sengkang = 40 + 13 = 53 mm
fs = 2/3 . fy = 2/3 .390 = 260 Mpa
$S_1 = (\frac{95000}{fs}) - 2{,}5\ Cc = 232{,}88$ mm > 64 mm **(OK)**
$S_2 = 300 . (\frac{252}{fs}) = 290{,}76$ mm > 64 mm **(OK)**

h. Penulangan lapangan
Berdasarkan SNI SNI 2847-2002 pasal 23.1.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $Mu_{lapangan}$= 92,32 KN.m > ¼.$Mu_{tumpuan}$= 48,58 KN.m **(OK)**
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 125217777,8 N.mm
- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
  = 0.85 - 0.05 $\frac{(35-28)}{7}$
  = 0.8
- ρ_b = $\frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  = $\frac{0{,}85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
  = 0.0369
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0369 = 0.02773
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.003792 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{390}$ = 0.00358
- m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,709

- Ambil harga X ≤ 0,75 Xb
  Xb = $\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm
  X ≤ 0,75 . 324,848 = 246,636 mm; Direncanakan X = 300 mm
- Asc = $\frac{0{,}85\,.\,\beta_1\,.\,fc\,.\,b\,.\,X}{fy}$
  = $\frac{0{,}85\,.\,0{,}8\,.\,35\,.\,400\,.\,300}{390}$ = 7323,08 mm^2
- Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\,.\,X}{2}$)
  = 7323,08 x 390 x (536 - $\frac{0{,}8\,.\,300}{2}$)
  = 1188096000 mm^2
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)
- Rn = $\frac{Mn}{bd^2}$ = $\frac{337952222}{0.9\,x\,350\,x\,537^2}$ = 1.004 N/mm^2
- ρ_{perlu} = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2\,x\,m\,x\,Rn}{fy}}$)
  = $\frac{1}{13{,}1093}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2\,x13.109x\,1.083}{390}}$)
  = 0,00262
- Maka dipakai ρmin = 0,03792 (ρpakai < ρ_{min} < ρ_{max})
- Tulangan lapangan bawah
  As perlu = ρ . b . d
  = 0,003792 x 400 x 536 = 813.081 mm^2
  n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{815{,}081}{283{,}64}$ = 3 buah
  Dipakai 3D19 (As. pasang = 850,92 mm^2)
- Tulangan lapangan atas
  As min = ½ x As
  = ½ x 815,081 = 407,5mm^2
  n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{406{,}5}{380{,}28571}$ = 2 buah
  Dipakai 2D19 (As. pasang = 597mm^2)

- Kontrol jarak tulangan

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

  = 118 mm > 25mm **(OK)**

i. Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847-2002 untuk kontruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagi berikut:

- be = ¼ x Lb = 1500 mm
  be = bw + (8.t) = 1360 mm (menentukan)
  be = ½ x (Lb - bw) = 2800 mm
- As = 760,571 mm^2
  a = $\frac{As.fy}{0{,}85.fc.be}$ = 24,926 mm
- x = $\frac{a}{\beta 1}$ = 8,625 mm ≤ 120 mm
  x ≤ t, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
- Kontrol kekuatan

  a $= \frac{As.fy-As'.fs\prime}{0{,}85.fc.b}$ = 24.92 mm

  Mn_{act} = (As.fy – As'.fs') . (d – a/2)

  = 155292997,7 N.mm > Mn = 115406562,5 N.mm

- Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 23.4.2.1:

- $\frac{1{,}4.bw.d}{fy} = \frac{1{,}4.400.536}{390}$ = 769 mm^2

  508,67 mm^2 < As tul. atas = 850,92 mm^2 **(OK)**

  508,67 mm^2 < As tul. bawah = 567 mm^2 **(OK)**
- $\frac{0{,}25\ .\sqrt{Fc}}{fy}$. bw. d = $\frac{0{,}25\ .\sqrt{35}}{390}$. 400 . 537 = 813.083 mm^2

  813.083 mm^2 < As tul. atas = 850,92 mm^2 **(OK)**

  813.083 mm^2 < As tul. bawah = 567 mm^2 **(OK)**

Kontrol berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 23.2.1

$Mn^+ \geq$ ½ x Mn^-

320893208 N.mm ≥ 278585811 N.mm

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung rumah susun sebagai berikut (Tabel 5.15):

Tabel 5. 15 rekapitulasi perencanaan tulangan lentur

tipe balok	tumpuan atas	tumpuan bawah	lapangan atas	lapngan bawah
B1	4D19	3D19	2D19	3D19
B2	4D19	3D19	2D19	3D19
B3	2D16	2D16	2D16	2D16
B4	2D16	2D16	2D16	2D16

5.4.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B1 .

- Tu = 323800 KN.m
- Vu = 112,45 KN

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- Acp = Luas bruto penampang beton
  = b x h
  = 400 x 600 = 240000 mm^2
- Pcp = keliling luar penampang beton
  = 2 x (b + h)
  = 2 x (400 + 600) = 2000 mm
- bh = (b – 2.cover – Øgeser)
  = 307 mm
- hh = (h – 2.cover – Øgeser)
  = 507 mm
- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
  = bh x hh = 155649 mm^2

- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
  = 2 x (bh + hh) = 1628 mm

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 13.6.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total
Pcp = Keliling penampang total
λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1
$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Sehingga dapat dihitung:

$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})$

$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083.1.\sqrt{35}\ (\frac{240000^2}{2000})$

32380000 N.mm < 10606347,84 N.mm **(Butuh tulangan torsi)**

c. Cek penampang balok

$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2} \leq \emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$

Dimana:

Vc = 0,17.$\sqrt{fc}$.bw.d = 215629,279 N

Sehingga:

- $\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2}$

$\sqrt{(\frac{135520}{400x\ 536})^2 + (\frac{32380000\ x\ 1628}{1{,}7\ x\ 155649^2})^2}$ = 3,4751

- $Ø\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$
  $0{,}75.(\frac{215629{,}279}{400\ x\ 536} + 0{,}66\ \sqrt{40}) = 8{,}624$
- $1{,}38 \leq 3.68$ **(OK)**

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2002 pasal 13 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai Ao dapat diambil sama dengan 0,85 Aoh dan nilai Θ = 45°

Ao = 0,85 x Aoh = 0,85 x 104599 mm^2 = 88909,15 mm^2

ØTn ≥ Tu

$\frac{Tu}{Ø} = \frac{2.Ao.At.fyt}{S}.\cot Θ$

$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{Ø.2.Ao.fyt.cot\ θ}$ = 0,4183 mm^2/mm

e. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$A_1 = \frac{At}{s}$. Poh . $(\frac{fyt}{fy})$. cot^2 Θ

= 0,4183 . 1628. $(\frac{420}{420})$. cot^{2}45

= 681,098 mm^2 (menentukan)

$A_{1min} = \frac{0{,}42\ .\ \sqrt{fc}\ .\ Acp}{fy} - (\frac{At}{s})$. poh . $(\frac{fyt}{fy})$

$= \frac{0{,}42\ .\ \sqrt{35}\ .\ 240000}{390}$ – 0,4183. 1628 . $(\frac{420}{420})$

= 847,98 mm^2

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 3 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = 0,5 x 1037,686 = 518,843 mm^2.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D19 (As = 567,057 mm^2), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (Tabel 5.16):

Tabel 5. 16 rekapitulasi tulangan torsi

tipe balok	kanan	kiri	atas	bawah
B1	D16	D16	D19	D19
B2	D16	D16	D19	D19
B3	D16	D16		
B4	D16	D16		

5.4.5 Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI SNI 2847-2002 pasal 23.3.3:

- S < ¼.d = 134 mm (menentukan)
- S < 8.Ø = 176 mm
- S < 24.Øsengkang= 312 mm
- S < 150 mm
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847-2002 pasal 23.3.4:

- S < ½.d = 268 mm ≈ 250 mm

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 23.3.4 bahwa gaya geser rencana Ve harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum Mpr,

dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung Mpr

  Mpr merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan mengganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 fy.

  - Akibat gempa ke kiri
    - Mpr Negatif

      As = 1521,14 mm^2
      A’s = 1140,857 mm^2
      d = 536 mm
      a = 49,85 mm
      f’s = 390 Mpa
      d’ = 64 mm
      Mpr_1 = (As x 1,25fy – A’s x 1,25f’s) (d – a/2) + A’s x 1,25 f’s x (d – d’)
      = 357258818,5 N.mm
    - Mpr Positif

      As = 1140,857 mm^2
      A’s = 1521,14 mm^2
      d = 536 mm
      a = 37,38 mm
      f’s = 390 Mpa
      d’ = 64 mm
      Mpr_2 = (As x 1,25fy – A’s x 1,25f’s) (d – a/2) + A’s x 1,25 f’s x (d – d’)
      = 254112114,7 N.mm
  - Akibat gempa ke kanan
    - Mpr Negatif

      As = 1521,14 mm^2

A's = 1140,857 mm^2
d = 536 mm
a = 49,85 mm
f's = 390 Mpa
d' = 64 mm
Mpr_1 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
= 357258818,5 N.mm

- Mpr Positif
  As = 1140,857 mm^2
  A's = 1521,14 mm^2
  d = 536 mm
  a = 37,38 mm
  f's = 390 Mpa
  d' = 64 mm
  Mpr_2 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
  = 254112114,7 N.mm

- Gaya gesert total pada muka tumpuan (>2h)
  - Gaya geser akibat beban gravitasi
    V_G = 84,35 KN = 56890 N

  - Akibat gempa ke kiri
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} - V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 56890$
      = 45005,156
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} + V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 56890$
      = 158785,16 N
  - Akibat gempa ke kanan
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} - V_G$

$= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 56890$

$= 45005,156$

- $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} + V_G$

  $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 56890$

  $= 158785,16$ N

Gaya geser total yang menentukan, Ve = 158785,16 N

- Perhitungan penulangan geser

  Kuat geser beton (Vc=0) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847-2002 pasal 23.3.4 apabila:

  - Gaya geser akibat gempa > 0,5 x gaya geser total

    Gaya geser total – V_G > 79392,578 N

    101895,155 N > 79392,578 N **(OK)**

  - Gaya geser aksial tekan < Ag x $\frac{fc}{20}$

  maka Vc tidak bisa dianggap 0.

  - Vc $= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d

    $= 211401,25$ N
  - Ø = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847-2002 pasal 10.3.2
  - Vs $= \frac{Ve}{Ø} - Vc$

    $= \frac{186245,16}{0,75} - 211401,25$

    $= 81549,28$ N
  - $\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$

    $=$

    $=$ mm^2/mm
  - Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

    $\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 1,47 + 0,7814 = 0.41$mm^2/mm
  - Dipakai sengkang 2D13,

    Av $= 2 \times 132,786 = 265,57143$ mm^2

    S $= \frac{265,57143}{0.5} = 632.524$ mm ≈130m

- Dipakai 2D13 – 130 mm

b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
   - Tulangan geser di luar sendi plastis (>2h = 1200)
   - Vu_{2h} = 130,102 KN = 130102 N
   - Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
     = 215629,27 N
   - Vsmin= $\frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
     = 244128 N
   - Vu ≤ 0.5.Ø.Vc (Tidak perlu penguatan geser)
     130102 N ≥ 80860,978 N **(Tidak OK)**
   - 0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc (Perlu tulangan geser minimum)
     80860,978 N ≤ 130102.N ≥ 161721,957 N **(Tidak OK)**
   - ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vs min) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/2)
     161721,957 N ≤ 130102N ≤ 789583,672 N **(OK)**
   - Ø (Vc + Vs) ≤ Vu ≤ Ø ($\frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/4)
     475652,81 N ≥ 130102.N ≤ 789583,67 N **(Tidak OK)**
   - Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan S_{min} = d/2 = 218 mm ≈ 200 mm
   - Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:
     Vs = $\frac{Vu2h}{Ø}$ – Vc= $\frac{205425,4}{0,75}$ – 164071,614 = 109828,919 N
   - Direncanakan sengkang 2 kaki D13
     $\frac{Av}{s}$ = $\frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$
     = $\frac{42159,94}{390\ x536}$ = 0,27 mm^2/mm
   - Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:
     $\frac{Av}{s}$ + $\frac{At}{s}$ = 0,6279287 + 0,7814 = 0.62 mm^2/mm
   - Dipasang sengkang 2D13
     Av = 2 x 132,786 = 265,571429 mm^2

S $= \frac{265{,}571429}{0{,}62}$ = 428 mm ≈ 250 mm

- Dipakai sengkang 2D13-270 mm pada daerah luar sendi plastis (>2h = 1200mm)

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi (Tabel 5.17):

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Tulangan

tipe balok	sendi plastis	diluar sendi	2h
B1	2ϕ13-130	2ϕ13-270	1200
B2	2ϕ13-130	2ϕ13-270	1200
B3	2ϕ13-60	2ϕ13-120	600
B4	2ϕ13-60	2ϕ13-120	600

5.4.6 Panjang Penyaluran Tulangan

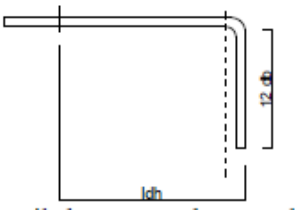
Menurut SNI 2847-2002 pasal 14.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

Ldh > 8.db = 176 mm

Ldh > 150 mm

Ldh $> \frac{0{,}24.fy.db}{\sqrt{fc}}$ = 348,068 mm

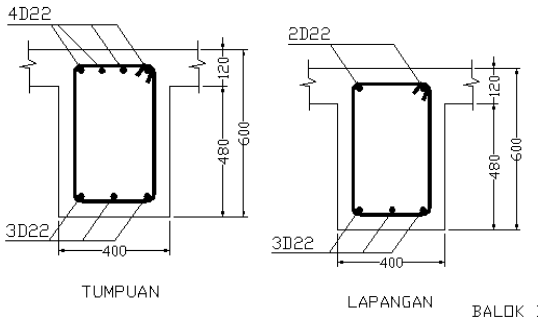
Maka digunakan Ldh =350 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 264 mm ≈ 300 mm



Gambar 5. 27 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

Tabel 5. 18 Rekap penulngan balok induk B1 40x60

Parameter	tumpuan	lapangan	satuan
penulangan	tunggal	tunggal	
tul.pasang atas	4D19	2D19	mm2
tul.pasang bawah	3D19	3D19	mm2
tul .geser	2ϕ13-130	2ϕ13-270	mm2
tul.torsi	D19	D19	mm2



Gambar 5. 28 potongan balok B1

5.4.7 Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847-2002 pasal 16.8.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

di mana M_{cr} harus diperoleh menggunakan modulus hancur, f_r, yang diberikan pada SNI 2847-2002 pasal 11.5.2.3

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak
f_r = modulus hancur beton
I_g = momen inersia penampang beton bruto
y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik
λ = faktor modifikasi (λ = 1,0 untuk beton berat normal)

$fr = 0{,}62 \times \sqrt{35} = 3{,}67$ MPa

$Ig = \left(\frac{1}{12}\right) \times 400 \times 600^3 = 7200000000$ mm^4

$Mcr = \frac{3{,}67 \times 7200000000}{400} = 66023450{,}8$ Nmm

$\phi Mn = 0{,}9 \times 112292985{,}7 = 101063686$ Nmm

$\phi Mn \geq Mcr$ (OK)

5.5 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

⇒ Data umum perencanaan kolom :

- Dimensi kolom Lt.1 - 4 : 80/80 cm
  Lt.5 - 8 : 70/70 cm
  Lt.9 - 12 : 60/60
  Lt.13 – Atap : 40/40
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 390 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 35 Mpa

5.5.1 Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 98/98 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 98/98 cm, yaitu :

Pu_{max} : 4825,765 KN
Vu_{max} : 67,92 KN
Tu_{max} : 0 KN.m
Mx : 200,25 KN.m
My : 230,295 KN.m

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 23.4.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f`_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
  800 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4
  Rasio b/h = 800/800 = 1 > 0.4

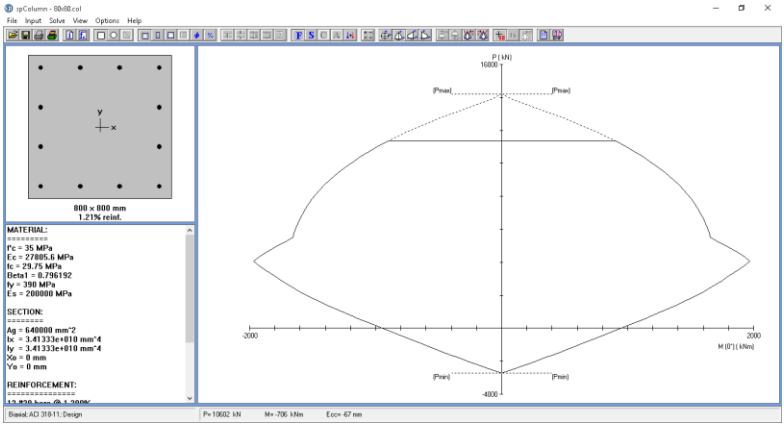
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5091,3036 KN

$$5091{,}3036 \text{ KN} \geq 800 \times 800 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$5091{,}3036 \text{ KN} \geq 2240 \text{ KN}$$ **(OK)**

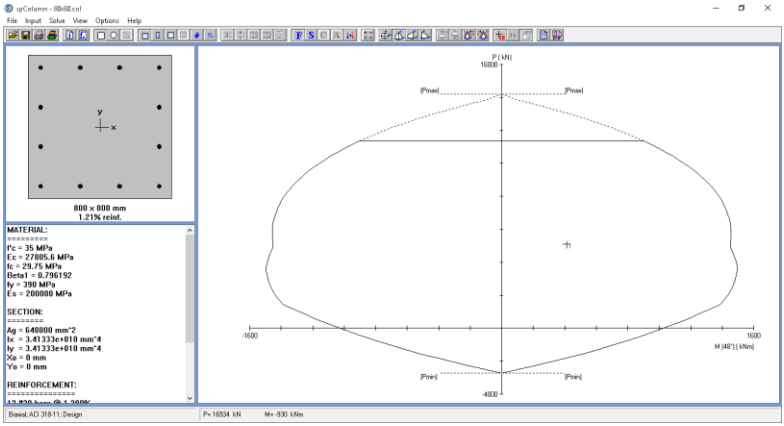
5.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 5. 29 Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **12D29**.



Gambar 5. 30 Output spColumn Investigation Kolom 80/80

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom
ØMn = 1037,49 KN.m > Mu = 305,58 KN.m **(OK)**

5.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 23.4.3.1 , Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

Ast = 7929,4286 mm^2

Ag = 640000 mm^2

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal: 12D29, dengan rasio tulangan = 1,2%.

0.01Ag	<	As	< 0.06 Ag	
6400 mm^2	<	7929,28	< 38400 mm^2	**(OK)**

6.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 12.3.5 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\emptyset Pn = 0.8\,\emptyset\,(0.85\,f'c(Ag - Ast) + fy\,(Ast))$$

Dimana:

Pu = 5091,3036 KN

Φ = 0.65

Ag = 800 x 800 = 640000 mm^2

Ast = 12 ¼ π 22^2 = 7929,82 mm^2

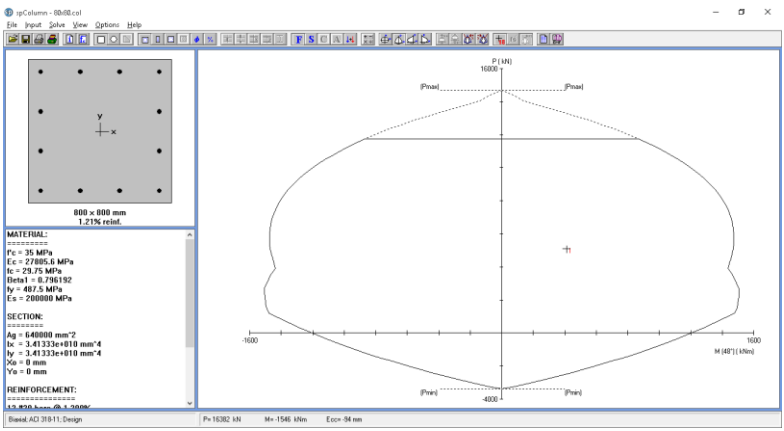
Sehingga:

$\emptyset Pn$= 11386,22 KN > Pu= 5091,3 KN **(OK)**

5.5.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847-2002 Pasal 23.4.4.1

Fs = 1,25 x Fy = 1,25 x 390 = 487,5 Mpa



Gambar 5. 31 Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolom 80/80

Ln = 3250 mm

Mpr = 1087 KN.m

$$Vex = \frac{2\ x\ Mpr}{Ln}$$

$$= \frac{2\ x\ 1087}{3{,}25}$$

= 668,92 > Vu = 89,87 KN **(OK)**

5.5.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 23.4.4.1 , ujung-ujung kolom sepanjang Lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847-2002 Pasal 23.4.4.2 .

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis
Jarak Tulangan Maksimum :

- ¼ b_{kolom} $= \frac{1}{4} \times 800 = 200\ mm$
- 6 d_b $= 6 \times 29 = 174\ mm$
- 100 mm ≤ S ≤ 150 mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-(0.5x(800-2x(40+16/2)))}{3}\right) = 138{,}44\ mm$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis **110 mm.**

Ash_{min} sesuai SNI 2847:2013 pasal SNI 2847-2002 Pasal 23.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

b_{cx} = 980 – 2 x 40 – 2 x 16 = 688 mm
A_{ch} = (980 – 2 x 40 – 2 x 16)^2 = 473344 mm^2

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}\left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$$
$$A_{shx} = 0.3 \frac{100\ \times 688 \times 35}{390}\left[\frac{688}{473344} - 1\right]$$
$$A_{shx} = 652{,}164 mm^2 \quad \text{(menentukan)}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 688 \times 35}{390} = 555{,}69\ mm^2$$

Sehingga digunakan **4D16-125**

A_{sh} = 804,571 mm^2 > 652,164 mm^2

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- 6 x db = 6 x 32 = 192 mm
- 150 mm

Maka dipakai s = **150 mm**; **4D16-150**

5.5.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 13.6.1 , pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

Pu = 5091,3036 KN
Tu = 0 KN.m
Ag = 640000 mm2
Acp = 473344 mm^2
Pcp = 3200 mm

$$Tn = \emptyset 0.33\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{Pu}{0.33\sqrt{fc'}}}$$

$$Tn = 0.65\ 0.33\sqrt{35}\left(\frac{473344^2}{3200}\right)\sqrt{1+\frac{5091{,}3036}{0.33\sqrt{35}}}$$

$$Tn = 401{,}517 \text{ KNm}$$

Tn > Tu
200,155 KNm > 0 KNm

Maka tulangan torsi **diabaikan**

5.5.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847-2002 Pasal 23.4.1 mensyaratkan bahwa.

$$\sum Mnc \geq 6/5 \times \sum Mnb$$

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa

yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dari *SpColumn* didapatkan nilai ØMnc = 1037,49 KN.m

Mnb (+) = 282,267 KN.m
Mnb (-) = 282,267 KN.m
$\sum$ Mnc $\geq$ 1,2 x $\sum$ Mnb
2 x Mnc $\geq$ 1,2 x (Mnb (+) + Mnb (-))
2 x 1037,49 $\geq$ 1,2 x (282,27 + 282,27)
2074,98 KN.m $\geq$ 677,44 KN.m **(OK)**

5.5.9 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 lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847-2002 Pasal 13.2.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 13.2.1.1 dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

nilai cb merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

c_1 = 40 + 16 + 25/2 = 70,5 mm
c_2 = 190,667 mm
c pakai = 70,5 mm
ld = 714,89 mm; 1.3 ld = 929,36 mm $\approx$ 950 mm

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 950 mm.

5.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Dengan cara perhitungan yang sama dengan perencanaan kolom diatas, didapatkan hasil perencanaan kolom seperti pada Tabel (5.19)

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal		Tulangan Torsi	Panjang Sambungan Lewatan (mm)
		Sendi Plastis	Non Sendi Plastis		
Kolom 40/40	4D25	4D16-100	4D16-150	-	800
Kolom 60/60	8D25	4D16-150	4D16-150	-	800
Kolom 70/70	8D29	4D16-140	4D16-150	-	950
Kolom 80/80	12D29	4D16-125	4D16-150	-	950

5.6 Hubungan Balok Kolom

a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.5.1 , dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

B =800 mm

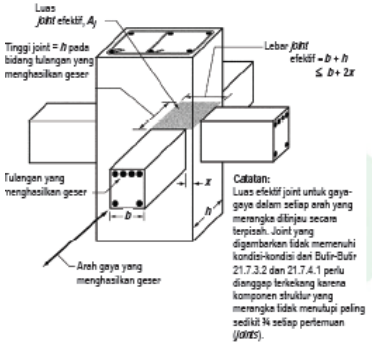
H = 800 mm

db balok = 22 mm

20 x db = 20 x 22 = 440 mm $\leq$ 800 mm **(OK!)**

b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.5.3 1, Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 5. 32 Luas Joint Efektif

b = 400 mm

h = 800 mm

x = $\frac{(800-400)}{2}$ = 200 mm

Tinggi joint = 400 mm

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.33)

b + h = 400 + 800 = 1200 mm

b + 2x = 400 + 2.(200) = 800 mm

Aj = tinggi joint x lebar efektif joint

= 400mm x 800 mm

= 320000 mm^2

c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847-2002 Pasal 23.5.3.1)

$\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{804,57}{125}$ = 3,21 mm

Digunakan 4D16

Ash = 804,57

S = $\frac{804,57}{3,21}$ = 250 mm

Jadi digunakan **4D16– 200mm**

a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

  Balok yang memasuki joint memiliki:

  Mprb1 = 282,267 KN.m

  Mprb2 = 282,267 KN.m

  Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

  Me = 0,5 (Mprb1 + Mprb2)

  = 282,267 KN.m

- Menghitung geser pada kolom atas

  V_{sway} = $\frac{Me+Me}{l}$

  = $\frac{2\ x\ 282,267}{3,3}$

  = 176,417 KN

- Berdasarkan SNI SNI 2847-2002 Pasal 23.5.2 , hitung gayagaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

  1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

  As balok kiri 5D22 = 760,571 mm^2

  T_1 = As x 1,25.fy

  = 926946 N = 926,946 KN

  2. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kanani

  As balok kanan 5D22 = 760,571 mm^2

  T_1 = As x 1,25.fy

  = 926946 N = 926,946 KN

- Menghitung gaya geser

  Vj = $(T_1 + T_2) – V_{sway}$

  = (926,9 + 926,9) – 176,41

  = 1655,8 KN

b. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.5.3, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

Vn = 1,7 x $\sqrt{fc}$ x Aj
= 1,7 x $\sqrt{35}$ x 320000
= 3218,35 KN
fVn = 0,75 x 3218,35
= 2413,76 KN > Vj = 1655,8 KN **(OK)**

5.7 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 X

5.7.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d’	: 252 mm
Mutu tulangan (fy)	:390 MPa
Mutu beton (f’c)	: 35 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm (maximum)
Lebar dinding	: 600 cm (x) dan 525 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial : 7412,08 KN (x) ; 9566,88 KN (y)

Momen : 2352,05KN.m (x) ; 2397,15 KN (y)
Gaya geser : 503,60 KN (x) ; 693,6 KN (y)

5.7.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 16.5.3 , ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. 30 cm ≥ H / 25 = 600 / 25 = 24 cm **(OK)**
2. 30 cm ≥ L / 25 = 400 / 25 = 16 cm (OK)

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan.

5.7.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$V_u < 1/12\sqrt{f'c}$

$503{,}6\ KN < 0.83\ (300x6000)\dfrac{\sqrt{35}}{10}$

$503{,}6\ KN < 887{,}862\ KN$ **(OK)**

5.7.3. Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

a. Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.6.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$

   $Vu < 1/6\ x\ 300\ x\ 6000\ x\ \dfrac{\sqrt{35}}{10}$

   $503{,}6\ \ KN < \ 1774{,}82KN$ → 1 lapis tulangan

b. Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 16.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

300 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2002, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

5.7.4 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847-2002 pasal 23.6.3 , kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \emptyset\, Vn$$

$$Vn = A_{cv}[\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n fy]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{61{,}4}{4} = 15{,}35 > 2$$; maka digunakan $\alpha_c = 0.17$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 (As = 402.12 mm^2) dengan s = 100 mm pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{As}{d'\, x\, s} = \frac{2\, x\, \frac{1}{4}\, x\, \pi\, x\, 16^2}{252\, x\, 300} = 0{,}00532$$

$$Vn = 300\, x\, 6000\left[\, 0.17\sqrt{35} + \, 0.00532x390\right]$$

$$Vn = 5545{,}83\, KN > Vu = 503{,}6\, KN$$ **(OK)**

5.7.5. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847-2002 Pasal 13.10.9 : Rasio tulangan Vertikal (ρl) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847-2002 Pasal 13.10.9 : Rasio tulangan horizontal (ρt) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 (As = 402.12 mm^2) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{As}{d' \, x \, s} = \frac{2 \, x \, \frac{1}{4} \, x \, \pi \, x \, 16^2}{252 \, x \, 100} = 0{,}00532 > 0{,}0025$$

5.7.6. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847-2002 Pasal 13.10.9: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :
  $s \leq \frac{Lw}{5} = 1400 \, mm$ **(OK)**
  $s \leq 3h = 900 \, mm$ **(OK)**
  $s \leq 450 \, mm$ **(OK)**
  S pakai = 300 mm **(OK)**
- Menurut SNI 2847-2002 Pasal 13.10.9 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :
  $s \leq \frac{Lw}{3} = 1333{,}3 \, mm$ **(OK)**
  $s \leq 3h = 900 \, mm$ **(OK)**
  $s \leq 450 \, mm$ **(OK)**
  S pakai = 300 mm **(OK)**

5.7.8. Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2f'c. SNI 2847-2002 Pasal 23.6.6

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 \, f'c$$

$$\frac{2927 \, x \, 10^6}{\frac{1}{6} x \, 300 \, x \, 6000^2} + \frac{8861 \, x \, 10^3}{300 \, x \, 6000} > 0.2 \, x \, 35$$

$6{,}5 \, MPa < 7 \, MPa$ **(Tidak Butuh Komponen Batas)**

Nilai δu adalan nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$\frac{\delta u}{hw} = \frac{65{,}8}{61400} = 0.00107 < 0.007$
$\frac{\delta u}{hw}$ pakai = 0.007
C > $\frac{lw}{600\,(\frac{\delta u}{hw})} = \frac{4000}{600\,(0.007)}$ = 1428,57mm

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 2226mm
$2226\ m > 1428{,}57\ mm$ **(Butuh Komponen Batas)**

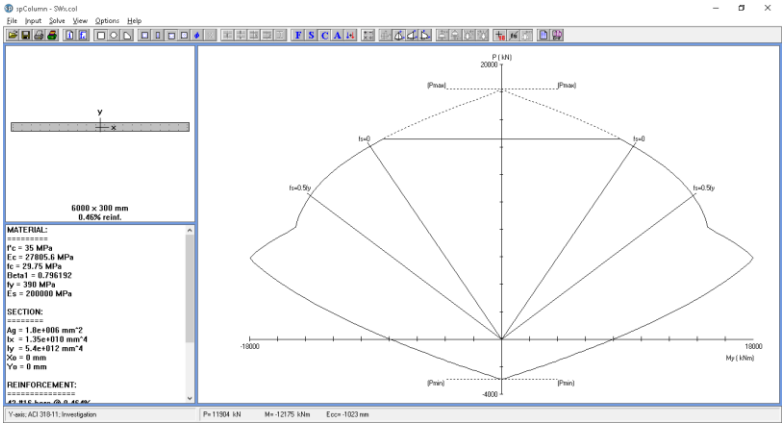
Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syrat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847-2002 pasal23.6.6, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada (c – 0.1lw) dan c/2

- C – 0.1 Lw = 2226 – 0.1(6000) = 1626mm
- C/2 = 2226/2 = 1113 mm (menentukan)

Digunakan jarak komponen pembatas > 1076 mm = **1100 mm**

5.7.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya–gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 5. 33 Output SpColumn Arah X

Didapatkan bahwa Mu < ØMn

BAB 6
DESAIN STRUKTUR PADA SNI 2847:2013 Dan SNI 1726-2012

6.1 Desain Pleriminari

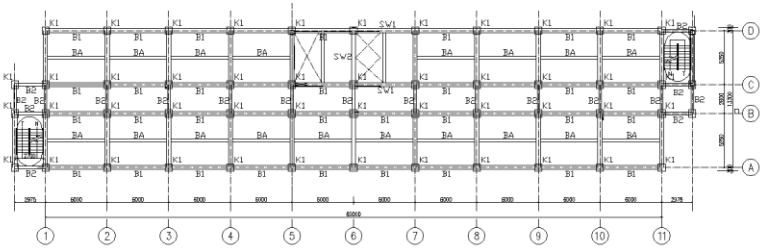
Data desain

Bahan yang dipakai untuk struktur Gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut ini :

9. Nama Gedung : Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur
10. Lokasi : Jl. Apartemen Delta Cakung, RT.1/RW.7, Penggilingan, Cakung, Kota Jakarta Timur, Daerah Khusus Ibukota Jakarta 13940
11. Fungsi : Rumah Susun
12. Jumlah lantai : 16 lantai
13. Tinggi gedung : 56,25 meter
14. Struktur utama : struktur beton bertulang
15. Kekuatan tekan beton (f'c) : 35 Mpa
16. Tegangan leleh baja (fy) : 390 Mpa

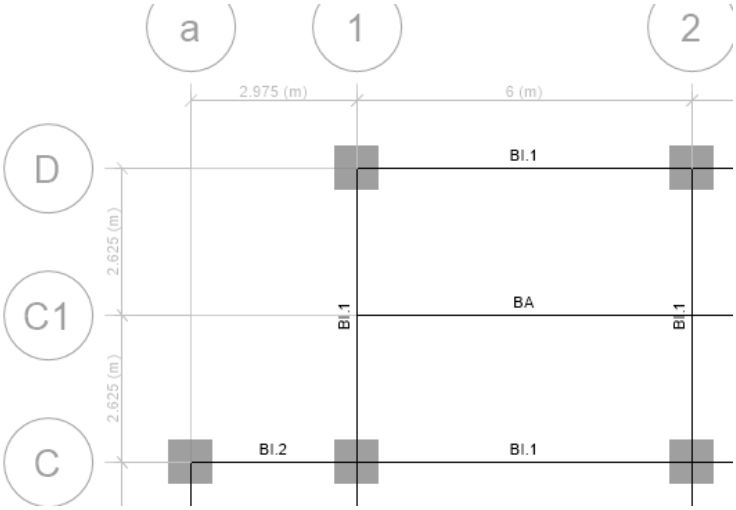
6.1.1 Desain Dimensi Balok

Balok adalah salah satu komponen struktur yang berkemampuan menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847:2002 pasal 9.5 tabel 9(a), desain dimensi balok (tinggi balok minimum) sebagi berikut:



Gambar 6. 1 Denah pembalokan

- dimensi balok induk 1 (BI.1) bentang ln = 6 m



Gambar 6. 2 detail denah balok

h = $\frac{600}{16}$ = 37,5 cm ~ 60 cm

b = $\frac{2}{3}$ 40 = 26,66 cm ~ 40cm

jadi dimensi balok induk memanjang tipe BI.1 adalah 40/60 cm

- Dimensi balok induk 2 (BI.2) bentang ln 3 m

  h = $\frac{300}{16}$ = 18.75 cm ~ 30 cm

  b = $\frac{2}{3}$ 30 = 20 cm ~ 25 cm

  jadi dimenasi balok tipe BI.2 adalah 25/30

- Dimensi balok anak bentang ln = 6 m

  h = $\frac{600}{21}$ = 28,5 cm ~ 30 cm

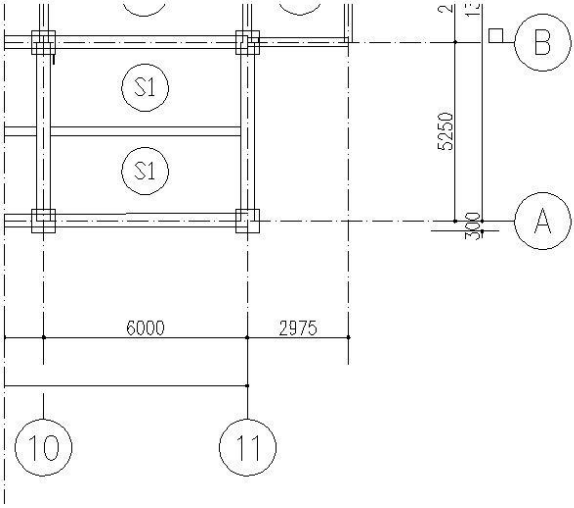
  b = $\frac{30}{2}$ = 15 cm ~ 25 cm

jadi dimensi balok anak BA adalah 25/30

rekap preliminari desainn balok			
tipe balok	bentang (mm)	b (mm)	h (mm)
B1	6000	400	600
B2	5250	400	600
B3	3000	250	300
B4	2950	250	300
BA	6000	250	300

6.1.2 Desain dimensi plat

- Perencanaan tebal plat lantai atap
- Diambil perhitungan tipe A karena dipakai luasan yang terbesar dintara pelat yang lainnya, sehingga hasilnya akan disamakan dengan yang lain



Gambar 6. 3 tinjauan plat lantai tipe S1

Ly = 600

Lx = 262.5

Ln = 600 –$(\frac{40}{2} + \frac{40}{2}) = 560$

Sn = 400 – $(\frac{25}{2} + \frac{40}{2}) = 230$

B = $\frac{Ln}{Sn} = \frac{560}{230}$ = 2,5 > 2 (pelat satu arah)

Direncanakan dengan tebal plat = 12 cm Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a) yang dapat dilihat pada **Gambar 4.1**.

h_{min} = L / 28 = 600 / 28 = 14.3 cm

Tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

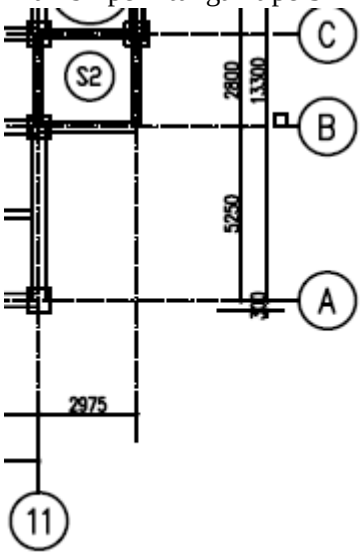
Komponen struktur	Tebal minimum, *h*			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	ℓ / 20	ℓ / 24	ℓ / 28	ℓ / 10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	ℓ / 16	ℓ / 18,5	ℓ / 21	ℓ / 8

CATATAN:
Panjang bentang dalam mm.
Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:
(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c, di antara 1440 sampai 1840 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
(b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Gambar 6. 4 tebal minimum balok dan pelat satu arah

Dikarenakan perhitungan masih pada tahap *preliminary design*, jadi tetap menggunakan tebal pelat 12 cm.

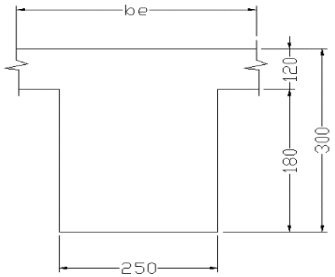
- Diambil perhitungan tipe S2



Ly = 297.5
Lx = 280
Ln = 297.5 –($\frac{25}{2}$ + $\frac{25}{2}$) = 272.5
Sn = 280 – ($\frac{25}{2}$ + $\frac{25}{2}$) = 255

B = $\frac{Ln}{Sn}$ = $\frac{560}{230}$ = 1.1 > 2 (pelat dua arah)

- Balok As joint 11-B



Gambar 6. 5 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 8.8.11 SNI 2847:2013)

$$be = bw + 2hw \leq bw + 8hf$$

$be = bw + 2hw$
$be = 25 + 2.(30-12) = 61$ cm
$be = bw + 8hf$
$be = 25 + 8.12 = 136$
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

$k = 2{,}34$

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

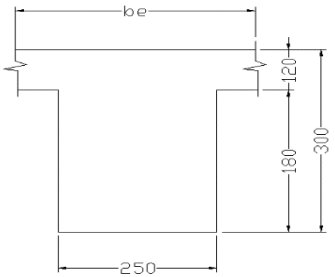
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 1 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 11-C



Gambar 6. 6 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 8.8.11 SNI 2847:2013)

be = bw +2hw ≤ bw+8hf

be = bw +2hw
be = 25+2.(30-12)= 61 cm
be = bw +8hf
be = 25+8.12 = 136
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

k = 2,34

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

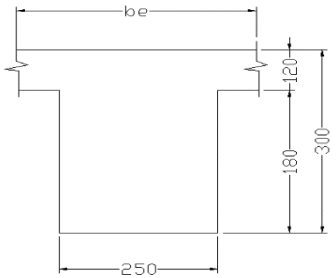
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 2 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 12-B



Gambar 6. 7 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 8.8.11 SNI 2847:2013)

$be = bw + 2hw \leq bw + 8hf$

$be = bw + 2hw$
$be = 25 + 2.(30-12) = 61$ cm
$be = bw + 8hf$
$be = 25 + 8.12 = 136$
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

$k = 2{,}34$

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

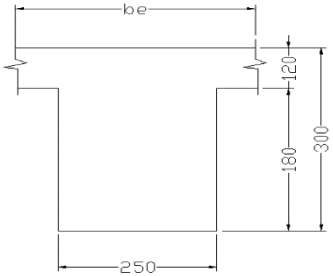
$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 3 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

- Balok As joint 12 – C
-



Gambar 6. 8 potongan melintang balok

menentukan lebar efektif flens (pasal 8.8.11 SNI 2847:2013)

be = bw +2hw ≤ bw+8hf

be = bw +2hw
be = 25+2.(30-12)= 61 cm
be = bw +8hf
be = 25+8.12 = 136
diambil be yang terkecil = 61 cm

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

$$k = \frac{1+\left(\frac{61}{25}\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{136}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{61}{25}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

k = 2,34

momen inersia penampang

$l_b = k\frac{bw.h^3}{12}$

$l_b = 2{,}34\ \frac{25x30^3}{12}$

$l_b = 131625 cm^4$

momen inersia lajur pelat

$l_p = \frac{bp.t^3}{12}$

$l_p = \frac{0{,}5.(297.5+280).12^3}{12}$

$l_p = 41040\ cm^4$

rasio kekakuan balok terhadap pelat

$\alpha 4 = \frac{l_b}{l_p} = \frac{131625}{41040} = 3{,}482$

Dari hasil perhitungan didapatkan α_m sebagai berikut :

$\alpha_m = \frac{1}{n}(\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\ldots..\alpha n)$

$\alpha_m = \frac{3{,}48+3{,}48+3{,}482+3{,}48}{4} = 3{,}482$

karena $\alpha_m > 2$ maka perletakan pelat adalah jepit penuh dan dipakai pasal 9.5.3.3.c tetapi tidak boleh kurang dari 90 mm

$h = \frac{\ln(0{,}8+\frac{fy}{1400})}{36+9\beta}$

$h = \frac{560(0{,}8+\frac{390}{1400})}{36+9.2{,}5}$

h = 103,4 mm ~ 120mm

h = 120 mm >90 mm (ok)

maka tebal pelat lantai atap tipe S1 adalah 10 cm , untuk tebal pelat lantai 1 sampai dengan 16 dipakai tebal 12 cm sesuai perhitungan karena perbedaan beban yang dipikul pelat lantai dengan pelat atap

6.1.3 Desain dimensi kolom

Perencanaan kolom mengalami pembebanan adalah kolom yang memikul bentang dengan Panjang 600cm x 525cm. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada suatu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau

Direncanakan:

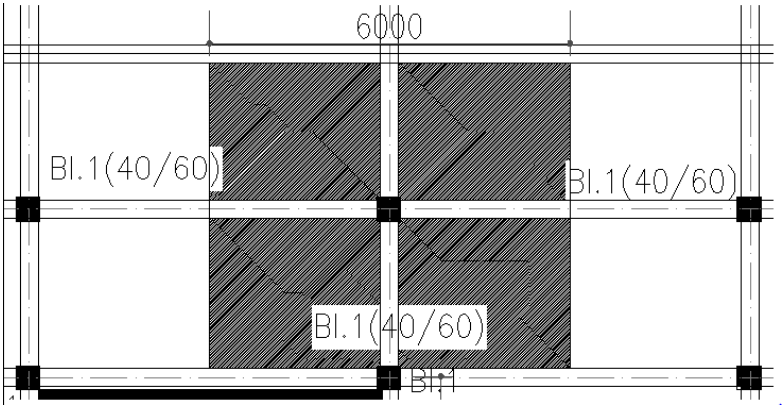
Tebal pelat = 12 cm = 120mm

Tinggi lantai = 400 cm

Dimensi pelat = 600 x 525 cm^2

Beban hudup = 250 kg/m^2

Koef reduksi = 0,8



Gambar 6. 9 Denah pembebanan kolom

Tabel 6. 1 Pembebanan kolom

beban mati							
lantai atap							
							beban (KN)
pelat lantai	t.P.l.ybeton.jumlah	0.12	6	5.25	24	1	90.72
balok	b.h.l.ybeton.jumlah	0.4	0.6	3	24	2	34.56
		0.4	0.6	2.625	24	2	30.24
		0.25	0.3	3	24	4	21.6
ducting	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.19	1	5.985
lap.waterproof	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.05	1	1.575
plafon	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	1	3.465
penggantung	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.1	1	3.15
						P DL1	191.295
lantai 1-16							
							beban (KN)
pelat lantai	t.P.l.ybeton.jumlah	0.12	6	5.25	24	16	1451.52
balok	b.h.l.ybeton.jumlah	0.4	0.6	3	24	32	552.96
		0.4	0.6	2.625	24	32	483.84
		0.25	0.3	3	24	64	345.6
ducting	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.19	16	95.76
spesi (2cm)	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.42	16	211.68
plafon	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	16	55.44
penggantung	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.1	16	50.4
keramik	p.l.beban.jumlah		6	5.25	0.11	16	55.44
						P DL2	3302.64
						PDL tot	3493.935

beban hidup						
lantai atap						beban (KN)
beban hidup	p.l.beban.jumlah	6	5.25	0.96	1	30.24
					PL 1	30.24
lantai 1 - 16						
beban hidup	p.l.beban.jumlah	6	5.25	2.5	16	1260
beban partisi	p.l.beban.jumlah	6	5.25	0.72	16	362.88
					PL 2	1622.88
					PL tot	1653.12

Detai pembebanan pada kolom

kombinasi beban		
Pu 1	1.4 PDL	4891.509
Pu 2	1.2 PDL x 1.6 PL tot	6837.714

Mutu beton f'c = 35 Mpa

Dimensi :

A = $\frac{P}{0{,}3\ f'c}$ = $\frac{6838}{0{,}3\ x\ 35000}$ = 0,651210 m^2

b = 0,80 m ~ 80 cm

jadi dipakai dimensi kolom 80x80 cm^2

6.1.4 Desain tangga

Struktur tangga pada umumnya terdiri dari struktur balok dan pelat beton bertulang. Proses penetuan dimensi perkiraannya pun mengikuti penentuan dimensi balok dan pelat. Namun, ada beberapa persyaratan tambahan yang perlu dipenuhi, yaitu :

- **Tangga 1 (tinggi 4 m)**

  Syarat perencanaan injakan dan tanjakan tangga serta kemiringan tangga sebagai berikut :

  $60 \leq (2t + i) \leq 65$

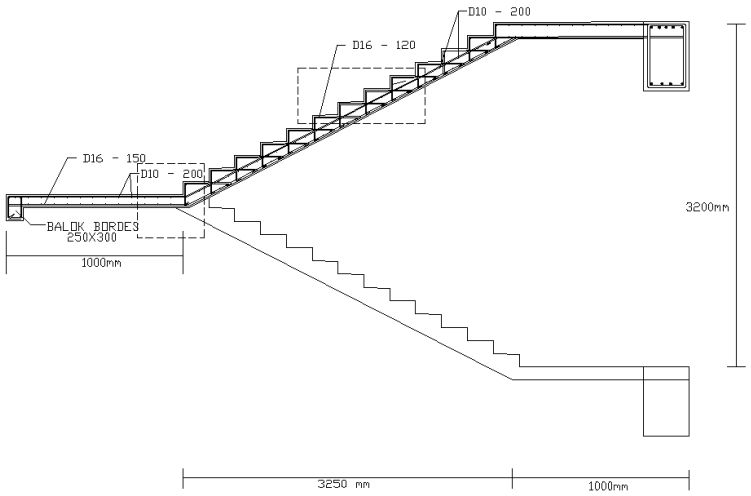
  direncanakan tinggi tanjakan (t) = 16 cm

sehingga injakan (i) = 30 cm.

$60 \leq ((2 \times 18) + 30) \leq 65$

$60 \leq 62 \leq 65$ .....(OK)

- Jumlah tanjakan (nt) = 200 cm / 16 cm = 12.5 = 13 buah (**dipakai 13 buah**)
- Jumlah injakan (ni) = nt - 1 = 13 - 1 = 12 buah
- Tebal bordes = 15 cm ≈ 0.15 m
- Sudut tangga (α) = arc tan (16/30) = 28.075° = 29°
- Lebar bordes = 200 cm
- Tebal tangga = 14 cm ≈ 0,14 m
- Tebal rata-rata = (i / 2) . sin α = (0.30 / 2) x sin 29° = 0,0701m = 0.08m
- Tebal total = 0.14 + 0.08 = 0.22 m



Gambar 6. 10 perencanaan tangga

- **Tangga 1 (tinggi 3,2 m)**

  Syarat perencanaan injakan dan tanjakan tangga serta kemiringan tangga sebagai berikut :

  $60 \leq (2t + i) \leq 65$

  direncanakan tinggi tanjakan (t) = 16 cm

  sehingga injakan (i) = 30 cm.

  $60 \leq ((2 \times 18) + 30) \leq 65$

  $60 \leq 62 \leq 65$ .....(OK)

- Jumlah tanjakan (nt) = 160 cm / 18 cm = 9.88 = 10 buah (**dipakai 10 buah**)
- Jumlah injakan (ni) = nt - 1 = 10 - 1 =9 buah
- Tebal bordes = 15 cm ≈ 0.15 m
- Sudut tangga (α) = arc tan (18/30) = 28,075° = 29°
- Lebar bordes = 200 cm
- Tebal tangga = 14 cm ≈ 0,14 m
- Tebal rata-rata = (i / 2) . sin α = (0.30 / 2) x sin 32.00° = 0,0701m = 0.08m
- Tebal total = 0.14 + 0.08 = 0.22 m

6.1.5 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 30 cm
- Panjang bentang : 600 cm
- Tinggi : 400 cm

30 cm ≥ L / 25 = 600 / 25 = 24 cm (OK!)
30 cm ≥ H / 25 = 400 / 25 = 16 cm (OK!)

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

6.2 Desain struktur sekunder

6.2.1 Desain struktur pada pelat

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat. Jika lebih besar dari 2 maka pelat tersebut dikatakan pelat

saru arh dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasio lebih kecil dari 2 maka dapat dikatakan pelat 2 arah

1. Analisa struktur pelat
   Beban-beban yang bekerja pada pelat sesuai 1727:2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.1.(1) yaitu : 1,2 DL +1,6 PL .
2. Desain pelat atap
   Data perencanaan
   - Mutu beton (f'c) = 35 Mpa
   - Mutu baja (fy) = 390Mpa
   - Tebal pelat (t) = 100 mm
   - Decking(tp) = 20mm
   - Diameter tulangan = 10mm

   Pembebanan pelat Atap
   Pelat direncanaan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.1.1.,yaitu 1,2 DL + 1,6 PL

Pembebanan Pada Pelat Atap :

Pelat Atap :

Beban Mati :

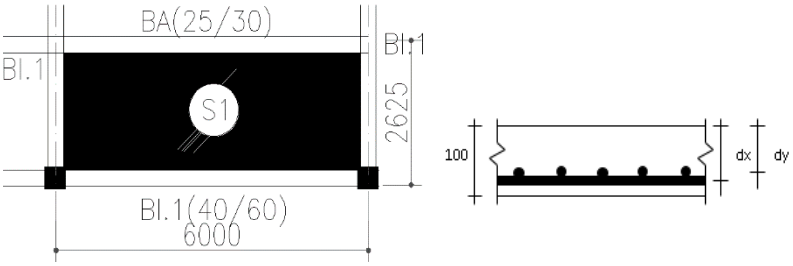
Pelat	=	240	kg/m2
Plafon	=	11	kg/m2
Penggantung	=	7	kg/m2
Ducting & Plumbing	=	30	kg/m2
aspal	=	14	kg/m2

DL	**=**	**302**	kg/m2

Beban Hidup :

bebn pada atap datar	=	98	kg/m2
beban air hujan	=	20	kg/m2
LL	**=**	**118**	**kg/m2**
	1,2 DL + 1,6		
Qu	LL	552	kg/m2

Penulangan pelat atap Tipe S1



Gambar 6. 11 potongan melintang pelat atap

Gambar penampang dan potongan pelat tipe S1

Dari perhitungan preliminari desain di dadapatkan nilai αm = 22,407 > 2 sehingga perletakan yang digunakan adalah jepit .perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- dx = tebal pelat (h) - cover - (0.5 diameter tulangan rencana)
- dx = 75 mm
- dy = tebal pelat (h) - cover - (diameter tulangan bawah) - (diameter tulangan rencana)
- dy = 65 mm
- Lx = 560 cm
- Ly = 240 cm

- β = 2.52 > 2 (pelat satu arah)
- Qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 552 kg/m2

$$\rho_b = \frac{0.85\,\beta_1\ fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+\ fy}\right)$$

ρ_b = 0,037 (SNI 2847 :2013 lampiran B8.4.2)

ρmax = 0 ,75 ρ_b (SNI 2847:2013 lampiran B10.3.3)

ρmax = 0,025 (pasal 21.5.2.1 2847 : 2013)

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

m = 13,109

penulangan arah x

b =	2.6		
am =	22.407	> = 2	(terjepit penuh)
Mulx (+) = X1	31	**(PBI tabel 13.3.1)**	
Mutx (-) = X2	69	**(PBI tabel 13.3.1)**	
dipakai X =	69	**(PBI tabel 13.3.1)**	

Momen:

Mulx = (-)Mutx 0,001 * q * Lx2 * X=1194.44kgm

= 1885594 N mm

- Rn = $\frac{Mn}{bd^2}$ = $\frac{11944504}{0.75\ x\ 1000\ x\ 75^2}$ = 1.826 N/mm^2

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

  = 0,00472
- Maka dipakai ρ_{pakai} = 0,00472 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- As perlu= ρ . b . d

  = 0.00472 x 1000 x 75 = 355.38 mm^2
- S_{max} = 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan = $\frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}\,x\,\pi\,x\,\emptyset^2}$

  = $\frac{355.38}{\frac{1}{4}\,x\,\pi\,x\,10^2}$ = 4.268 ≈ 5 (per meter)
- Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/5 = 200 mm
- As pasang = n x As = 5 x 78.57= 392,857 mm^2>As perlu

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**
Perhitungan tulangan susut
As = 0,0018 x b x d = 135 mm^2
S = 1000/ (216/52,28) = 250
Dipsang D-8 – 250 mm

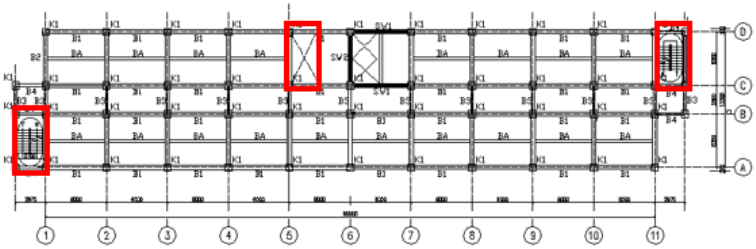
Tabel 6. 2 Rekapitulasi perhitungan tulangan pelat

rekap penulangan pelat				
Tipe	dimensi	arah	penulangan arah x	penulangan arah y
S1 pelat atap	600 x262,5	1 arah	D8- 250	D10 -200
S1 pelat Lantai 1- 16	600 x262,5	1 arah	D8- 250	D10 -200
S2 pelat atap	300 x 300	2 arah	D8 - 200	D8 - 200
S2 pelat lantai 1 sampai 16	300 x 300	2 arah	D8 - 200	D8 - 200

6.2.2 Desain struktur tangga

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain.

Perencanaan tangga pada gedung rumah susun ini terdapat dua jenis yaitu berbeda dalam ketinggian yang tepat disamping lift. Struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi perletakan berupa sendi dan rol (rol diletekakkan pada ujung bordes).

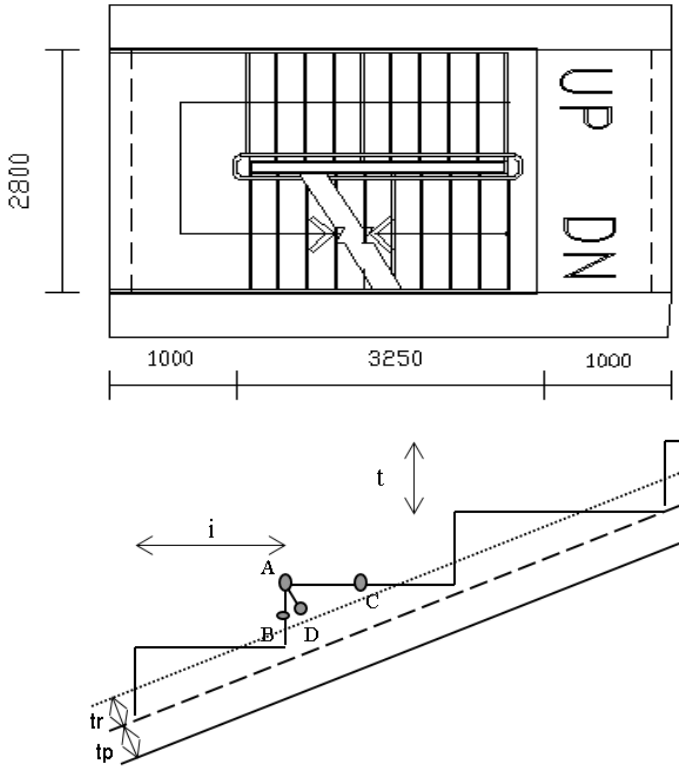


Gambar 5. 34 perencanaan tangga

2. Desain tangga lantai 1 H = 3,2m
   Syarat perencanaan tangga :
   60 <2t + i < 65

- Tinggi lantai : 320 cm
- Tinggi injakan (t) : 16 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 10 cm
- Elevasi bordes : 160 cm
- Lebar bordes : 100 cm
- Panjang bordes : 280 cm
- Lebar tangga : 140 cm

- Jumlah injakan dan tanjakan
  n.t = $\frac{200}{16}$ = 13 buah
  n.i = 13 - 1 = 12 buah
- Sudut kemiringan : $\tan^{-1}\left(\frac{200}{360}\right)$ = 27,15^{o}
- Tebal rata-rata pelat :
  T rata-rata = $\left(\frac{i}{2}\right)$ sin α = $\left(\frac{30}{2}\right)$ sin 29,05 = 6,8 cm
  Tebal rata rata pelat tangga : 14 + 8 = 22 cm



Gambar 5. 35 detai perencanaan tangga

cek persyaratan

6. 60 cm ≤ (2 t + i) ≤ 65 cm
   (2t + i) = 62 (OK)
7. 25° ≤ α ≤ 40°
   A = 26,21 (OK)

2. Pembebanan

c. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

Pelat tangga	: $\frac{0.24\ x\ 2400\ x\ 1.00}{\cos 27.51}$	= 619,96 kg/m
Tegel	: 24 x 1	= 24 kg/m
Spesi 2 cm	: 21 x 2 x 1	= 42 kg/m
Sandaran/railing	: 50 kg/m	
qd	: 763,32 kg/m	

- Beban hidup

ql	: 479 x 1	= 479 kg/m

- Kombinasi

q	: 1,2 x qd + 1,6 x ql
qu1	: 1579,71 kg/m

d. Pembebanan Bordes

- Beban Mati

Pelat bordes	: 0,17 x 2400 x 1	= 528 kg/m
Spesi 2 cm	: 21 x 2 x 1	= 63 kg/m
Tegel	: 24 x 1	= 36 kg/m
qd	: 718,5 kg/m	

- Beban Hidup

ql	: 479 x 1	= 479 kg/m

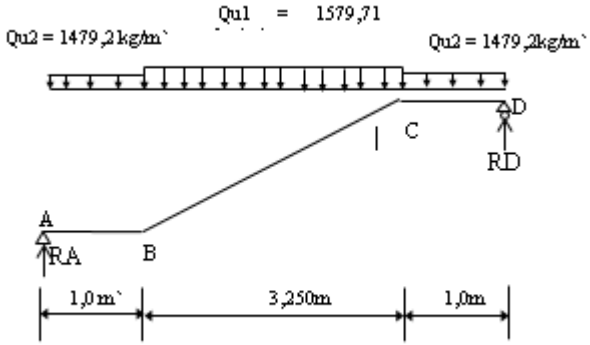
- Kombinasi

  q = 1,2 qd + 1,6 ql

  qu2 = 1479,2 kg/m

8. Analisa struktur tangga

   Pada proses analisa struktur tangga ini menggunakan perhitungan satatis tertentu dengan mengunakan perletakan sendi-rol, dimana pembebanan dan utput seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 6. 12 pembebanan pada struktur tangga

Perhitungan Reaksi pada Tangga

- $\Sigma H = 0 \Rightarrow H_A = 0$

- $\sum Ma = 0$

  Rc.5,95–qbordes.1(1 . 0,5 + 3,25)– qtangga. 3,25 .0,5. 3,25 =0

  $Rd = \frac{1579{,}71x\ 1\left(\frac{1}{2}+3.25\right)+1479{,}2\ x\ \frac{3.25}{2}3.25}{5.95} = 4017{,}4$ kg

  Ra = 4017,4 kg

- $\Sigma V = 0$

RA - q_1 (3,25) – q_2 (1 x 2) + Rd = 0
RA = $1579{,}91x\ 3{,}25\ + 1479{,}2\ x\ 2 - 4017{,}4$
RA = 4017,4kg

Gaya Dalam

- Segmen A – B
  Bidang N → NAB = 0 kg
  Bidang D → DA = RA = 4017,4 kg
  → DB = RA – q_2 (1)
  = 2538,2 kg
  Bidang M → MA = 0 kgm
  MB = RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
  = 3277,8kgm

- Segmen B – C
  Bidang N → NB = - (Ra – q_2 (1)) x sin α
  = -3364,09 kg
  → NC = (Ra – q_2 (1)) x sin α
  = 3364,09 kg
  Bidang D → DB = (RA – q_2 (1)) x cos α
  = 2600,11kg
  → DC = (-RD + q_2 (1)) x cos α
  = -2600,11 kg

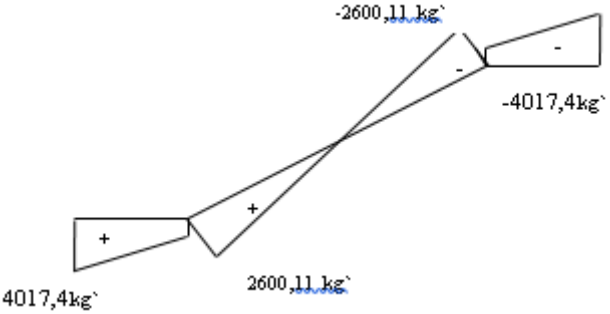
  Bidang M → MB = RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
  = 3277,8 kgm
  → MC = RD x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
  = 3277,9 kgm
  → Mmax = Ra x 2,625 - q_2 x 1 x2,125– q_1 x 1,625 x 0,8125= 5316,6 kgm

- Segmen C – D
  Bidang N → N CD = 0
  Bidang D → DD = -RD = -4017,4 kg
  → DC = -RD + q_2 (1)
  = -2538,2 kg

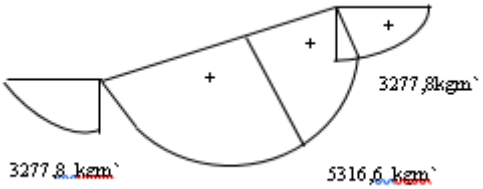
Bidang M → MC = RA x 1 - 0,5 q_2 x 1^2
= 3277,8 kgm
→ MD = 0

Bidang N

Bidang D



Bidang M



9. Perhitungan tulangan tangga

Penulangan pelat tangga

Mmax = 5316,6 kgm
Nu = -3364,39 kg
Vu = 2600,11 kg
H = 140mm
B = 1000 mm
Selimut beton = 20 mm
Diameter tulangan yg dipkai 16 mm

ρ min = $\frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$ = 0,0038 → 0,002 (pasal 15.3.1)

ρ balance = $\frac{0,85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (pasal 10.4.3)

= $\frac{0,85\ x\ 35\ x\ 0,85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,03006

Rn = $\frac{Mu}{ø\ xbxd^2} = \frac{5316600}{0,9\ x100x11,2^2}$ = 34,975 kg/cm^2

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

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

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,901x34.975}{3900}}\right)$ = 0,00956

ρ min <ρ perlu < ρ max

As = ρ x b x d = 1075,2 mm^2

Digunakan tulangan lentur D16 - 150

Tulangan geser

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$Vc = 0{,}17x\sqrt{fc}\ xbw\ x\ d$
$Vc = 0{,}17x\sqrt{35}\ x1000\ x\ 112$
$\text{Vc} = 112642{,}15\ N$
$Vn = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{33467{,}9}{0{,}9} = 37186{,}5\ N$
Vc > Vn → tidak perlu tulangan geser

Tulangan susut
As susut = ρ x b x d = 0,002 x 1000 x 112 = 956 mm^2
As bagi = 20% As perlu = 135 mm^2
Dipasang tulangan D16 - 250
Kontrol jarak spasi tulangan
Smax ≤ 2 x h
Smax ≤ 2 x 140
Spasang < 280 → (ok)

Penulangan pelat bordes

Mmax	= 3277 kgm
Nu	= 0 kg
Vu	= 3020,471 kg
H	= 100mm
B	= 1000 mm
Selimut beton	= 20 mm

Diameter tulangan yg dipkai 16 mm

ρ min = $\frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390}$ = 0,0038 → 0,002
ρ balance = $\frac{0{,}85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 35\ x\ 0{,}85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
= 0,04004
ρ max < 0,75 ρ balance
ρ max < 0,03006

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset\ xbxd^2}$ = $\frac{32770000}{0,9\ x1000x242^2}$ = 0,621 Mpa

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c}$ = $\frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

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

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,109x0,621}{390}}\right)$ = 0,016

ρ min = 0.002

As = ρ x b x d = 1152 mm^2

Digunakan tulangan lentur D16 -150

Tulangan geser

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$Vc = 0,17x\sqrt{fc}\ xbw\ x\ d$

$Vc = 0,17x\sqrt{35}\ x1000\ x\ 72$

Vc = $72412,8\ N$

$Vn = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{40174}{0,9} = 44637,7\ N$

Vc > Vn → tidak perlu tulangan geser

Tulangan susut

As susut = ρ x b x d = 0,002 x 1000 x 112 = 956 mm^2

As bagi = 20% As perlu = 135 mm^2

Dipasang tulangan D16 - 250

Kontrol jarak spasi tulangan

Smax ≤ 2 x h

Smax ≤ 2 x 140

Spasang < 280 → (ok)

10. Perencanaan balok bordes

Pembebanan balok bordes

- Beban Mati (DL)

Pelat Bordes	= 2400 x 1 x 0,14	= 336 kg/m
Berat Balok	= 0,25 x 0,3 x 2400	= 180 kg/m
q_{DT}	= 516 kg/m	

- Beban Hidup(LL)

q_{LT} = 500 x 1 = 500 kg/m

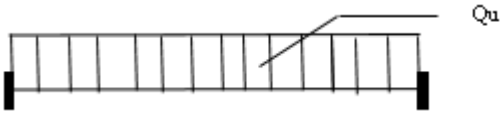
- Kombinasi

qu = 1,2(DL) + 1,6(LL)

qu = 1,2(516)+1,6(500)=1419,2 kg/m

11. Penulangan balok bordes

Pada proses analisa struktur balok bordes ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan jepit jepit,dimana pembebanan dan output seperti gambar di bawah ini :



Gambar pembebanan pada balok bodes

b = 250 mm

h = 300 mm

f'c = 35 mpa

fy = 390 Mpa

d = 2,42 mm

β1 = 0,8

tulangan lentur yang dipakai D16

tulangan senkang yang dipakai D 10

ρ min = 0,0018 (SNI 2847:2013 psl. 7.12.2.1)

ρ balance = $\frac{0{,}85\ x\ f'c\ x\ \beta 1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85\ x\ 35\ x\ 0,85}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

= 0,04004

ρ max < 0,75 ρ balance (pasal 12.3.3)

ρ max < 0,03006

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ f'c}$ = $\frac{392}{0,85\ x\ 35}$ = 13,109

penulangan lentur

Mu = $\frac{1}{12}$ x Qu x l^2

Mu = $\frac{1}{12}$ x 1419,2 x 3^2 = 1064 kgm

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset\ xbxd^2}$ = $\frac{1064440000}{0.9x250x242^2}$ = 0,81 MPa

ρ perlu = $\frac{1}{13,109}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x13,901x0,81}{390}}\right)$ = 0,001

ρ min = 0,0038

As = ρ x b x d = 247,475mm^2

Dipakai tulangan 2 D 16(As = 402,28 mm^2)

Dipakai tulangan tekan praktis 2 D 16

Kontrol spasi tulangan

S = (bw – 2.decking – 2.dsengkang – n.dlentur) / (n-1)

= 150 mm

S > 25 mm → (ok)

Penulangan Geser

Vu = ½ x q x l = ½ x 1419,2 x 3 = 2728,8 kg = 27288 N

bw = 250 mm

d = 242 mm

Φ Vc = 0,75 x 0,17 x $\sqrt{f'c}$ x bw x d

Φ Vc = 0,75 x 0,17 x $\sqrt{35}$ x 250 x 242 = 44740.35 N

0,5 Φ Vc = 22370N

Φ Vs min = 0,75 x 1/3 x 250 x 231 = 16281 N

Cek kondisi perencanaan geser

(SNI 2847-2013 pasal 11.4)

1. Vu ≤ 0,5 φvc
   27288 ≤ 22370 → tidak memenuhi
2. 0,5 φvc ≤ Vu ≤ φvc
   22370 ≤ 27288≤ 44740 → memenuhi

Jadi termasuk kondisi 2 tulangan geser minimum

Φvs perlu = vu/ Φ

= 30320

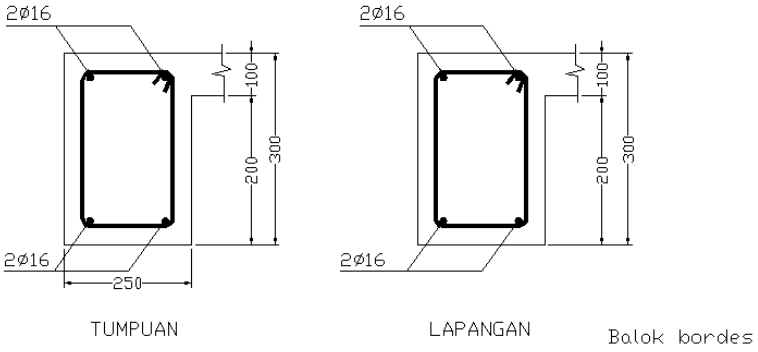
Dipasang sengkang 2 kaki

Av = ¼ x 22/7 x 10^2 = 78,57 mm^2

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi vs}$$

$$S = \frac{0,75 \times 157,53 \times 390 \times 242}{32320} = 345,001 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10 – 300 mm



Gambar 5. 36 penulangan balk bordes

Tabel 5. 20 Rekapitulasi penulangan tangga

nama struktur	tulangan		
	lentur	bagi	susut
pelat tangga	D16-150	D16-250	D10-250
pelat bordes	D16-120	D16-250	D10-250
balok bordes	2D16	geser	
		D10-300	

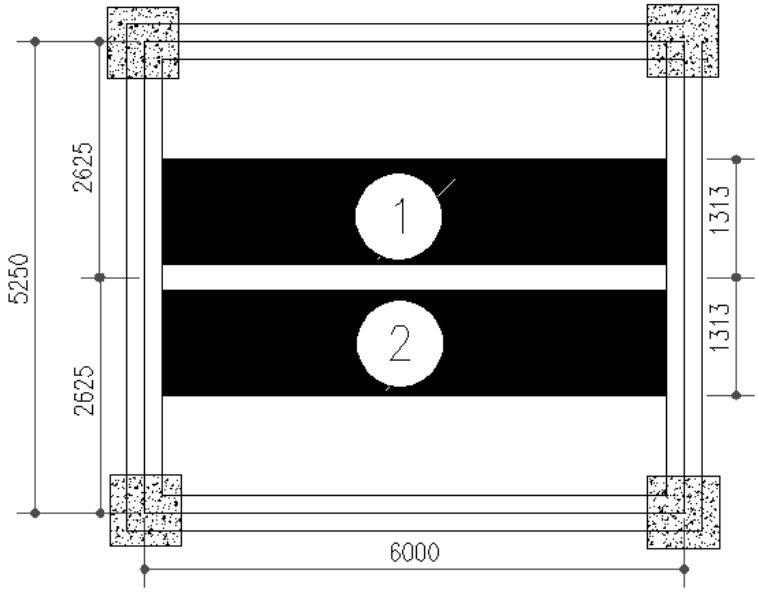
6.2.3 Desain struktur balok anak

Data desain

- dimensi balok = 25 x 30 cm^2
- mutu beton = 35 Mpa
- mutu baja = 390 Mpa
- diameter tul utama (D) = 19 mm
- diameter tul. Sengkang = 10 mm
- qD = 412 kg/m^2
- qL = 250 kg/m^2

Dasar perhitungan distribusi beban pelat

- distribusi beban pelat pada balok



Gambar 6. 13 distribusi beban pelat ke balok anak

L_{n1} = 1313 mm

L_{n1} = 1313 mm

<u>Beban mati</u>

Dari pelat lantai :

Berat sendiri pelat	= 0,12 x 2400	= 288 kg/m^2
Beban keramik		= 11 kg/m^2
Beban spesi 2 cm		= 42 kg/m^2
Beban ducting		= 25 kg/m^2
Beban plafon		= 11 kg/m^2
Beban penggantung plafon		= 7 kg/m^2
	qDL	= 384 kg/m^2

$qDL1 = qDL \times (L_{n1} + L_{n2})$

$= 384 \times (1{,}313 + 1{,}313) = 1008{,}38$ kg/m

qDL2 = 0,25 x 0,3 x 2400 = 180 kg/m
beban mati total :
QDL = qDL1 + qDL2 = 1188,38 kg/m

Beban Hidup
Beban hidup lantai = 250 kg/m^2
qLL = 2,4 kg/m^2
QLL = qLL x (L_{n1} + L_{n2}) = 656,5 kg/m

Beban Ultimate
qU1 = 1,4 QDL = 1663,74 kg/m
qU2 = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 2714,14 kg/m → menentukan

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak dibawah ini :

a. Data perencanaan:

L	= 6000 mm
Mu tumpuan	= 61068096 N.mm
Mu lapangan	= 61068096 N.mm
Vu	= 81424 N
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 390 Mpa
Tul. lentur (D)	= 19 mm
Tul. sengkang (D)	= 10 mm
B	= 250 mm
H	= 30 mm
Decking	= 20 mm
d	= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 260,5 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- Ø = 0.9 untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
  = 0.85 - 0.05 $\frac{(40-28)}{7}$
  = 0.76429
- ρ_b = $\frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  = $\frac{0{,}85\ x\ 0.764\ x\ 40}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
  = 0.040
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.040 = 0.033
- ρ_{max} = 0.033 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.00379 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{390}$ = 0.003333
- m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,109
- Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{61068096}{250\ x\ 260{,}5^2}$ = 3,99 N/mm^2
- $\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\,x\,m\,x\,Rn}{fy}}\right)$
  = 0,011
- Maka dipakai ρ = 0,0187 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- As perlu = ρ . b . d
  = 0,0117 x 250 x 260,5 = 720,06 mm^2
- n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ langan}$
  = $\frac{720{,}06}{283}$ = 2,53 $\approx$ 3 buah
- Jarak tulangan (s) = $\frac{b-n.ØL-2d'-2Øs}{n-1}$

= 96 mm > 25 mm **(OK)**

- Dipakai 3D19

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan
   - As.min = ½ x As = ½ x 1217,89 = 608,9 mm^2
   - n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
     = $\frac{608,9}{283}$ = 2 ≈ 2 buah
   - Dipakai 2D19

d. Perhitungan tulangan positif lapangan
   - β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
     = 0.85 - 0.05 $\frac{(40-28)}{7}$
     = 0.76429
   - ρ_b = $\frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
     = $\frac{0,85\ x\ 0.764\ x\ 40}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
     = 0.040
   - ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.040 = 0.033
   - ρ_{max} = 0.033 (menentukan)
   - ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
     = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.00379 (menentukan)
   - ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy}$ = $\frac{1.4}{390}$ = 0.003333
   - m = $\frac{fy}{0.85\ fc'}$ = $\frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,109
   - Rn = $\frac{Mn}{bd^2}$ = $\frac{61068096}{250\ x\ 260,5^2}$ = 3,998 N/mm^2
   - $\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$
     = 0,01105
   - Maka dipakai ρ = 0,01105 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

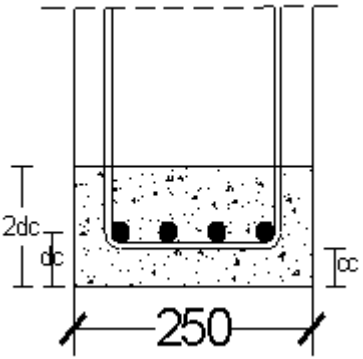
- As perlu = ρ . b . d
  = 0,0187 x 250 x 260,5 = 720,0667 mm^2
- n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{720,06}{283}$ = 2,53 ≈ 3 buah
- Jarak tulangan (s) = $\frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$
  = 66,5mm > 25 mm **(OK)**
- Dipakai 3D19

e. Perhitungan tulangan positif tumpuan
- As.min = ½ x As = ½ x 720,067 = 360 mm^2
- n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{360}{283}$ = 2 ≈ 2 buah
- Dipakai 2D19

f. Perhitungan tulangan geser
- Vu = 81424,1 N
- Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  = 64214 N
- Vsmin= $\frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  = 21708,3 N
- Vu ≤ 0.5.Ø.Vc (Tidak perlu penguatan geser)
  81424,1 N ≥ 24080 N **(Tidak OK)**
- 0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc (Perlu tulangan geser minimum)
  24080 N ≤ 81424,1.N ≥ 48161 N **(Tidak OK)**
- ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/2)
  48161 N ≤ 81424 N ≤ 80495 N **(tidak OK)**
- Ø (Vc + Vs) ≤ Vu ≤ Ø ($\frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/4)
  64441 N ≤ 81424 N ≤ 192642 N **(OK)**

- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan S_{min} = d/4 = 140 mm ≈ 100 mm
- Av = n x As D10; Dipasang 2D10
  = 2 x 157,14 = 314 mm^2
  S_{pakai} = 100 mm
- Dipakai 2D10-100 mm

Kontrol retak balok



Gambar 5. 37 kontrol retak balok

Fy = 390 Mpa
Cc = 40 mm
Φtul = 19 mm
Fs = 0,6 x 390 = 234 Mpa
dc = 40 + 8 + ½ 19 = 57,5 mm
A = $\frac{2x59x250}{6}$ = 4791,67 mm^2
Lebar retak = 11 x 10^{-6} β fs $\sqrt[3]{dc\ A}$
Lebar retak = 11 x 10^{-6} 234 $\sqrt[3]{59\ 4916{,}667}$ = 0,200 mm
0,200mm < 0,4 mm → (Ok)
Spasi maks di permukaan tarik

S = $\frac{95000}{fs}$ – 2,5 Cc = 305.98 mm

S pakai 150 mm → (Ok)

6.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Lift

6.2.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan balok lift meliputi balok lift depan dan balok lift belakang. Pada bangunan ini digunakan lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Machine Room-Less Type
Model	: 2 Panel Side Open
Kapasitas	: 1750 kg
Kecepatan	: 1,75 m/detik
Lebar pintu (*clear opening*)	: 1200 mm
Dimensi sangkar (*car size*)	:
- *Car wide* (CA)	: 1600 mm
- *Car depth* (CB)	: 2300 mm
Dimensi ruang luncur (*hoistway size*)	
- *Hoistway width* (A)	: 1700 mm
- *Hoistway depth* (B)	: 2507 mm
Beban reaksi ruang mesin	
- R_1	: 8600 kg
- R_2	: 4300 kg
- R_1	: 2900 kg
- R_2	: 1300 kg

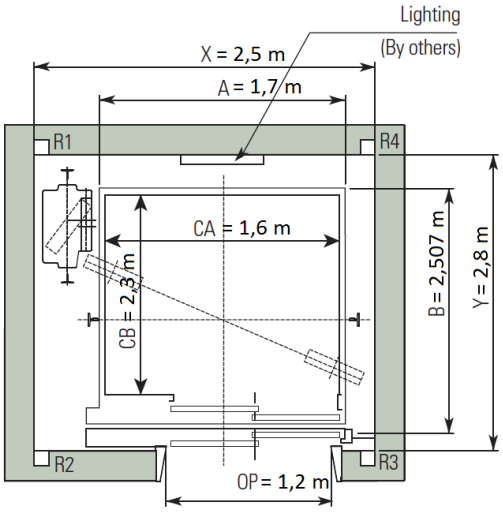
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel :

Tabel Spesifikasi Lift (*Section of Hoistway*)

Overhead & Pit Depth

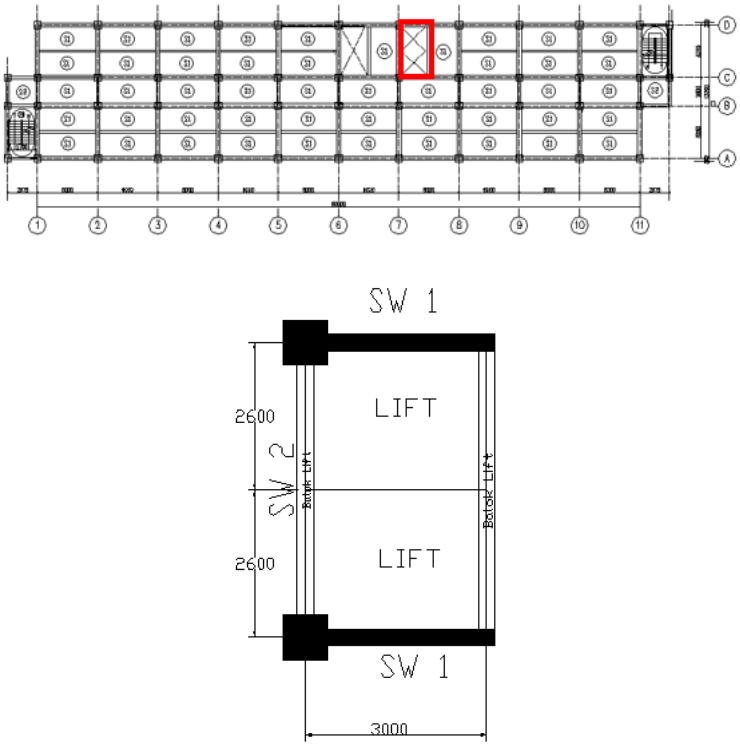
(Unit : mm)

Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550 ~ 1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900 ~ 1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
1350 ~ 1600	1.0	4200	4700	1500	530
	1.5	4300	4800	1800	630
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
1750 ~ 2000	1.0	4400	4900	1750	630
	1.5	4500	5000	1900	
	1.75	4600	5100	2100	
2250 ~ 2500	1.0	5000	5500	1750	630
	1.5	5100	5600	1900	
	1.75	5300	5800	2100	



Gambar 5. 38 Denah Ruang Lift

Lift dipasang 2 buah bersejajar yang akan ditumpu oleh balok lift, untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar berikut:



Gambar 4. 5 Denah Pembalokan Ruang Mesin Lift

6.2.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift

Panjang Balok Lift = 5250mm

$h_{min} = \frac{1}{16} \times 5250$ = 369 mm

h_{pakai} = 450 mm

b = 300 mm

Digunakan dimensi Balok Lift 30/45

6.2.4.3 Pembebanan Lift

Beban Hidup Terpusat

Beban yang bekerja pada balok penumpu

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

Koefisien kejut beban hidup keran

Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri ditambah muatan yang diangkat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

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

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya idak boleh kurang dari 1,15

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

K_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

K_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

- R_1 = 8600 kg x Ψ = 8600 kg x 1,15 = 9890 kg
- R_2 = 4300 kg x Ψ = 4300 kg x 1,15 = 4945 kg
- R_3 = 2900 kg x Ψ = 2900 kg x 1,15 = 3335 kg
- R_4 = 1300 kg x Ψ = 1300 kg x 1,15 = 1495 kg

Beban Merata

Beban mati:

Berat pelat	$= 0{,}14 \times 2400 \times 1{,}4m =$	470,4	kg/m
Aspal (t=2cm)	$= 0{,}02 \times 2200 \times 1{,}4m =$	61,6	kg/m
Ducting	$= 30 \times 1{,}4m =$	42	kg/m
Akibat balok	$= 0{,}3 \times 0{,}4 \times 2400 =$	576	kg/m+
	qd =	1150	kg/m

Beban hidup:

Beban pekerja $= 100 \times 1{,}4m$ $= 140$ kg/m

ql $= 140$ kg/m

Beban berfaktor

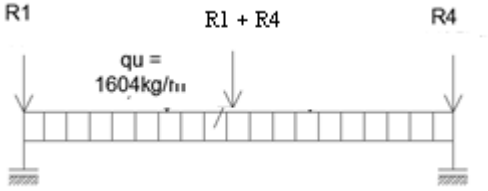
qu $= 1{,}2qd + 1{,}6ql$

$= 1{,}2(1150) + 1{,}6(140)$

$= 1604$ kg/m

6.2.4.4 Perhitungan Gaya Dalam Balok Lift

Dari perhitungan pembebanan, dapat dilihat beban yang bekerja pada balok adalah sebagai berikut:



Gambar 6. 14 Beban yang bekerja pada balok lift

Gaya Geser

Vu $= \frac{1}{2} \times qu \times L + (R1 + R4)$

$= \frac{1}{2} \times 1604 \times 5{,}25 + 11385$

$= 15595{,}5$ kg

Gaya Momen

Mu $= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + (R1 + R4)L$

$= \frac{1}{8} \times 1604 \times 5{,}25^2 + \times 10301 \times 1{,}825$

$= 24325{,}6$ kgm

6.2.4.5 Perhitungan Tulangan Balok Lift

Data Perencanaan :

f'c $= 35$ MPa

fy $= 390$ MPa

Tulangan utama $= D22$ mm

Tulangan sengkang		$= D13$ mm
Clear cover		$= 40$ mm
b		$= 300$ mm
h		$= 450$ mm
d	$= 450 - 40 - 13 - \frac{1}{2}x\ 22$	$= 386$ mm
β_1	$= 0{,}85 - \frac{0{,}05(40-28)}{7}$	$= 0{,}8$
ρ_{min}	$= \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390}$	$= 0{,}0035$
atau	$= \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0{,}25\sqrt{35}}{390}$	$= 0{,}0037$
m	$= \frac{fy}{0{,}85f'c} = \frac{390}{0{,}85\times 40}$	$= 13{,}109$

Perhitungan Tulangan Lentur

Mu		$= 24325{,}6$ kgm
		$= 243256000$Nmm
φ		$= 0{,}9$
Mn	$= \frac{Mu}{\varphi} = \frac{243256000}{0{,}8}$	$= 270284444$Nmm
Rn	$= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{304070000}{300\times 386^2}$	$= 5{,}8$
ρ_{perlu}	$= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$	$= 0{,}0182$
As_{perlu}	$= \rho_{perlu} \times b \times d$	$= 2107$ mm^2
A_{D25}		$= 380{,}13$ mm^2
n	$= \frac{As_{perlu}}{A_{D22}} = \frac{1367{,}6}{380{,}13}$	$= 3{,}6 \approx 4$

Maka digunakan tulangan lentur 4D22 (2945,28 mm^2)

Perhitungan Tulangan Geser

Vu	$= 155955$kg	$= 155955$ N
φ		$= 0{,}75$
Vc	$= \frac{1}{6}\sqrt{f'c}bd = \frac{1}{6}\sqrt{35} \times 300 \times 386$	
	$= 114180{,}33$ N	
φVc	$= 0{,}75 \times 114180{,}33$	$= 85635{,}24$ N

Karena $\phi Vc \leq Vu = 155955$ N maka dibutuhkan tulangan geser

Vn $= \frac{Vu}{\varphi} = \frac{155955}{0{,}75}$ $= 207940$ N

$Vs_{butuh} = Vn - Vc = 207940 - 114180{,}33 = 93760$ N

Syarat S_{max} $= \frac{d}{2} = \frac{886}{2}$ $= 193$ mm

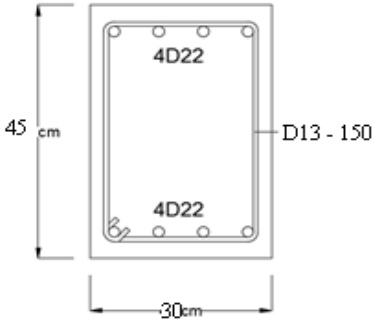
Atau $= 600$ mm

Pakai s $= 150$ mm

Av $= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi d^2 = \frac{1}{2}\pi 13^2$ $= 265{,}4$ mm^2

Vs $= Av \times fy \times \frac{d}{s} = 265{,}4 \times 390 \times \frac{386}{386} = 266355{,}44\ N \geq Vs_{butuh} = 93760\ N$

Maka digunakan tulangan geser D13-150 mm



Gambar 5. 39 potongan balok lift

6.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

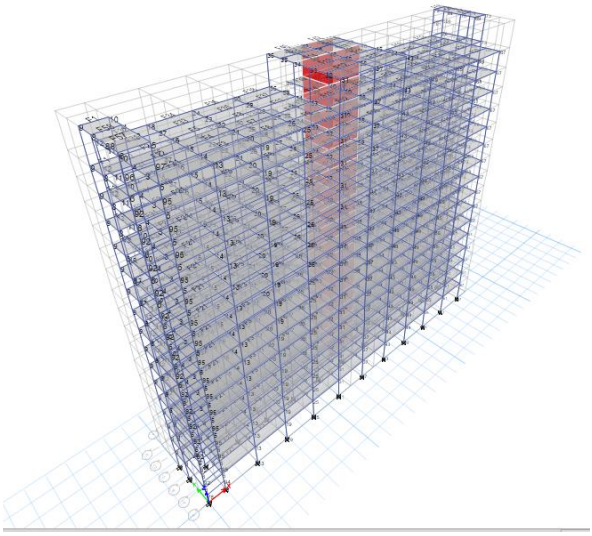
6.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebaan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu

pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012

6.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur rumah susun penggilingan Jakarta timur memiliki bentuk yang beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Rumah susun memiliki total 16 lantai (Gambar 6.14).



Gambar 6. 15 Permodelan pada ETABS

6.3.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan rumah susun penggilingan Jakarta timur yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
  Mutu beton (F'c) : 35 Mpa
  Mutu baja (Fy) : 390 Mpa
  Ketinggian lantai :
  - Lt. 1 : 4 m (tiap lantai)
  - Lt. 2 - 16 : 3,2 m (tiap lantai)
  Dimensi Balok : 25/30; 25/30; 40/60
  Tebal Pelat : 10 cm; 12 cm
  Dimensi Kolom :80/80
  Faktor keutamaan : 1 (gedung hotel)

- Input beban hidup:
  Lantai rumah susun : 250 kg/m^2
  Lantai Atap : 58 kg/m^2

- Input beban mati (superdead):
  Penggantung : 7 kg/m^2
  Plafond : 11 kg/m^2
  Spesi (t = 2 cm) : 21 x 2 = 42 kg/m^2
  Tegel (t = 1 cm) : 24 kg/m^2
  Ducting & Plumbing : 30 kg/m^2

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 6.4:

Tabel 6. 3 Rekapitulasi Pembebanan

Lantai 1						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	38	131328
balok induk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	22	66528
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	18	19440
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	19	9576
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	2	3402
Pelat	0.12	15.75	1	2400	36	163296
Pelat	0.12	16.8	1	2400	10	48384
Pelat	0.12	8.33	1	2400	2	4798.08
Hidup	250	751.66	1	1	1	187915
Total						634667.08
Lantai 2 - 16						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	570	1969920
balok induk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	330	997920
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	270	291600
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	285	143640
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	30	51030
Pelat	0.12	15.75	1	2400	540	2449440
Pelat	0.12	16.8	1	2400	150	725760
Pelat	0.12	8.33	1	2400	30	71971.2
Hidup	250	751.66	1	1	15	2818725
Total						9520006.2
Lantai Atap						
Item	Dimensi				Jumlah	Berat (Kg)
balok induk 40/60	0.4	0.6	6	2400	8	27648
balokinduk 40/60	0.4	0.6	5.25	2400	10	30240
Balok 25/30	0.25	0.3	6	2400	4	4320
Balok 25/30	0.25	0.3	2.8	2400	13	6552
Balok Lift	0.3	0.45	5.25	2400	2	3402
Pelat	0.1	15.75	1	2400	8	30240
Pelat	0.1	16.8	1	2400	2	8064
Pelat	0.1	8.33	1	2400	2	3998.4
Hidup	58	751.66	1	1	1	43596.28
Total						158060.68

Kontrol Wt		
SuperDead	1438677.24	kg
Dead+Live	10312733.96	kg
Kolom	3993600	kg
Manual	15745011.2	kg

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual (±5%) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual

Tabel 6. 4 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual

Kontrol Wt		
SuperDead	1438677.24	kg
Dead+Live	10312733.96	kg
Kolom	3993600	kg
Manual	15745011.2	kg
ETABS	15540525.4	kg
Rasio	1.32%	

Didapatkan dari tabel *base reaction* hasil analisa program bantu ETABS berat sebesar 15540525,4 kg. Dan perhitungan secara manual sebesar 15745011,2 kg.

Sehingga didapatkan rasio selisih sebagai berikut:

Rasio = (Wmanual/Wtotal) – 1

= (15745011,2/15540525,4) – 1

= 0.0132 = 1,32 %

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

6.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

- Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen /rumah susun yaitu II dengan faktor keutamaan gempa (Ie) 1.

- Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Hotel Swiss Belinn Darmo didapatkan berdasarkan nilai Nch (tes NSPT) = 16,4 (15<Nch<50), termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

- Nilai SS berdasarkan Gambar 2.1

Tanah sedang SS = 0,7

- nilai S_1 bedasarkan Gambar 2.2

Tanah sedang S_1= 0,4

- Nilai Fa berdasarkan tabel 2.4

Sehingga didapat nilai Fa berdasarkan nilai Ss dan kelas sirus tanah yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh :

Tanah sedang Fa =1,3

- nilai Nilai Fv berdasarkan tabel 2.5

Sehingga didapat nilai Fv berdasarkan nilai S_1 dan kelas situs tanah yang berdasarkan jenis tanah dengan interpolasi linier, maka diperoleh :

Tanah sedang Fv =1,6

- Nilai parameter spectrum respon percepatan perioda pendek dan perioda 1 detik (SMs dan SM1) bedasarkan SNI 1726:2012 maka diperoleh :

Tanah sedang

S_{MS} = Fa x Ss =1,3 x 0,7 = 0,91

S_{M1} = Fv x S_1 = 1,6 x 0,4 =0,64

- Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek dan periode 1 detik (S_{DS} dan S_{D1})

Tanah sedang

$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 0{,}91 = 0{,}6067$

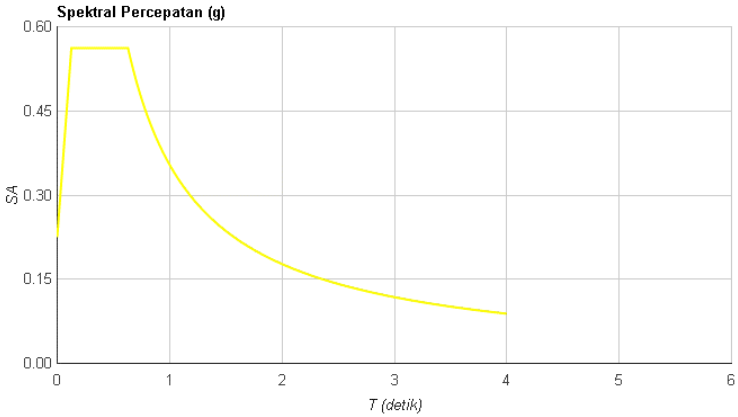
$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 0{,}64 = 0{,}4267$

- Penentuan perioda

Tanah sedang

$T_0 = 0{,}2 \text{ x } \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0{,}2 \text{ x } \frac{0{,}4267}{0{,}6067} = 0{,}1407$

$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}4267}{0{,}6067} = 0{,}7033$



Gambar 6. 16 grafik respon spektrum

- Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

T = Ta x Cu

Ta = periode fundamental pendekatan

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

$Ta = Ct \times hn^{x}$

Nilai Ct dan x didapatkan dari tabel 15 SNI 1726:2012.

Pada arah X dan Y:

$Ta = Ct \times hn^{x} = 0.0466 \times 52^{0.9}$

$= 1.632$ s

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (Cu) dari tabel 4.2 SNI 1726:2012. (Ta < T < Cu.Ta)

Dari nilai $S_{D1} = 0.4267$, didapatkan koefisien Cu = 1.4. Maka nilai Cu.Ta dapat dihitung sebagai berikut:

$Cu.Ta = 1.4 \times 1.632$

$= 2{,}2852$ s

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada Tabel 6.6

Tabel 6. 5 periode hasil dari ETABS

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	1.771	0.565	3.5478	12.5869
Modal	2	1.444	0.693	4.3513	18.9337
Modal	3	1.266	0.79	4.962	24.621
Modal	4	0.597	1.674	10.5175	110.6178
Modal	5	0.423	2.366	14.8681	221.0592
Modal	6	0.364	2.745	17.2468	297.453
Modal	7	0.336	2.974	18.6879	349.2369
Modal	8	0.228	4.395	27.6145	762.5588
Modal	9	0.209	4.778	30.0227	901.3604
Modal	10	0.173	5.789	36.3737	1323.043
Modal	11	0.17	5.871	36.8873	1360.676
Modal	12	0.137	7.297	45.8505	2102.268

T terbesar yang didapat dari analisa ETABS = 2.251 s, maka:

Ta < T < Cu.Ta

1,632 < 1.771 < 2,2852 (OK!)

Dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai.

- Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, *Cs*, harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus = 8.

(SNI 1726:2012 Tabel 9)

$Cs = \frac{SDS}{(\frac{R}{Ie})}$

Dimana:

S_{DS} = 0.6067

Ie = 1

R = 8

$Cs = \frac{0.6067}{(\frac{8}{1})} = 0.0808$

Dan nilai Cs tidak lebih dari:

$Cs = \frac{SD1}{T\,(\frac{R}{Ie})}$

Dimana:

S_{D1} = 0,426

Ie = 1

R = 7

T = 1.632

$Cs = \frac{0,426}{1.632\,(\frac{8}{1})} = 0.037$

Dan nilai Cs tidak kurang dari:

$Cs = 0,044 . S_{DS} . Ie \geq 0.01$

$Cs = 0,044 . 0.607 . 1 = 0.0267 \geq 0.01$

Maka nilai Cs diambil **0.037**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) = 13387,77 ton (dari ETABS)

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

$$V = Cs.W$$

Dimana:

Cs = 0,037

W = 13387770 kg

V = Cs x W

= 0,0267 x 12778,82 = 4711913kg

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85.V/Vt (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut (Tabel 6.7):

Tabel 6. 6 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

beban	globla fx	globla fy	
gempa arah X	474.8024	121.54562	ton
gempa arah y	168.28307	406.86132	ton

V = 477191 kg

Vxt = 4748024 kg

Vyt = 406861 kg

Maka untuk arah x,

Vxt > 0,85.V

474802 kg > 0,85 477191 kg

474802 kg > 405612kg (OK!)

Maka untuk arah y,

Vxt > 0,85.V

406861 kg > 0,85 x 477191 kg

4068618kg > 405612 kg (OK!)

Ternyata hasil dari 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 sistem ganda

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall (Tabel 6.8).

Tabel 6. 7 Kontrol Sistem Ganda

pemikul gaya geser	gempa X		gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	3442.404	0.718635	2232.96	0.519523
SRPM	1347.795	0.281365	2065.139	0.480477
total	4790.199	1	4298.099	1

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

- Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (Tabel 6.9)

Tabel 6. 8Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.99	98.93
Modal	Acceleration	UY	99.99	98.74
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi

- Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Tabel 6. 9 Batas Simpangan Gedung

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

[a] h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x.

Berikut merupakan drift ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

δ_{ijin} = 0.020 x hsx
= 0.020 x 4000 = 80 mm

δ_{ijin} = 0.020 x hsx
= 0.020 x 3200 = 64 mm

Lalu dilanjutkan mencari δ_i dengan cara perhitungan sebagai berikut:

δ_i = Drift x Cd / Ie ; dengan Cd = 5.5 (SNI 1726:2012, tabel 9)

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan δ_i sesuai dengan SNI 1726:2012 seperti pada Tabel 6.11

Tabel 6. 10 Kontrol Simpangan Arah X dan Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio			
			mm	mm		δi	δijin	kontrol
18	envelope Max	X	11.157	1.517	7.355	61.3635	64	OK
18	envelope Max	Y	2.857	0.793	3.603	15.7135	64	OK
17	envelope Max	X	3.152	0.924	3.411	17.336	64	OK
17	envelope Max	Y	2.01	1.146	1.753	11.055	64	OK
16	envelope Max	X	1.561	1.251	1.248	8.5855	64	OK
16	envelope Max	Y	2.217	1.611	1.376	12.1935	64	OK
15	envelope Max	X	1.993	1.834	1.087	10.9615	64	OK
15	envelope Max	Y	2.579	2.011	1.282	14.1845	64	OK
14	envelope Max	X	2.32	2.199	1.055	12.76	64	OK
14	envelope Max	Y	2.942	2.408	1.222	16.181	64	OK
13	envelope Max	X	2.64	2.545	1.037	14.52	64	OK
13	envelope Max	Y	3.312	2.806	1.18	18.216	64	OK
12	envelope Max	X	2.968	2.877	1.032	16.324	64	OK
12	envelope Max	Y	3.662	3.18	1.151	20.141	64	OK
11	envelope Max	X	3.266	3.181	1.027	17.963	64	OK
11	envelope Max	Y	3.972	3.518	1.129	21.846	64	OK
10	envelope Max	X	3.536	3.458	1.023	19.448	64	OK
10	envelope Max	Y	4.245	3.822	1.11	23.3475	64	OK
9	envelope Max	X	3.785	3.713	1.019	20.8175	64	OK
9	envelope Max	Y	4.492	4.104	1.095	24.706	64	OK
8	envelope Max	X	4.016	3.952	1.016	22.088	64	OK
8	envelope Max	Y	4.727	4.376	1.08	25.9985	64	OK
7	envelope Max	X	4.246	4.188	1.014	23.353	64	OK
7	envelope Max	Y	4.969	4.659	1.067	27.3295	64	OK
6	envelope Max	X	4.493	4.441	1.012	24.7115	64	OK
6	envelope Max	Y	5.244	4.979	1.053	28.842	64	OK
5	envelope Max	X	4.8	4.743	1.012	26.4	64	OK
5	envelope Max	Y	5.612	5.397	1.04	30.866	64	OK
4	envelope Max	X	5.406	5.235	1.033	29.733	64	OK
4	envelope Max	Y	6.22	6.044	1.029	34.21	64	OK
3	envelope Max	X	6.935	6.657	1.042	38.1425	64	OK
3	envelope Max	Y	7.437	7.196	1.033	40.9035	64	OK
2	envelope Max	X	12.855	12.342	1.042	70.7025	80	OK
2	envelope Max	Y	12.796	12.448	1.028	70.378	80	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

- Analisa Eksentrisitas

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

- $e_x = e_{0x} + (0.05\ Bx)$
- $e_y = e_{0y} + (0.05\ By)$

dimana:

- e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung
- 0.05 Bx dan 0.05 By adalah eksentrisitas tak terduga
- Bx adalah panjang gedung arah x
- By adalah panjang gedung arah y

Berdasarakan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 6.12

Tabel 6. 11 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

Eksentrisitas Aktual						
Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)
16	32.975	6.7443	32.9796	6.633	0.0046	0.1113
15	32.975	6.6492	32.9805	6.6328	0.0055	0.0164
14	32.975	6.6493	32.981	6.6332	0.006	0.0161
13	32.975	6.6493	32.9816	6.6337	0.0066	0.0156
12	32.975	6.6493	32.9822	6.6342	0.0072	0.0151
11	32.975	6.6493	32.9829	6.6346	0.0079	0.0147
10	32.975	6.6493	32.9838	6.6351	0.0088	0.0142
9	32.975	6.6493	32.9847	6.6355	0.0097	0.0138
8	32.975	6.6493	32.9856	6.6359	0.0106	0.0134
7	32.975	6.6493	32.9865	6.6362	0.0115	0.0131
6	32.975	6.6493	32.9869	6.6366	0.0119	0.0127
5	32.975	6.6493	32.9854	6.6369	0.0104	0.0124
4	32.9807	6.649	32.9799	6.6371	0.0008	0.0119
3	32.975	6.6493	32.9761	6.6375	0.0011	0.0118
2	32.975	6.6493	32.9753	6.6384	0.0003	0.0109
1	32.975	6.6493	32.9751	6.64	1E-04	0.0093

Keterangan :
Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X
Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y
Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X
Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y
ex : Eksentrisitas aktual arah X
ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2012 diatas,

didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas belum memenuhi syarat e_{xy} > 0.05 Bxy. Maka perlu ada pergeseran pusat massa baru.

Pusat Massa Eksentrisitas Baru								
Lantai	Eksentrisitas Aktual		Eksentrisitas Rencana				Pusat Massa Baru	
	ex (m)	ey (m)	bx (m)	edx (m)	by (m)	edy (m)	Xcmb (m)	Ycmb(m)
16	0.0046	0.1113	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.4093
15	0.0055	0.0164	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3142
14	0.006	0.0161	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
13	0.0066	0.0156	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
12	0.0072	0.0151	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
11	0.0079	0.0147	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
10	0.0088	0.0142	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
9	0.0097	0.0138	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
8	0.0106	0.0134	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
7	0.0115	0.0131	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
6	0.0119	0.0127	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
5	0.0104	0.0124	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
4	0.0008	0.0119	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2782	7.314
3	0.0011	0.0118	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
2	0.0003	0.0109	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143
1	1E-04	0.0093	65.95	3.2975	13.3	0.665	36.2725	7.3143

Tabel 6. 12 eksentristas baru setelah adanya perubahan pusat masa

Eksentrisitas baru										
Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	Kontrol	
									x	y
16	36.2869	7.2924	32.9538	7.9633	3	0.6709	3.2975	0.665	ok	ok
15	36.2769	7.1293	32.9494	7.8893	3.3275	0.76	3.2975	0.665	ok	ok
14	36.2767	7.3285	32.9484	8.0106	3.3283	0.6821	3.2975	0.665	ok	ok
13	36.2767	7.3285	32.9478	8.1174	3.3289	0.7889	3.2975	0.665	ok	ok
12	36.2767	7.3285	32.9477	8.2092	3.329	0.8807	3.2975	0.665	ok	ok
11	36.2765	7.3279	32.9481	8.2921	3.3284	0.9642	3.2975	0.665	ok	ok
10	36.2763	7.3272	32.949	8.4047	3.3273	1.0775	3.2975	0.665	ok	ok
9	36.2763	7.3272	32.9507	8.5227	3.3256	1.1955	3.2975	0.665	ok	ok
8	36.2763	7.3272	32.9533	8.6432	3.323	1.316	3.2975	0.665	ok	ok
7	36.2761	7.3266	32.9565	8.7656	3.3196	1.439	3.2975	0.665	ok	ok
6	36.2759	7.3259	32.9599	8.9126	3.316	1.5867	3.2975	0.665	ok	ok
5	36.2759	7.3259	32.9615	9.0704	3.3144	1.7445	3.2975	0.665	ok	ok
4	36.2824	7.3256	32.9553	9.2276	3.3271	1.902	3.2975	0.665	ok	ok
3	36.2757	7.3253	32.9523	9.3695	3.3234	2.0442	3.2975	0.665	ok	ok
2	36.2755	7.3247	32.9551	9.5023	3.3204	2.1776	3.2975	0.665	ok	ok
1	36.2755	7.3247	32.9598	9.5821	3.3157	2.2574	3.2975	0.665	ok	ok

6.4 Desain Balok primer

6.4.1 umum

Struktur primer memegang peranan penting dalam kekuatan suatu Gedung. Untuk perancangan strukutur primer pada Tugas akhir ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus, yaitu beban lateral akan dipikul oleh sistem rangka dimana komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur. Pendetailan semua struktur primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada SNI 2847:2013 pasal 21.1.4-21.1.7 struktur primer yang direncanakan yaitu

1. balok primer

2. kolom

3. hubungan balok kolom

6.4.2 Desaain balok

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada sistem rangka pemikul momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebgai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesaian seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 mengenai ketentuan khusus untuk perancangan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada Analisa struktur

utama dari hasil Analisa menggunakn progam bantu ETABS. Dalam struktur bangunan ini terdapat beberapa tipe balok seperti tabel dibawah ini :

Tabel 6. 13 rekapitulasi dimensi balok

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi balok (cm)	
		b	h
B1	6	40	60
B2	5.25	40	60
B3	3	25	30
B4	2.8	25	30

6.4.3 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B1 .

j. Data perencanaan:

L	= 6000 mm
Mu tumpuan (-)	= -225,392 KN.m
Mu tumpuan (+)	= 158,18 KN.m
Mu lapangan	= 112,696 K,N.m
Tu	= 32,38 KN.m
Vu(envelope)	= 135,52 KN
Vu (1.2D+L)	= 84,35 KN
Vu_{2h}	= 130,102 KN
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 390 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm^2
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm^2
B	= 400 mm

H = 600 mm
Decking = 40 mm
d' = decking + Øsengkang + ½ Ølentur
= 64 mm
d = h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
= 536 mm

Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi 0,1Ag f'c (SNI 2847:2013 pasal 21.5.1)

0,1Ag f'c = 0,1 x (400x600) x 35 = 840000

Pu < 840000 N → memenuhi syarat

- bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggu efektifnya(SNI 2847:2013 pasal 21.5.2)

Ln = 6000 , 4x d = 2144

Ln > 4d → memenuhi syarat

- lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3 h dan 250 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3)

b/h = 0,667 → memenuhi syarat

k. Penulangan tumpuan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana Ø = 0.9

- Mu = -225,392 KN.m
- Mn = $\frac{Mu}{Ø}$ = 250435555,6 N.mm
- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$

$= 0.85 - 0.05 \frac{(35-28)}{7}$

$= 0.8$

- $\rho_b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

  $= \frac{0{,}85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$

  $= 0.0369$
- $\rho_{max} = 0.75\ \rho_b = 0.75 \text{ x } 0.0369 = 0.02773$
- $\rho_{max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

  $= \frac{0.25x\sqrt{35}}{390} = 0.003792$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.00358$
- $m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35} = 13{,}709$
- Ambil harga $X \leq 0{,}75$ Xb

  $Xb = \left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm

  $X \leq 0{,}75\ .\ 324{,}848 = 246{,}636$ mm; Direncanakan X = 300 mm
- $Asc = \frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$

  $= \frac{0{,}85\ .\ 0{,}8\ .\ 35\ .\ 400\ .\ 300}{390} = 7323{,}08\ mm^2$
- $Mnc = Asc \text{ x } fy \text{ x } (d - \frac{\beta_1\ .\ X}{2})$

  $= 7323{,}08 \text{ x } 390 \text{ x } (536 - \frac{0{,}8\ .\ 300}{2})$

  $= 1188096000\ mm^2$
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{250435555{,}6}{0.9\ x\ 400x\ 536^2} = 2.17\ N/mm^2$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{13{,}109}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 13{,}109x\ 2.17}{390}}\right)$

  $= 0{,}0058$

- Maka dipakai ρ = 0,0058 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- Tulangan tumpuan atas

  As perlu = ρ . b . d
  = 0,0058 x 400 x 536 = 1245,448 mm^2

  n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{1245,448}{380,28571}$ = 4 buah

  Dipakai 4D22 (As. pasang = 1521,14 mm^2)
- Tulangan tumpuan bawah

  As min = ½ x As
  = ½ x 1245,448 = 622,724 mm^2

  n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  = $\frac{622,724}{380,28571}$ = 2 buah

  Dipakai 2D22 (As. pasang = 760,5 mm^2)
- Kontrol jarak tulangan

  Jarak tulangan (s) = $\frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$
  = 68,66mm < 25mm **(OK)**
- Kontrol kekuatan

  a = $\frac{As.fy}{0,85.fc.b}$ = 49,85l mm

  Mn_{act} = (As.fy) . (d – a/2)
  =303192287,8 N.mm > Mn =250435555,6 N.mm
- Kontrol Tarik Tulangan

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{49.85}{0,8} = 65,24\ mm$$

$$\varepsilon t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{536-65,24}{65,24} \times 0,003 = 0,021 > 0,005$$

l. Penulangan tumpuan positif
- Mu = 158,18 KN.m
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 175755555,6 N.mm

- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
  = 0.85 - 0.05 $\frac{(35-28)}{7}$
  = 0.8
- ρ_b = $\frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  = $\frac{0{,}85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
  = 0.0369
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0369 = 0.02773
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.003792 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{390}$ = 0.00358
- m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,709
- Ambil harga X ≤ 0,75 Xb
  Xb = $\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm
  X ≤ 0,75 . 324,848 = 246,636 mm; Direncanakan X = 300 mm
- Asc = $\frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$
  = $\frac{0{,}85\ .\ 0{,}8\ .\ 35\ .\ 400\ .\ 300}{390}$ = 7323,08 mm^2
- Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)
  = 7323,08 x 390 x (536 - $\frac{0{,}8\ .\ 300}{2}$)
  = 1188096000 mm^2
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)
- Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{175755555{,}6}{0.9\ x\ 400\ x\ 536^2}$ = 1.529 N/mm^2
- ρ_{perlu} = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}$)

$$= \frac{1}{13,109}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 13,109\ x\ 1.529}{390}}\right)$$

$$= 0,004027$$

- Maka dipakai =0,004027 ($\rho_{pakai} < \rho_{min} < \rho_{max}$)
- Tulangan tumpuan bawah

  As perlu $= \rho$. b . d

  $= 0,004027 \times 400 \times 536 = 863,574\ mm^2$

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{863,547}{380,28571} = 3$ buah

  Dipakai 3D22 (As. pasang = 1140,86 mm^2)
- Tulangan tumpuan atas

  As min $= ½ \times As$

  $= ½ \times 863,574 = 431,787\ mm^2$

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{431,787}{380,28571} = 2$ buah

  Dipakai 2D22 (As. pasang = 380,2857 mm^2)
- Kontrol jarak tulangan

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

  =114 mm > 25mm **(OK)**
- Kontrol kekuatan

  a $= \frac{As.fy}{0,85.fc.b} = 37,38$ mm

  Mn_{act} = (As.fy) . (d – a/2)

  =230166856,2 N.mm > Mn = 175755555,6 N.mm
- Kontrol Tarik Tulangan

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{37,38}{0,8} = 46,72\ mm$$

$$\varepsilon t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{536 - 46,72}{4,72} \times 0,003 = 0,031 > 0,005$$

Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan

- Akibat momen negatif
  Tulangan atas : 4D22 (As pasang = 1521,14 mm^2)
  Tulangan bawah : 2D22 (As pasang = 760,571 mm^2)
- Akibat momen positif
  Tulangan atas : 3D22 (As pasang = 1140,85 mm^2)
  Tulangan bawah : 2D22 (As pasang = 760,5714 mm^2)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebanan gempa, yaitu:

Tulangan atas : 4D22 (As pasang = 1521,14 mm^2)
Tulangan bawah : 3D22 (As pasang = 1140,857 mm^2)

m. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif
   - Mu = 225,392 KN.m
   - Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 250435555,6 N.mm
   - Decking, ts = 40 mm
   - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 64 mm
   - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2)= 64 mm
   - Tinggi efektif, d aktual = 536 mm
   - Tul. Tarik 4D22, As_1 = 1521,142 mm^2
   - Tul. Tekan 3D25, As_2 = 1140,857 mm^2
   - Cek kondisi penampang
     C = 122 mm
     0,375 x d_{aktual} = 0,375 x 536
     = 201mm > C
     Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

n. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
   - Mu = 158,8 KN.m
   - Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 175755555,6 N.mm
   - Decking, ts = 40 mm
   - Jarak ke as tulangan, tekan (d_1)= 64 mm

- Jarak ke as tulangan, tarik (d_2) = 64 mm
- Tinggi efektif, d aktual = 536 mm
- Tul. Tekan 3D22, As_1 = 1140,85 mm^2
- Tul. Tarik 4D25, As_2 = 1521,1428 mm^2
- Cek kondisi penampang
  C = 122 mm
  0,375 x d_{aktual} = 0,375 x 536
  = 201 mm > C
  Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

o. Kontrol batas penulangan tumpuan
Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1,4.bw.d}{fy} = \frac{1,4.400.536}{390}$ = 769,641 mm^2
  769,641 mm^2 < As tul. atas = 1521,14 mm^2 **(OK)**
  769,461 mm^2 < As tul. bawah = 1140,86 mm^2 **(OK)**
- $\frac{0,25 .\sqrt{Fc}}{fy}$. bw. d = $\frac{0,25 .\sqrt{35}}{390}$. 400 . 536 = 813,082 mm^2
  813,082 mm^2 < As tul. atas = 1521,14 mm^2 **(OK)**
  813,082 mm^2 < As tul. bawah = 1140.,86 mm^2 **(OK)**

p. Kontrol jarak tulangan tumpuan
Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:
Cc = tebal selimut + Ø sengkang = 40 + 13 = 53 mm
fs = 2/3 . fy = 2/3 .390 = 260 Mpa
S_1 = 380 . $(\frac{280}{fs})$ – 2,5 Cc = 276 mm > 64 mm **(OK)**
S_2 = 300 . $(\frac{280}{fs})$ = 323 mm > 64 mm **(OK)**

q. Penulangan lapangan
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $Mu_{lapangan}$= 112.696 KN.m > ¼.$Mu_{tumpuan}$= 74.62 KN.m **(OK)**
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 125217777,8 N.mm
- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$
  = 0.85 - 0.05 $\frac{(35-28)}{7}$
  = 0.8
- ρ_b = $\frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  = $\frac{0{,}85\ x\ 0.8\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+390}\right)$
  = 0.0369
- ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0369 = 0.02773
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  = $\frac{0.25x\sqrt{35}}{390}$ = 0.003792 (menentukan)
- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{390}$ = 0.00358
- m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{390}{0.85\ x\ 35}$ = 13,709
- Ambil harga X ≤ 0,75 Xb
  Xb = $\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d =324,848 mm
  X ≤ 0,75 . 324,848 = 246,636 mm; Direncanakan X = 300 mm
- Asc = $\frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$
  = $\frac{0{,}85\ .\ 0{,}8\ .\ 35\ .\ 400\ .\ 300}{390}$ = 7323,08 mm^2
- Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)
  = 7323,08 x 390 x (536 - $\frac{0{,}8\ .\ 300}{2}$)
  = 1188096000 mm^2
- Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)

- Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{337952222}{0.9\ x\ 350\ x\ 436^2} = 1.08$ N/mm^2
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

  $= \frac{1}{13,1093}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x13.109x\ 1.083}{390}})$

  $= 0,0028$
- Maka dipakai $\rho min = 0,03792$ (ρpakai $< \rho_{min} < \rho_{max}$)
- Tulangan lapangan bawah

  As perlu $= \rho$. b . d

  $= 0,003792$ x 400 x 536 = 813.081 mm^2

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{813,081}{380,28571} = 3$ buah

  Dipakai 3D22 (As. pasang = 1140,85 mm^2)
- Tulangan lapangan atas

  As min = ½ x As

  = ½ x 813,081 = 406,5mm^2

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{406,5}{380,28571} = 2$ buah

  Dipakai 2D22 (As. pasang = 760,571mm^2)
- Kontrol jarak tulangan

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

  = 114 mm > 25mm **(OK)**

r. Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk kontruksi balok T , sesuai dengan persyaratan sebagi berikut:

- be = ¼ x Lb = 1500 mm

  be = bw + (8.t) = 1360 mm (menentukan)

  be = ½ x (Lb - bw) = 2800 mm
- As = 760,571 mm^2

  a = $\frac{As.fy}{0,85.fc.be}$ = 24,926 mm

- x = $\frac{a}{\beta 1}$ = 8,625 mm ≤ 120 mm
  x ≤ t, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
- Kontrol kekuatan

  a = $\frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$ = 24. mm
  Mn_{act} = (As.fy) . (d – a/2)
  = 155292997,7 N.mm > Mn = 125217777,8 N.mm
- Cek kondisi penampang
  C = $\frac{a}{\beta 1}$ = 76,601 mm
  0,375 x d aktual = 201 mm < C = 76,601 mm
  (penampang tension controlled, asumsi benar)

s. Kontrol batas penulangan lapangan
Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1{,}4.bw.d}{fy}$ = $\frac{1{,}4.400.536}{390}$ = 769 mm^2
  508,67 mm^2 < As tul. atas = 1140,857 mm^2 **(OK)**
  508,67 mm^2 < As tul. bawah = 760,571 mm^2 **(OK)**
- $\frac{0{,}25\ .\sqrt{Fc}}{fy}$. bw. d = $\frac{0{,}25\ .\sqrt{35}}{390}$. 400 . 536 = 813.083 mm^2
  813.083 mm^2 < As tul. atas = 1140,857 mm^2 **(OK)**
  813.083 mm^2 < As tul. bawah = 760,571 mm^2 **(OK)**

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

- $Mn^+ \geq$ ½ x Mn^-
  320893208 N.mm ≥ 278585811 N.mm

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung rumah susun sebagai berikut (Tabel 6.15):

Tabel 6. 14 rekapitulasi penulangan lentur balok

tipe balok	tumpuan atas	tumpuan bawah	lapangan atas	lapngan bawah
B1	4D22	3D22	2D22	3D22
B2	4D22	4D22	3D22	4D22
B3	2D19	2D19	2D19	2D19
B4	3D19	2D19	2D19	2D19

6.4.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B1 .

- Tu = 32238 KN.m
- Vu = 135,52 KN

f. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- Acp = Luas bruto penampang beton
  = b x h
  = 400 x 600 = 240000 mm^2
- Pcp = keliling luar penampang beton
  = 2 x (b + h)
  = 2 x (400 + 600) = 2000 mm
- bh = (b – 2.cover – Øgeser)
  = 307 mm
- hh = (h – 2.cover – Øgeser)
  = 507 mm
- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
  = bh x hh = 155649 mm^2
- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
  = 2 x (bh + hh) = 1628 mm

g. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total
Pcp = Keliling penampang total
λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1
$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Sehingga dapat dihitung:

$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})$

$\text{Tu} < \emptyset.\ 0{,}083.1.\sqrt{35}\ (\frac{240000^2}{2000})$

32380000 N.mm < 10606347,84 N.mm **(Butuh tulangan torsi)**

h. Cek penampang balok

$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2} \leq \emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$

Dimana:

Vc = 0,17.$\sqrt{fc}$.bw.d = 215629,279 N

Sehingga:

- $\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2}$

  $\sqrt{(\frac{135520}{400x\ 536})^2 + (\frac{32380000\ x\ 1628}{1{,}7\ x\ 155649^2})^2} = 3{,}4751$
- $\emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$

  $0{,}75.(\ \frac{215629{,}279}{400\ x\ 536} + 0{,}66\ \sqrt{40}) = 8{,}624$

- $1{,}427 \leq 3{,}68$ **(OK)**

i. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai Ao dapat diambil sama dengan 0,85 Aoh dan nilai Θ = 45°

Ao = 0,85 x Aoh = 0,85 x 104599 mm^2 = 88909,15 mm^2

ØTn ≥ Tu

$\frac{Tu}{\emptyset} = \frac{2.Ao.At.fyt}{S}$.cot Θ

$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\emptyset.2.Ao.fyt.cot\,\theta}$ = 0,4183 mm^2/mm

j. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

A_1 $= \frac{At}{s}$. Poh . $(\frac{fyt}{fy})$. cot^2 Θ

$= 0{,}4183 . 1628. (\frac{420}{420})$. cot^{2}45

= 681,098 mm^2 (menentukan)

A_{1min} $= \frac{0{,}42 . \sqrt{fc} . Acp}{fy} - (\frac{At}{s})$. poh . $(\frac{fyt}{fy})$

$= \frac{0{,}42 . \sqrt{35} . 240000}{390} - 0{,}4183. 1628 . (\frac{420}{420})$

= 847,98 mm^2

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 3 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = 0,5 x 1037,686 = 518,843 mm^2.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D19 (As = 567,057 mm^2), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (Tabel 6.16):

Tabel 6. 15 rekapitulasi tulangan torsi

tipe balok	kanan	kiri	atas	bawah
B1	D16	D16	D22	D22
B2	D16	D16	D22	D22
B3	D19	D19		
B4	D19	D19		

6.4.5 Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- S < ¼.d = 134 mm (menentukan)
- S < 6.Ø = 132 mm
- S < 150 mm
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- S < ½.d = 2688 mm ≈ 250 mm

c. 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 Ve harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum Mpr, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung Mpr

Mpr merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan mengganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 fy.

- Akibat gempa ke kiri

- Mpr Negatif
  As = 1521,14 mm^2
  A's = 1140,857 mm^2
  d = 536 mm
  a = 49,85 mm
  f's = 390 Mpa
  d' = 64 mm
  Mpr_1 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
  = 357258818,5 N.mm
- Mpr Positif
  As = 1140,857 mm^2
  A's = 1521,14 mm^2
  d = 536 mm
  a = 37,38 mm
  f's = 390 Mpa
  d' = 64 mm
  Mpr_2 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
  = 254112114,7 N.mm

- Akibat gempa ke kanan

- Mpr Negatif
  As = 1521,14 mm^2
  A's = 1140,857 mm^2
  d = 536 mm
  a = 49,85 mm
  f's = 390 Mpa
  d' = 64 mm

Mpr_1 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
= 357258818,5 N.mm

- Mpr Positif
  As = 1140,857 mm^2
  A's = 1521,14 mm^2
  d = 536 mm
  a = 37,38 mm
  f's = 390 Mpa
  d' = 64 mm
  Mpr_2 = (As x 1,25fy – A's x 1,25f's) (d – a/2) + A's x 1,25 f's x (d – d')
  = 254112114,7 N.mm

- Gaya gesert total pada muka tumpuan (>2h)
  - Gaya geser akibat beban gravitasi
    V_G = 84,35 KN = 84350 N

  - Akibat gempa ke kiri
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} - V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 84350$
      = 17545,15553N
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} + V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 84350$
      = 186245,1555 N
  - Akibat gempa ke kanan
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} - V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 84350$
      = 17545,15553N
    - $V_{ekn} = \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln} + V_G$
      $= \frac{357258818,5 + 254112114,7}{6000} - 84350$

= 186245,1555 N

Gaya geser total yang menentukan, Ve = 186245,16N

- Perhitungan penulangan geser

  Kuat geser beton (Vc=0) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

  - Gaya geser akibat gempa > 0,5 x gaya geser total

    Gaya geser total – V_G > 93122,578 N

    101895,1555 N > 93122,578 N **(OK)**

  - Gaya geser aksial tekan < Ag x $\frac{fc}{20}$

  maka Vc tidak bisa dianggap 0.

  - Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d

    = 211401,250 N
  - Ø = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3
  - Vs = $\frac{Ve}{Ø}$ – Vc

    = $\frac{186245,16}{0,75}$ – 211401,25

    = 36925,62 N
  - $\frac{Av}{s}$ = $\frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$

    =

    = mm^2/mm
  - Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

    $\frac{Av}{s}$ + $\frac{At}{s}$ = 1,47 + 0,7814 = 2,25122618 mm^2/mm
  - Dipakai sengkang 2D13,

    Av = 2 x 132,786 = 265,57143 mm^2

    S = $\frac{265,57143}{0.5}$ = 125,56 mm ≈130m
  - Dipakai 2D13 – 120 mm

d. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
   - Tulangan geser di luar sendi plastis (>2h = 1200)
   - Vu_{2h} = 130,102 KN = 130102 N

- Vc $= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  = 215629,27 N
- Vsmin= $\frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  = 244128 N
- Vu $\leq$ 0.5.Ø.Vc (Tidak perlu penguatan geser)
  130102 N $\geq$ 80860,978 N **(Tidak OK)**
- 0.5.Ø.Vc $\leq$ Vu $\leq$ ØVc (Perlu tulangan geser minimum)
  80860,978 N $\leq$ 130102.N $\geq$ 161721,957 N **(Tidak OK)**
- ØVc $\leq$ Vu $\leq$ Ø (Vc + Vs min) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/2)
  161721,957 N $\leq$ 130102N $\leq$ 789583,672 N **(OK)**
- Ø (Vc + Vs) $\leq$ Vu $\leq$ Ø ($\frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d) (Perlu tulangan geser; S_{min} = d/4)
  475652,81 N $\geq$ 130102.N $\leq$ 789583,67 N **(Tidak OK)**
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan S_{min} = d/2 = 218 mm $\approx$ 200 mm
- Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:
  Vs = $\frac{\text{Vu2h}}{\text{Ø}}$ – Vc= $\frac{205425,4}{0,75}$ – 164071,614 = 109828,919 N
- Direncanakan sengkang 2 kaki D13
  $\frac{Av}{s}$ $= \frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$
  = $\frac{42159,94}{390\ x536}$ = 0,27 mm^2/mm
- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:
  $\frac{Av}{s} + \frac{At}{s}$ = 0,6279287 + 0,7814 = 0.62 mm^2/mm
- Dipasang sengkang 2D13
  Av = 2 x 182,786 = 365,571429 mm^2
  S $= \frac{365,571429}{0,62}$ = 268 mm $\approx$ 250 mm
- Dipakai sengkang 2D13-250 mm pada daerah luar sendi plastis (>2h = 1200mm)

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi (Tabel 6.17):

Tabel 6. 16 Rekapitulasi Tulangan Transversal

tipe balok	sendi plastis	diluar sendi	2h
B1	2ϕ13-120	2ϕ13-250	1200
B2	2ϕ13-120	2ϕ13-250	1200
B3	2ϕ13-60	2ϕ13-100	600
B4	2ϕ13-60	2ϕ13-100	600

6.4.6 Panjang Penyaluran Tulangan

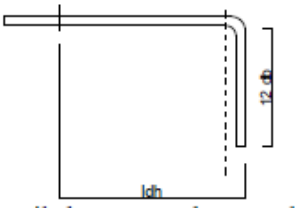
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

Ldh > 8.db = 176 mm

Ldh > 150 mm

Ldh > $\frac{0{,}24.fy.db}{\sqrt{fc}}$ = 348,068 mm

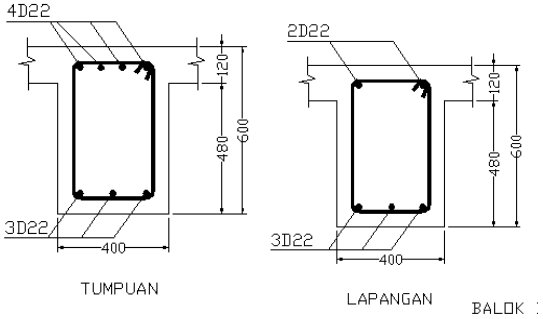
Maka digunakan Ldh =350 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 264 mm ≈ 300 mm



Gambar 6. 17 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

Rekap penulngan balok induk 40x60 dengan Panjang 6 m

Parameter	tumpuan	lapangan	satuan
penulangan	tunggal	tunggal	
tul.pasang atas	4D22	2D22	mm2
tul.pasang bawah	3D22	3D22	mm2
tul .geser	2ϕ13-120	2ϕ13-250	mm2
tul.torsi	D22	D22	mm2



Gambar 6. 18 potongan balok B1

6.4.7 Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

di mana M_{cr} harus diperoleh menggunakan modulus hancur, f_r, yang diberikan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} = \frac{f_r \, I_g}{y_t}$$

dan

$$f_r = 0{,}62\lambda\sqrt{f_c'}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak
f_r = modulus hancur beton
I_g = momen inersia penampang beton bruto
y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik
λ = faktor modifikasi (λ = 1,0 untuk beton berat normal)

$fr = 0{,}62 \times 1 \times \sqrt{35} = 3{,}67$ MPa

$Ig = \left(\frac{1}{12}\right) \times 400 \times 600^3 = 7200000000$ mm^4

$Mcr = \frac{3{,}67 \times 7200000000}{400} = 66023450{,}8$ Nmm

$\phi Mn = 0{,}9 \times 155292997{,}7 = 139763697$ Nmm

$\phi Mn \geq Mcr$ (OK)

6.5 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

⇒ Data umum perencanaan kolom :

- Dimensi kolom Lt.1 - 4 : 80/80 cm
  Lt.5 - 8 : 70/70 cm
  Lt.9 - 12 : 60/60
  Lt.13 – Atap : 40/40
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 390 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 35 Mpa

-

6.5.1 Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 98/98 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 98/98 cm, yaitu :

Pu_{max} : 5091,3036 KN
Vu_{max} : 89,87 KN
Tu_{max} : 0,75 KN.m
Mx : 277,26 KN.m
My : 305,58 KN.m

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f`_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
  800 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4
  Rasio b/h = 800/800 = 1 > 0.4

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5091,3036 KN

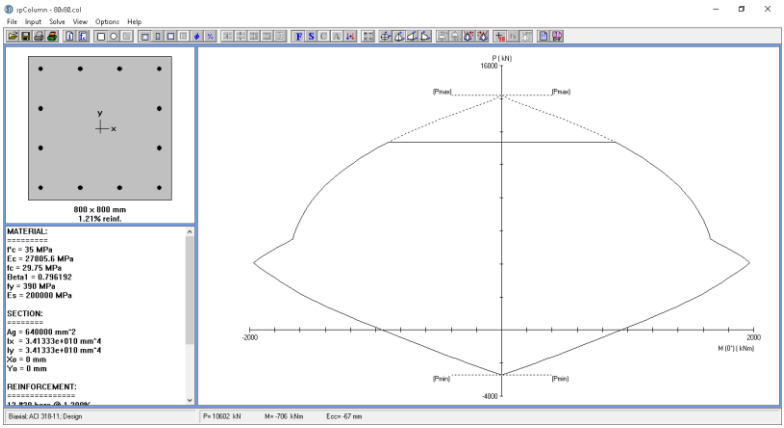
$$5091{,}3036 \text{ KN} \geq 800 \times 800 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$5091{,}3036 \text{ KN} \geq 2240 \text{ KN}$$ **(OK)**

6.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom

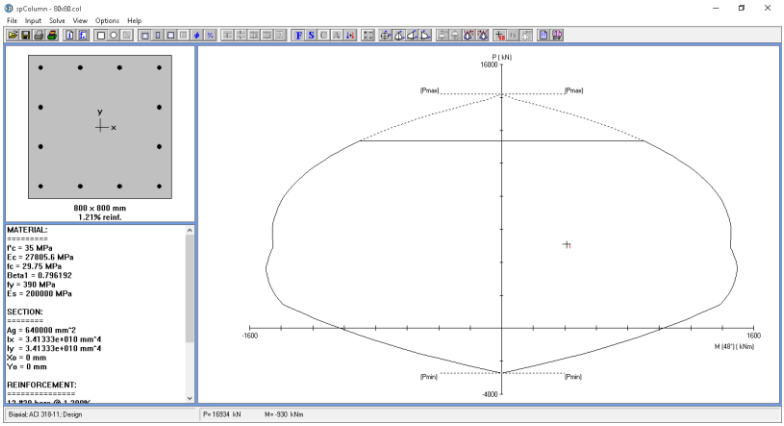
Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram

interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 6. 19 Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **12D29**.



Gambar 6. 20 Output spColumn Investigation Kolom 80/80

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom
ØMn = 1037,49 KN.m > Mu = 305,58 KN.m **(OK)**

6.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

Ast = 7929,4286 mm^2
Ag = 640000 mm^2

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal: 12D29, dengan rasio tulangan = 1,2%.

0.01Ag	<	As	< 0.06 Ag	
6400 mm^2	<	7929,28	< 38400 mm^2	**(OK)**

6.5.4 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.

$$\emptyset Pn = 0.8\,\emptyset\,(0.85\,f'c(Ag - Ast) + fy\,(Ast))$$

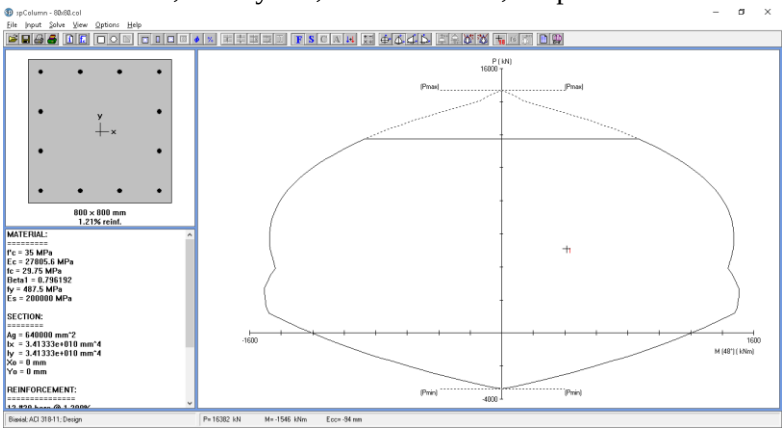
Dimana:
Pu = 5091,3036 KN
Φ = 0.65
Ag = 800 x 800 = 640000 mm^2
Ast = 12 ¼ π 22^2 = 7929,82 mm^2

Sehingga:
$\emptyset Pn$= 11386,22 KN $>$ Pu= 5091,3 KN **(OK)**

6.5.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

Fs = 1,25 x Fy = 1,25 x 390 = 487,5 Mpa



Gambar 6. 21 Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolom 80/80

Ln = 3250 mm

Mpr = 1087 KN.m

$$Vex = \frac{2\ x\ Mpr}{Ln}$$

$$= \frac{2\ x\ 1087}{3{,}25}$$

= 668,92 > Vu = 89,87 KN **(OK)**

6.5.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang Lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

$\Rightarrow$ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- ¼ b_{kolom} $= \frac{1}{4} \times 800 = 200\ mm$
- 6 d_b $= 6 \times 29 = 174\ mm$
- 100 mm ≤ S ≤ 150 mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-(0.5x(800-2x(40+16/2)))}{3}\right) = 138{,}44\ mm$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis **110 mm.**

Ash_{min} sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

b_{cx} = 980 – 2 x 40 – 2 x 16 = 688 mm

A_{ch} = (980 – 2 x 40 – 2 x 16)^2 = 473344 mm^2

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}\left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100\ \times 688 \times 35}{390}\left[\frac{688}{473344} - 1\right]$$

$A_{shx} = 652{,}164 mm^2$ (menentukan)

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s\ b_c\ f'c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 688 \times 35}{390} = 555{,}69\ mm^2$$

Sehingga digunakan **4D16-125**

A_{sh} = 804,571 mm^2 > 652,164 mm^2

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- 6 x db = 6 x 32 = 192 mm
- 150 mm

Maka dipakai s = **150 mm**; **4D16-150**

6.5.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

Pu = 5091,3036 KN
Tu = 0 KN.m
Ag = 640000 mm2
Acp = 473344 mm^2
Pcp = 3200 mm

$$Tn = \emptyset 0.33\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{Pu}{0.33\sqrt{fc'}}}$$

$$Tn = 0.65\ 0.33\sqrt{35}\left(\frac{473344^2}{3200}\right)\sqrt{1+\frac{5091,3036}{0.33\sqrt{35}}}$$

$$Tn = 401,517 \text{ KNm}$$

Tn > Tu
200,155 KNm > 0 KNm

Maka tulangan torsi **diabaikan**

6.5.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum Mnc \geq 1,2 \times \sum Mnb$$

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka

selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dari *SpColumn* didapatkan nilai ØMnc = 1037,49 KN.m

Mnb (+) = 351,611 KN.m
Mnb (-) = 282,267 KN.m
$\sum$ Mnc $\geq$ 1,2 x $\sum$ Mnb
2 x Mnc $\geq$ 1,2 x (Mnb (+) + Mnb (-))
2 x 1037,49 $\geq$ 1,2 x (351,6 + 282,27)
2074,98 KN.m $\geq$ 760,05 KN.m **(OK)**

6.5.9 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 lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

ld = $\left(\frac{fy}{1{,}1\ x\ \lambda\ x\ \sqrt{fc}}\ \frac{\Psi t\ \Psi e\ \Psi s}{(Cb+Ktr)/db}\right)$. db (SNI 2847:2013 pasal 12.2.4)

Dimana:
Ψt = 1 (situasi lainnya)
Ψe = 1 (tulangan tanpa pelapis)
Ψs = 1 (tulangan ≥ D22)
λ = 1 (beton biasa)
d = 29 mm
nilai cb merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:
c_1 = 40 + 16 + 25/2 = 70,5 mm
c_2 = 190,667 mm
c pakai = 70,5 mm
ld = 714,89 mm; 1.3 ld = 929,36 mm ≈ 950 mm
Digunakan sambungan lewatan sepanjang 950 mm.

6.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Dengan cara perhitungan yang sama dengan perencanaan kolom diatas, didapatkan hasil perencanaan kolom seperti pada Tabel 4.34

Tabel 6. 17 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal		Tulangan Torsi	Panjang Sambungan Lewatan (mm)
		Sendi Plastis	Non Sendi Plastis		
Kolom 40/40	4D25	4D16-100	4D16-150	-	800
Kolom 60/60	8D25	4D16-150	4D16-150	-	800
Kolom 70/70	8D29	4D16-140	4D16-150	-	950
Kolom 80/80	12D29	4D16-125	4D16-150	-	950

6.6 Hubungan Balok Kolom

d. 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 =800 mm

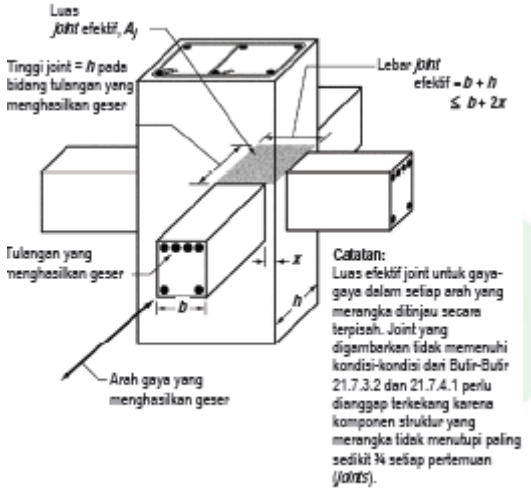
H = 800 mm

db balok = 22 mm

20 x db = 20 x 22 = 440 mm $\leq$ 800 mm **(OK!)**

e. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 6. 22 Luas Joint Efektif

b = 400 mm
h = 800 mm
x = $\frac{(800-400)}{2}$ = 200 mm
Tinggi joint = 400 mm

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.33)
b + h = 400 + 800 = 1200 mm
b + 2x = 400 + 2.(200) = 800 mm
Aj = tinggi joint x lebar efektif joint
= 400mm x 800 mm
= 320000 mm^2

f. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{Ash}{S}$ = 0,5 $\frac{804,57}{125}$ = 3,21 mm

Digunakan 4D16

Ash = 804,57

S = $\frac{804,57}{3,21}$ = 250 mm

Jadi digunakan **4D16– 200mm**

c. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

  Balok yang memasuki joint memiliki:

  Mprb1 = 282,267 KN.m

  Mprb2 = 282,267 KN.m

  Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

  Me = 0,5 (Mprb1 + Mprb2)

  = 282,267 KN.m

- Menghitung geser pada kolom atas

  V_{sway} = $\frac{Me+Me}{l}$

  = $\frac{2\ x\ 282,267}{3,3}$

  = 176,417 KN

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gayagaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

  1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

  As balok kiri 5D22 = 1901,4 mm^2

  T_1 = As x 1,25.fy

  =926946 N = 926,946 KN

  2. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kanan

  As balok kanan 5D22 = mm^2

  T_1 = As x 1,25.fy

  = 926946 N = 926,946 KN

- Menghitung gaya geser

  Vj = $(T_1 + T_2) – V_{sway}$

  = 1655,8 KN

d. 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

Vn = 1,7 x $\sqrt{fc}$ x Aj
= 1,7 x $\sqrt{35}$ x 320000
= 3218,35 KN
fVn = 0,75 x 3218,35
= 2413,76 KN > Vj = 1655,8 KN **(OK)**

6.7 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 X

6.7.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d’	: 252 mm
Mutu tulangan (fy)	:390 MPa
Mutu beton (f’c)	: 35 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm (maximum)
Lebar dinding	: 600 cm (x) dan 525 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial : 8861,05 KN (x) ; 9985,58KN (y)
Momen : 2927,36 KN.m (x) ; 2670,42KN (y)
Gaya geser : 640,21KN (x) ; 746,4KN (y)

6.7.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

3. 30 cm ≥ H / 25 = 600 / 25 = 24 cm **(OK)**
4. 30 cm ≥ L / 25 = 400 / 25 = 16 cm (OK)

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan.

6.7.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$V_u < 0.083A_{cv}\sqrt{f'c}$

$640{,}21\ KN < 0.83\ (300x6000)\dfrac{\sqrt{35}}{10}$

$1203{,}4\ KN < 883{,}862KN$ **(OK)**

6.7.3. Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

c. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17\ x\ 300\ x\ 6000\ x\ \frac{\sqrt{35}}{10}$$

$640{,}21\ KN < 1810{,}32KN$ → 1 lapis tulangan

d. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
300 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

6.7.4 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \emptyset\ Vn$$

$$Vn = A_{cv}[\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n fy]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{61{,}4}{4} = 15{,}35 > 2$$; maka digunakan $\alpha_c = 0.17$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 (As = 402.12 mm^2) dengan s = 100 mm pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{As}{d'\ x\ s} = \frac{2\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 16^2}{252\ x\ 100} = 0{,}00532$$

$$Vn = 300\ x\ 6000\left[\ 0.17\sqrt{35} + \ 0.00532x390\right]$$

$$Vn = 5545{,}83\ KN > Vu = 640{,}21\ KN$$ **(OK)**

6.7.5. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρl) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρt) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 (As = 402.12 mm^2) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{As}{d\prime \; x \; s} = \frac{2 \; x \; \frac{1}{4} \; x \; \pi \; x \; 16^2}{252 \; x \; 100} = 0{,}00532 > 0{,}0025$$

6.7.6. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

  $s \leq \frac{Lw}{5} = 1400 \; mm$ **(OK)**

  $s \leq 3h = 900 \; mm$ **(OK)**

  $s \leq 450 \; mm$ **(OK)**

  S pakai = 300 mm **(OK)**
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

  $s \leq \frac{Lw}{3} = 1333{,}3 \; mm$ **(OK)**

  $s \leq 3h = 900 \; mm$ **(OK)**

  $s \leq 450 \; mm$ **(OK)**

  S pakai = 300 mm **(OK)**

6.7.8. Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2f'c. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 \; f'c$$

$$\frac{2927\ x\ 10^6}{\frac{1}{6} x\ 300\ x\ 6000^2} + \frac{8861\ x\ 10^3}{300\ x\ 6000} > 0.2\ x\ 35$$

6,5 $MPa < 7\ MPa$ **(Tidak Butuh Komponen Batas)**

Nilai δu adalan nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$\frac{\delta u}{hw} = \frac{65{,}8}{61400} = 0.00107 < 0.007$

$\frac{\delta u}{hw}$ pakai = 0.007

C > $\frac{lw}{600\ (\frac{\delta u}{hw})} = \frac{4000}{600\ (0.007)}$ = 1428,57mm

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 2226mm

$2226\ m > 1428{,}57\ mm$ **(Butuh Komponen Batas)**

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syrat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada (c – 0.1lw) dan c/2

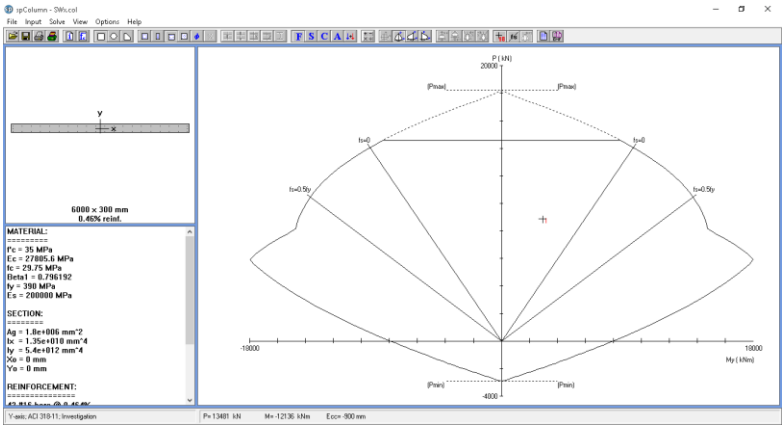
- C – 0.1 Lw= 2226 – 0.1(6000) = 1626mm
- C/2 = 2226/2 = 1113 mm (menentukan)

Digunakan jarak komponen pembatas > 1076 mm = **1100 mm**

6.7.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya–gaya yang bekerja secara lateral khususnya,

maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 6. 23 Output SpColumn Arah X

Didapatkan bahwa Mu < ØMn.

“Halaman ini sengaja dikosongkan…”

BAB 7

ANALISA DAN PERBANDINGAN

7.1. Balok

Struktur umumnya dirancang agar memiliki kekuatan yang lebih atau kekuatan cadangan, agar mampu menahan beben tambahan yang mungkin bekerja diluar beban yang telah diperhitungkan, dalam hal ini perencanaan awal masih menggunakan peraturan pembebanan gempa yang menggunakan SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 03-1726-2002 dengan mengkomparasikan dengan menggunakan peraturan pembebanan yang baru menggunakan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012. Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui perbandingan atau selisih hasil perencanaan penulangan struktur portal memakai peraturan yang lama dengan membandingkan peraturan memakai pembebanan gempa SNI 1726:2012 agar mampu memberikan keamanan dan kenyamanan bagi pemakainnya. Namun demikian, nilai atau faktor ekonomis dalam perancangan juga tidak boleh dilupakan agar terjadi keseimbangan dalam perencanaan biaya namun masih dalam batas-batas keamanan yang disyaratkan sesuai bangunan pada wilayah masing-masing.

Pada tugas akhir ini akan dibahas perbandingan penulangan hasil perencanaan ulang dengan menggunakan SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 2847:2013

Balok B1 40 x 60			parameter	SNI 03-2847-2002			SNI 2847:2013			perbedaan	SNI 03-2847-2002	SNI 2847 :2013
L =	6000	mm									tl. Pasang	tl.pasang
			lentur									
			ρ tumpuan	0.006143281			0.007081462					
			atas	As=	1320.805		As=	1518.265		13.01%	5D19	4D22
			ρ tumpuan	0.002483896			0.002983703					
			bawah	As=	534.0375		As=	639.706		16.52%	2D19	3D22
			ρ lapangan	0.003792359			0.003792359					
			bawah	As=	815.3571		As=	813.0817		0.28%	3D19	2D22
			ρ lapangan									
			atas	As=	407.6786		As=	406.5409		0.28%	2D19	3D22
			d	537.5	mm			536				
			d'	62.5	mm			64				
			d/h	0.895833				0.893333				
			d'/h	0.104167				0.106667				
			geser	2 D 13								
			S tumpuan	130		mm		120				mm
			S lapangan	270		mm		268				mm
			torsi	D 22								
			terpasang	4	D19 dan D 16			4	D22 dan D16			
			A λ	847.9803				780.6697		8.62%		
			A λ /4	211.9951				195.1674		8.62%		
			ldh	313.1297	mm					348.0683283		mm

Balok B2 40 x 60		parameter	SNI 03-2847-2002		SNI 2847:2013		perbedaan	SNI 03-2847-2002	SNI 2847 :2013
L =	5250 mm							tl. Pasang	tl.pasang
		lentur							
		ρ tumpuan	0.004674577		0.005397152				
		atas	As=	1005.034	As=	1157.149	13.15%	4D19	4D22
		ρ tumpuan	0.00214695		0.002520804				
		bawah	As=	461.5941	As=	540.4604	14.59%	3D19	4D22
		ρ lapangan	0.003792359		0.003792359				
		bawah	As=	815.3571	As=	813.0817	0.28%	2D19	2D22
		ρ lapangan							
		atas	As=	407.6786	As=	406.5409	0.28%	3D19	3D22
		d	537.5	mm	536	mm			
		d'	62.5	mm	64	mm			
		d/h	0.895833		0.893333				
		d'/h	0.104167		0.106667				
		geser	2 D 13						
		S tumpuan	130		mm	120			mm
		S lapangan	270		mm	268			mm
		torsi	D 22						
		terpasang	4	D19 dan D 16		4	D22 D 16		
		A λ	1134.283			1075.687	5.45%		
		A λ /4	283.5708			268.9217	5.45%		
		ldh	313.1297	mm			348.0683283		mm

Balok B3 25 x 30		parameter	SNI 03-2847-2002		SNI 2847:2013		perbedaan	SNI 03-2847-2002	SNI 2847 :2013
L =	3000 mm							tl. Pasang	tl.pasang
		lentur							
		ρ tumpuan	0.006268163		0.006625559				
		atas	As=	374.5227	As=	393.3926	4.80%	2D16	2D19
		ρ tumpuan	0.004736975		0.005013587				
		bawah	As=	283.0343	As=	297.6817	4.92%	2D16	2D19
		ρ lapangan	0.003792359		0.003792359				
		bawah	As=	226.5934	As=	225.1713	0.63%	2D16	2D19
		ρ lapangan							
		atas	As=	113.2967	As=	112.5857	0.63%	2D16	2D19
		d	239	mm	237.5	mm			
		d'	61	mm	62.5	mm			
		d/h	0.796667		0.791667				
		d'/h	0.203333		0.208333				
		geser	2 D 13						
		S tumpuan	59.75	mm	59.25				mm
		S lapangan	119.5	mm	118.5				mm
		torsi	D 19						
		terpasang	2	D16	2	D19			
		A λ	429.3184		474.3675		9.50%		
		A λ /4	107.3296		118.5919		9.50%		
		ldh	263.6881	mm	300.6045	mm			

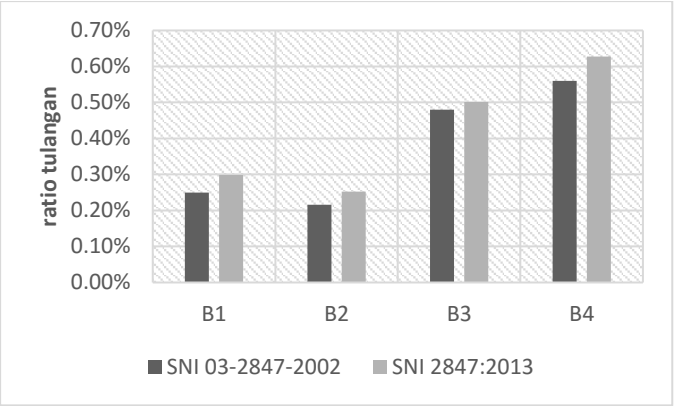
Balok B4 25 x 30		parameter	SNI 03-2847-2002		SNI 2847:2013		perbedaan	SNI 03-2847-2002	SNI 2847 :2013
L =	2800 mm							tl. Pasang	tl.pasang
		lentur							
		ρ tumpuan	0.006520492		0.007200977				
		atas	As=	389.5994	As=	427.558	8.88%	2D16	3D19
		ρ tumpuan	0.00553109		0.006274653				
		bawah	As=	330.4826	As=	372.5575	11.29%	2D16	2D19
		ρ lapangan	0.003792359		0.003792359				
		bawah	As=	226.5934	As=	225.1713	0.63%	2D16	2D19
		ρ lapangan							
		atas	As=	113.2967	As=	112.5857	0.63%	2D16	2D19
		d	239	mm	237.5	mm			
		d'	61	mm	62.5	mm			
		d/h	0.796667		0.791667				
		d'/h	0.203333		0.208333				
		geser	2 D 13						
		S tumpuan	59.75	mm	59.25				mm
		S lapangan	119.5	mm	118.5				mm
		torsi	D 19						
		terpasang	2	D16	2	D19			
		A λ	311.1554		275.116		13.10%		
		A λ /4	77.78884		68.77901		13.10%		
		ldh	263.6881	mm	300.6045	mm			

7.1.1 Tulangan Tumpuan Balok

Analisis kuat lentur balok diperoleh berdasarkan momen terfaktor maksimal dari analisis ETABS. Kebutuhan tulangan lentur balok tipe B1, B2, B3, B4 yang diperoleh dari perencanaan menggunakan peraturan baru dan lama kemudian dibuatkan grafik dengan membandingkan selisih ratio tulangan antara SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 dapat dilihat pada gambar 7.1

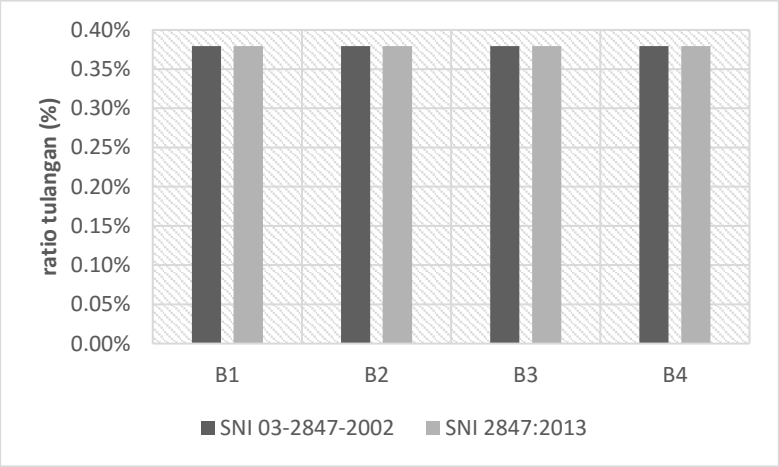
Gambar 7. 1 perbandingan ratio tulanganlentur tumpuan negatif

Dari grafik diatas dapat disimpulkan hasil perhitungan ratio tulangan lentur tumpuan negatif tipe balok B1, B2, B3, B4 lebih besar berdasarakan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 ,dapat dicari presentase selisih rata-rata penulangan hasil tumpuan menggunakan SNI perhitungan beton yang lama dan baru adalah 12,75% lebih besar SNI 2847:2013 dan SNI 1726-2012



Gambar 7. 2 perbandingan ratio tulanganlentur tumpuan positif

Dari grafik diatas dapat disimpulkan hasil perhitungan ratio tulangan lentur tumpuan positif tipe balok B1, B2, B3, B4 lebih besar berdasarakan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 ,dapat dicari presentase selisih rata-rata penulangan hasil tumpuan menggunakan SNI perhitungan beton yang lama dan baru adalah 12,25% lebih besar SNI 2847:2013 dan SNI 1726-2012

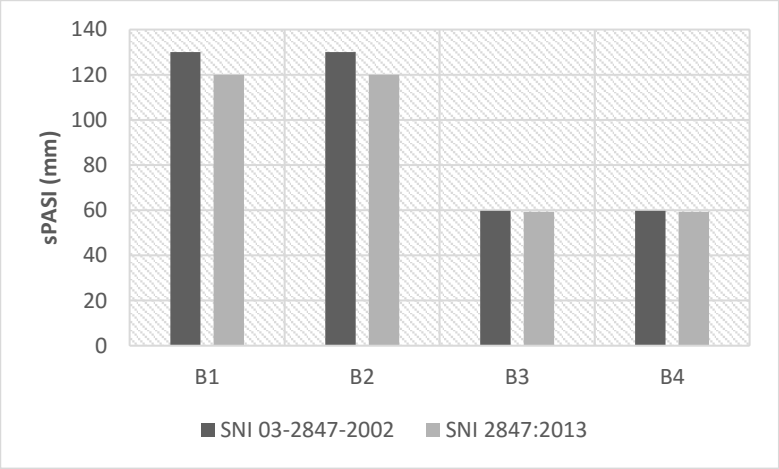


Gambar 7. 3 perbandingan ratio tulanganlentur lapangan

Dari grafik diatas dapat dicari presentase selisih rata-rata penulangan hasil lapangan menggunakan SNI perhitungan beton yang lama dan baru adalah 0%

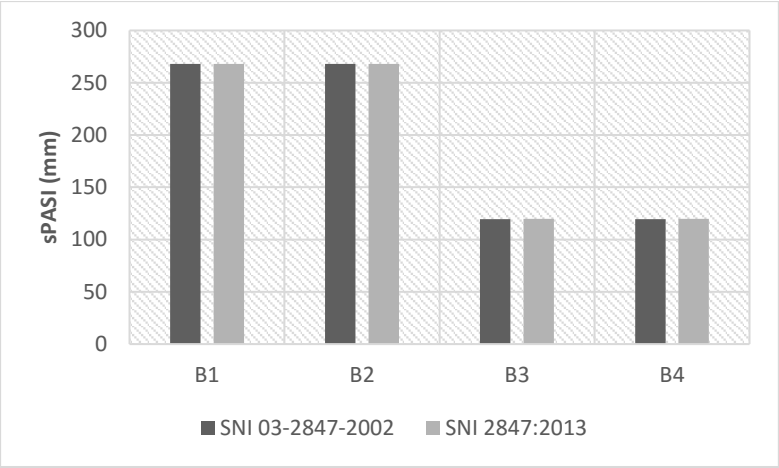
7.1.2 Tulangan Geser Balok

Analisis kuat lentur balok diperoleh berdasarkan momen terfaktor maksimal dari analisis ETABS didasarkan pada dihitung berdasarkan peraturan SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 2847 : 2013. Jumlah tulangan geser pada balok tipe B1, B2, B3, B4 dapat dilihat pada gambar



Gambar 7. 4 perbandingan tulangan geser tumpuan

Dari grafik diatas dapat dilihat pada balok B1 dan B2 dengan peraturan SNI 2847:2013 didapatkan hasil lebih kecil disbanding dengan SNI yang lama dengan sesilih sebesar 2 %



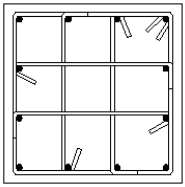
Gambar 7. 5 perbandingan tulangan geser lapangan

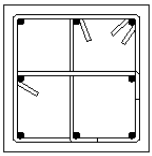
Adapun untuk tulangan geser lapangan dari pergitungan B1, B2, B3, B4 diperoleh hasil lebih kecil SNI baru sehingga secara kesluruhan spasi tulangan geser menggunakan SNI baru leih rapat dibandingkan dengan SNI lama

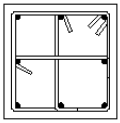
7.2. Kolom

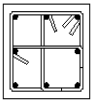
Adapaun hasil perhitungan perencanaan kolom adalah di tabel berikut inI

Tabel 7. 1 rakpitulasi perbandingan kolom

Dimensi	80 x 80	K1	parameter	SNI 03-2847-2002			SNI 2847:2013			perbedaan
			Ast	7929.428571		mm2	7929.428571		mm2	0%
			ratio tulangan	1.2%			1.2%			
			ldh	920.0752014		mm	929.3688903		mm	1%
			Sx	138.4444444		mm	138.4444444		mm	0%
			Ash1	652.1645796		mm2	652.1645796		mm2	0%
			Ash2	555.6923077		mm2	555.6923077		mm2	0%
			S< 6 db	174		mm	174		mm	0%
			S dan lo	138.4444	666.6667		138.4444	666.6667		
			HBK							
			ϕVn	2413.760552		Knm	2413.760552		Knm	0%
			Vj	1121.307864		Knm	1306.69715		Knm	14%

Dimensi	70 x 70	K2	parameter	SNI 03-2847-2002			SNI 2847:2013			Delta
										
			Ast	5286.285714		mm2	5286.285714		mm2	0%
			ratio tulangan	1.1%			1.1%			
			Idh	920.0752014		mm	929.3688903		mm	1%
			Sx	149.5555556		mm	149.5555556		mm	0%
			Ash1	660.5128205		mm2	660.5128205		mm2	0%
			Ash2	474.9230769		mm2	474.9230769		mm2	0%
			S< 6 db	174		mm	174		mm	0%
			S dan lo	149.5556	600		149.5556	600		
			HBK							
			ϕVn	2112.040483		Knm	2112.040483		Knm	0%
			Vj	1121.307864		Knm	1306.69715		Knm	14%

Dimensi	60x 60	K3	parameter	SNI 03-2847-2002			SNI 2847:2013			Delta
										
			Ast	3928.571429		mm2	3928.571429		mm2	0%
			ratio tulangan	1.01%			1.01%			
			Idh	771.2877729		mm	779.0785584		mm	1%
			Sx	160.6666667		mm	160.6666667		mm	0%
			Ash1	672.2824716		mm2	672.2824716		mm2	0%
			Ash2	394.1538462		mm2	394.1538462		mm2	0%
			S< 6 db	150		mm	150		mm	0%
			S dan lo	150	600		150	600		
			HBK							
			ϕVn	1810.320414		Knm	1810.320414		Knm	0%
			Vj	1121.307864		Knm	1306.69715		Knm	14%

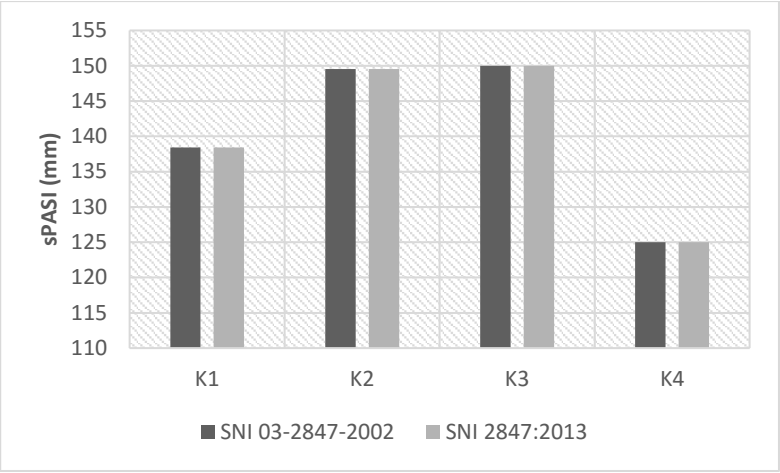
Dimensi	50 x 50	K4	parameter	SNI 03-2847-2002			SNI 2847:2013			Delta
										
			Ast	3042.285714		mm2	3042.285714		mm2	0%
			ratio tulangan	1.2%			1.2%			
			Idh	678.7332401		mm	685.5891314		mm	1%
			Sx	171.7777778		mm	171.7777778		mm	0%
			Ash1	690.1189532		mm2	690.1189532		mm2	0%
			Ash2	313.3846154		mm2	313.3846154		mm2	0%
			S< 6 db	132		mm	132		mm	0%
			S dan lo	125	600		125	600		
			HBK							
			ϕVn	1508.600345		Knm	1508.600345		Knm	0%
			Vj	1121.307864		Knm	1306.69715		Knm	14%

7.2.1 Tulangan Lentur Kolom

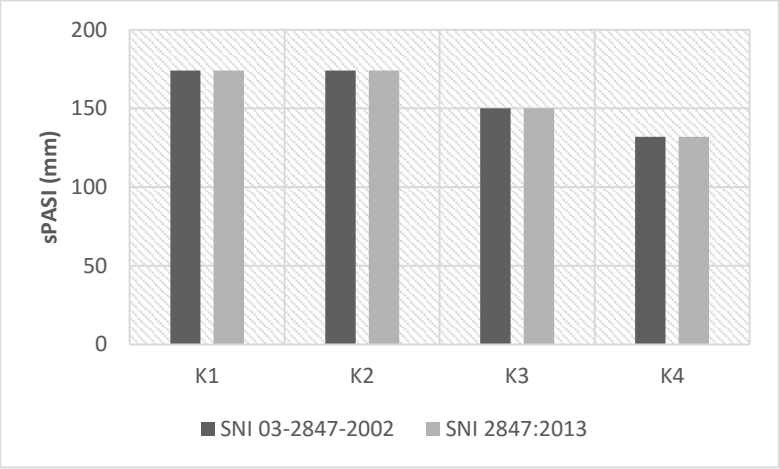
Jumlah tulangan kolom dari semua tipe kolom (K1, K2, K3, K4) yang didapat dari perhitungan menggunakan peraturan yang baru dibandingkan dengan menggunakan peraturan yang lama didapatkan hasil yang sama dikarenakan berdasrakan SNI lama dan baru tidak ada perbedaan dalam rumus perhitungan tidak terlalu signifikan perbedaannya hanya di SNI baru terdapat tambahan dikalikan lamda dalam rumus dimana lamda adalah faktor jenis beton yang dipakai dalam perencanaan karena sama-sama menggunakan beton biasa maka faktor lamda 1 sehingga tidak ada perbedaan dalam hasil peritungan antara SNI lama dan baru. Untuk faktor reduksi antara SNI lama dan baru di rencanakan dengan terkendali tekan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.3 faktor reduksi sebesar 0,65 dan dalam SNI 2847:2013 pasal 9.3 fator reduksi untuk penampang terkendali tekan juga 0,65, sehingga hal tersebut membuat hasil perencanaan antara SNI lama dan Baru untuk tulangan longitudinal dihasilkan sama. Untuk syarat kuat lentur minimum kolom juga didapati rumus yang sama sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.2 dan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2

7.2.2. Tulangan Geser Kolom

Perancangan ulang tulangan geser pada kolom dengan menggunakan peraturan perhitungan Beton SNI 2847:2013 untuk diameter minimum tulangan geser digunakan besi Ø 10 dan Ø 13 serta hasil perbandingan pada 4 tipe kolom (K1, K2, K3, K4) dapat dilihat pada gambar



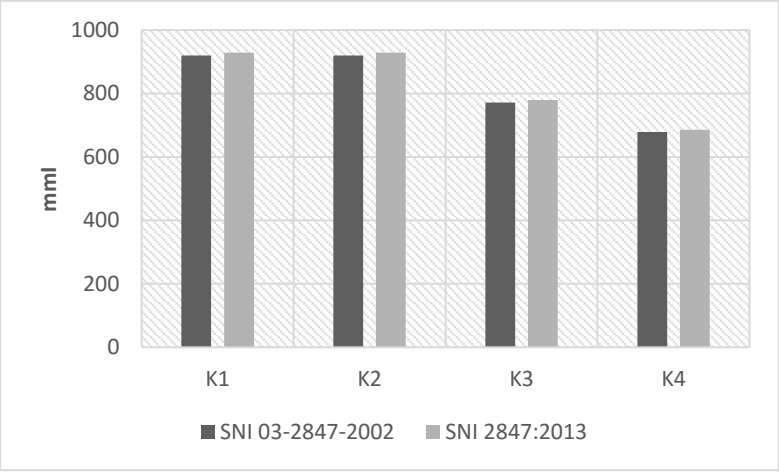
Gambar 7. 6 perbandingan hasil perhitungan tulangan geser tumpuan



Gambar 7. 7 perbandingan hasil perhitungan tulangan geser lapangan

Dari hasil kedua grafik diatas dapat disimpulkan bahwa semua tipe kolom (K1, K2, K3, K4) tidak ada perbedaan spasi tulangan geser antara SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 dengan SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002. Hal tersebut dapat terjadi karena syarat untuk tulangan geser antara SNI lama dan baru tidak ada perubahan secara signifikan yaitu hanya perubahan penamaaan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.2 terdapat syarat minimum spasi tulangan geser dengan symbol Sx dan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 dengan symbol So. Perbedaan juga terdapat pada panjang lo untuk kolom dimana dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.5 syarat tidak boleh kurang 500 mm sedangkan dalam SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 tidak boleh kurang dari 450 mm , untuk syarat lo yang lain tidak ada perbedaan antar SNI lama dan baru

Namun dari hasil Panjang penyaluran tulangan pada semua tipe kolom terdapat pebedaan yang dapat dilihat pada gambar 7.8



Gambar 7. 8 Grafik panjang penyulan

Dari grafik diatas dapat dicari presentase selisih rata-rata Panjang penyaluran menggunakan SNI perhitungan beton yang lama dan baru adalah 14%

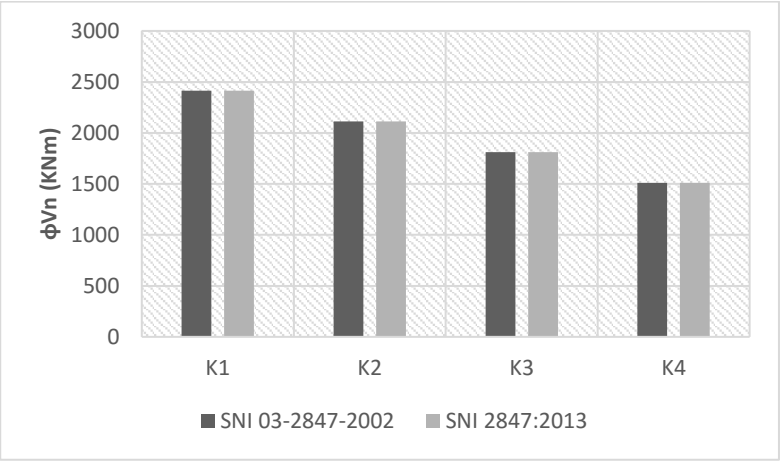
7.2.3 Joint Rangka

Dari perhitungan didapatkan nilai kuat geser joint K1, K2, K3,K4 dapat dilihat dalam tabel 7.2

Tabel 7. 2 perbandingan joint rangka

tipe kolom	φVn 2002	φVn 2013	
K1	2413.761	2413.761	KNm
K2	2112.04	2112.04	KNm
K3	1810.32	1810.32	KNm
K4	1508.6	1508.6	KNm

Dan perbandingan dapat dilihat pada gambar

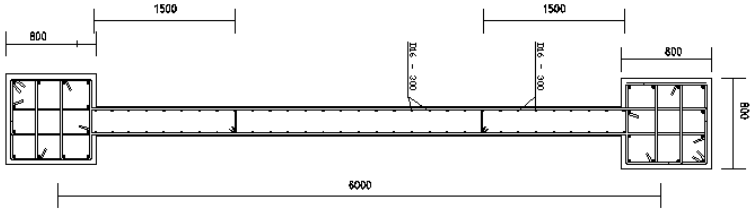


Gambar 7. 9 perbandingan kuat geser joint

Dari hasil grafik diatas diperoleh dari tipe K1 sampai K4 semakin menurun namun tidak ada perbedaan antara SNI 2847-2002 dengan SNI 2847:2013

7.3. Shearwall

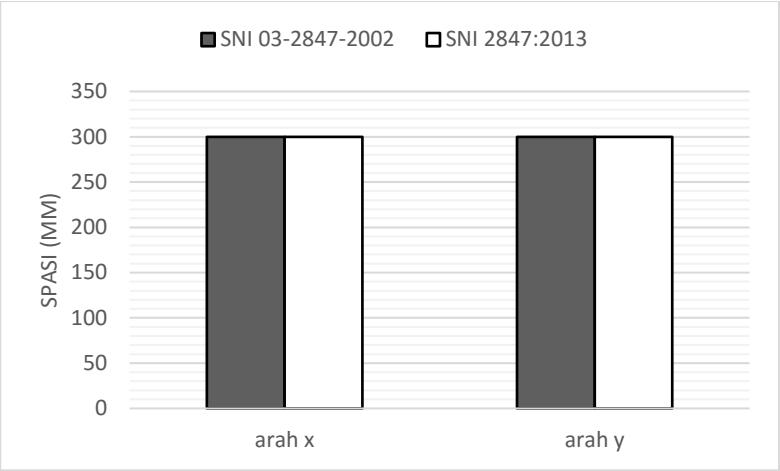
Hasil perhitungan shearwall antara SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 mendapatkan perencanaan yang sama dikarenakan syarat-syarat yang ada dalam kedua peraturan tersebut hampir keseluruhannya sama hanya dalam beberapa perhitungan di SNI 2847:2017 ditambah dengan faktor lamda (λ) sehingga ada perbedaan dalam hasil kuat rencana namun untuk syarat ρ min arah horizontal dan vertikal sama, syarat jarak antar tulangan sama, untuk boundery elemen juga sama.



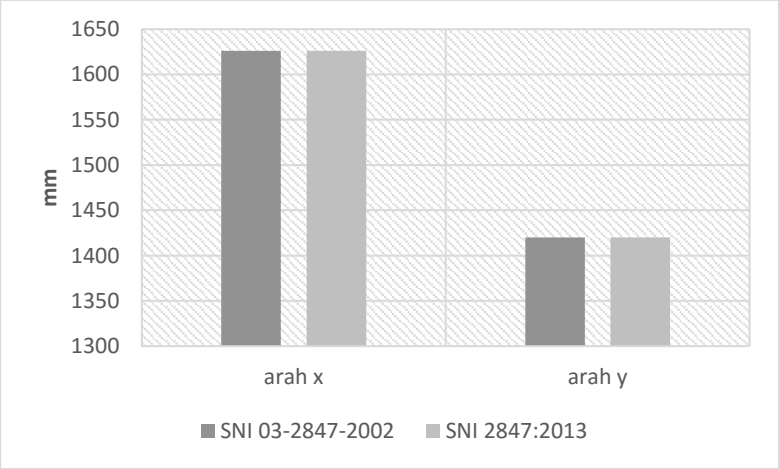
Gambar 7. 10 Shearwall

7.3.1. penulangan shear wall

Berikut adalah hasil perhitungan spasi tulangan shearwall untuk arah y dana rah x dapat dilihat pada gambar



Gambar 7. 11 perbandingan tulangan geser shearwall arah x dan arah y



Gambar 7. 12 Panjang boundary elemen

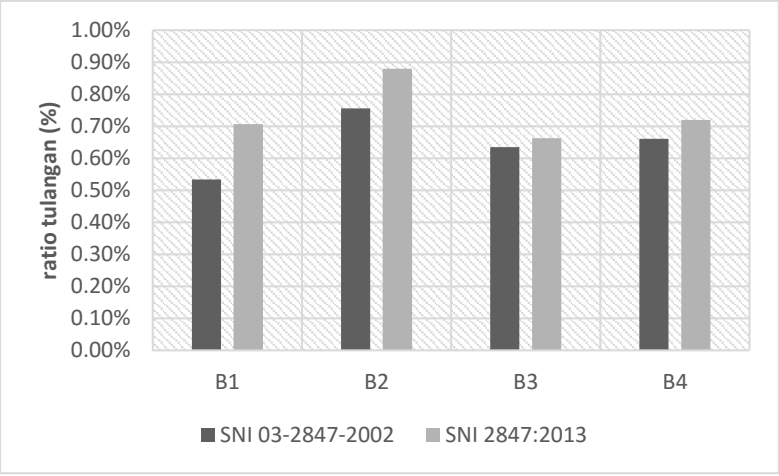
7.3.2. Penulangan balok kolekor

Balok kolektor adalah elemen yang menghubungkan antara shearwall dan balok tersebut dimana didalam kombnasi beban dikalikna dengan faktor over strength sebesar 2,5 untuk SNI 1726:2012 dan untuk sebesar 2,8 untuk SNI 1726-2002

Hasil perbandingan elemen kolektor untuk tipe balok B1,B2,B3,B4 dapat dilihat pada tabel dan gambar :

Tabel 7. 3 Perbandingan tulangan lentur negatif

Tumpuan negatif			
	2002	2013	selisih
B1	0.53%	0.71%	32.49%
B2	0.76%	0.88%	16.39%
B3	0.64%	0.66%	4.32%
B4	0.66%	0.72%	8.99%

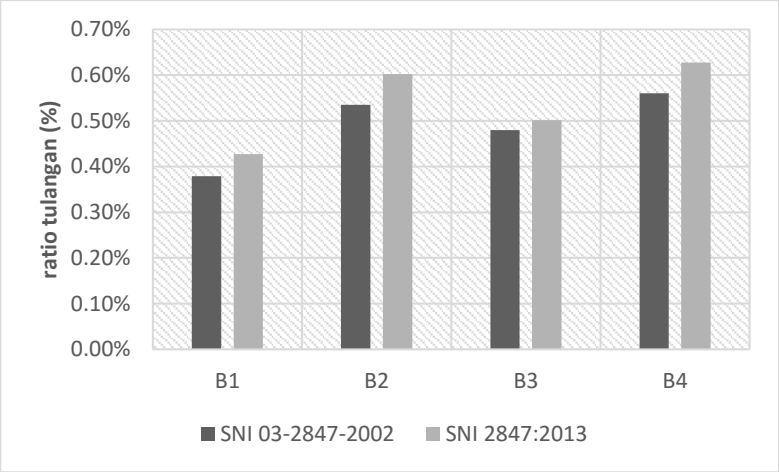


Gambar 7. 13 Perbandingan tulangan lentur tumpuan negatif

Dapat dilihat perbedaan kebutuhan tulangan lebih besar menggunakan SNI 2847:2013 dengan perbedaan sebesar 15,55 %

Tabel 7. 4 Perbandingan tulangan lentur positif

Tumpuan Positif			
	2002	2013	selisih
B1	0.38%	0.43%	12.77%
B2	0.54%	0.60%	12.63%
B3	0.48%	0.50%	4.47%
B4	0.56%	0.63%	11.97%

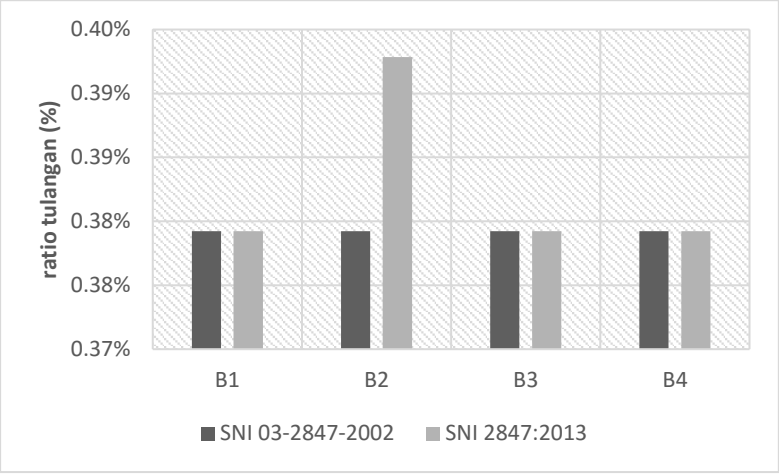


Gambar 7. 14 Perbandingan tulangan lentur tumpuan positif

Dapat dilihat perbedaan kebutuhan tulangan lebih besar menggunakan SNI 2847:2013 dengan perbedaan sebesar 10,46 %

Tabel 7. 5 Perbandingan tulangan lapangan

lapngan		
	2002	2013
B1	0.38%	0.38%
B2	0.38%	0.39%
B3	0.38%	0.38%
B4	0.38%	0.38%



Gambar 7. 15 tulangan lapangan

Dapat dilihat perbedaan hanya terjadi di balok B2 karena untuk balok yang lain didesain dengan tulangan minimum

7.4 Studi kasus 1

Gedung didesain dengan peraturan gempa SNI 1726:2012 yang kemudian perhitungan penulangan menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 yang mana terdapat perbedaan dalam faktor reduksi dalam penulangan SNI 2847:2013 yaitu sebesar 0,9 sedangkan untuk SNI 03-2847-2002 sebesar 0,8

Dengan menggunakan hasil momen yang sama untuk Balok B1 yaitu :

Mu tumpuan (-)	= -225,392 KN.m
Mu tumpuan (+)	= 158,18 KN.m
Mu lapangan	= 112,696 K,N.m

Dan data perencanaan yang lain sperti :

Tu	= 32,38 KN.m
Vu(envelope)	= 135,52 KN
Vu (1.2D+L)	= 84,35 KN
Vu_{2h}	= 130,102 KN
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 390 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm^2
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm^2
B	= 400 mm
H	= 600 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur
	= 64 mm
d	= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)

Dan data perencanaa tipe balok yang lain (B2,B3,B4)

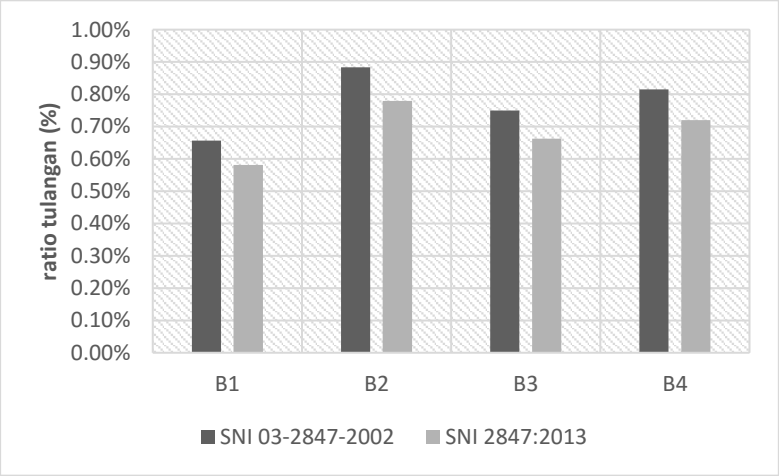
Dilakukan perhitungan menggunakn SNI 2847:2013 dan SNI 03-2847-2002

Sehinnga didapatkan hasil ratio tulangan dapat dilihat pada tabel 7.6

Tabel 7. 6 rekapitulasi perbandingan tulangan

Tumpuan negatif			
	2002	2013	delta
B1	0.66%	0.58%	11.57%
B2	0.88%	0.78%	11.75%
B3	0.75%	0.66%	11.64%
B4	0.82%	0.72%	11.69%

Dan perbandingan dapat dilihat pada gambar



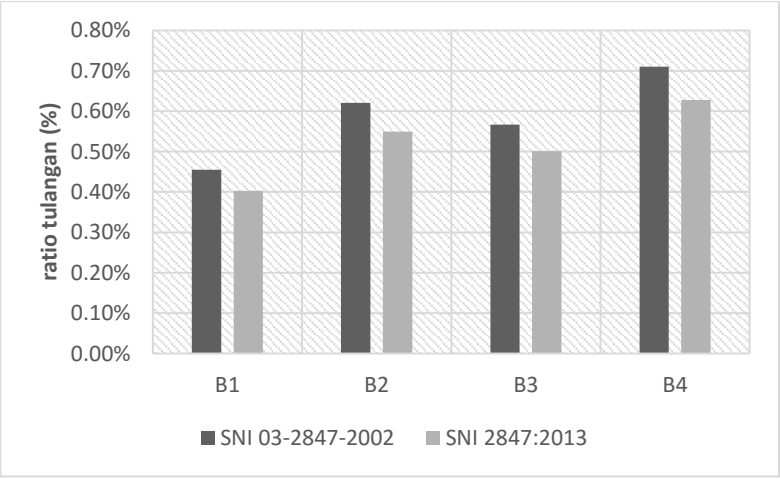
Gambar 7. 16 Perbandingan tulangan lentur negative

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di semua tipe balok untuk SNI 2847-2002 lebih besar daripada SNI 2847:2013 adapun rata rata selisih antara keduanya sebesar 11,6 6%

Tabel 7. 7 rekapitulasi perbandingan tulangan

Tumpuan Positif			
	2002	2013	delta
B1	0.45%	0.40%	11.42%
B2	0.62%	0.55%	11.54%
B3	0.57%	0.50%	11.50%
B4	0.71%	0.63%	11.61%

Dan perbandingan dapat dilihat pada gambar



Gambar 7. 17 Perbandingan tulangan lentur positif

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di semua tipe balok untuk SNI 2847-2002 lebih besar daripada SNI

2847:2013 adapun rata rata selisih antara keduanya sebesar 11,5 2%

Tabel 7. 8 rekapitulasi perbandingan tulangan

LAPANGAN		
	2002	2013
B1	0.38%	0.38%
B2	0.39%	0.38%
B3	0.38%	0.38%
B4	0.40%	0.38%

Gambar 7. 18 perbandingan tulangan lentur lapangan

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di tipe balok B2 dan B4 untuk SNI 2847-2002 lebih besar daripada SNI 2847:2013 adapun rata rata selisih antara keduanya sebesar 4%

Dari studi kasus diatas dapat disimpulkan bahwa perhitungan tulangan yang didesain dengan SNI 2847:2013 lebih hemat dibandingkan dengan SNI 03-2847-2002 jika menggunakan perhitungan pembebanan yang sama dikarenakan faktor reduksi untu SNI 2847:2013 pasal 9.3 lebih besar yaitu sebesar 0,9 sehingga menyebabkan kebutuhan tulangan lebih sedikit dibandingkan SNI lama pasal 11.3 dengan faktor reduksi besar 0,8. Hal tersebut yang menyebabkan perhitungan tulangan dengan SNI baru lebih hemat jika digunakan pembebanan yang sama.

7.5 Studi Kasus 2

Gedung didesain dengan peraturan gempa SNI 1726:2012 dan SNI 1726-2002 kemudian perhitungan penulangan menggunakan satu peraturan yaitu SNI 2847:2013 yang mana terdapat perbedaan dalam gaya geser dasar SNI 1726:2012 dan SNI 1726-2002 yang mendapatkan hasil lebih besar menggunakan SNI 1726:2012 dengan selisih sebesar 15,95%

Dengan menggunakan peraturan SNI 2847:2013 dilakukan perhitungan penulangan dengan hasil kedua Analisa struktur

SNI 1726:2012

Mu tumpuan (-) = -225,392 KN.m
Mu tumpuan (+) = 158,18 KN.m
Mu lapangan = 112,696 K,N.m

SNI 1726-2002

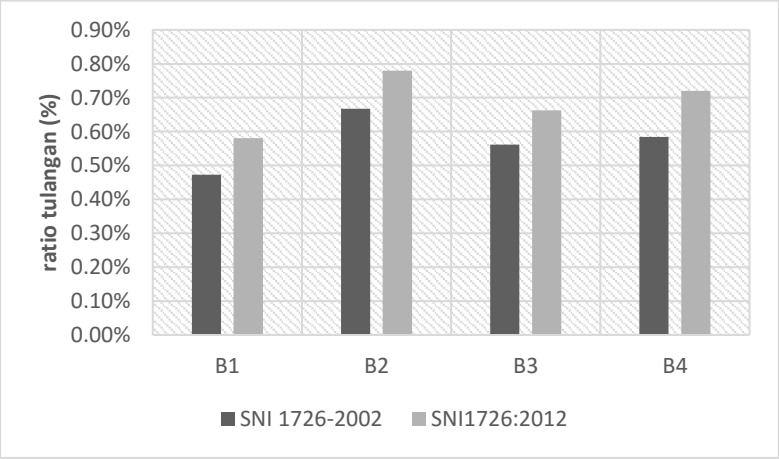
Mu tumpuan (-) = -184,651 KN.m
Mu tumpuan (+) = 132,524 KN.m
Mu lapangan = 92,32K,N.m

Dan data perencanaa tipe balok yang lain (B2,B3,B4)
Sehinnga didapatkan hasil ratio tulangan dapat dilihat pada tabel 7.9

Tabel 7. 9 rekapitulasi perbandingan tulangan

Tumpuan negatif			
	2002	2012	selisih
B1	0.47%	0.58%	18.68%
B2	0.67%	0.78%	14.37%
B3	0.56%	0.66%	15.22%
B4	0.58%	0.72%	18.87%

Dan perbandingan dapat dilihat pada gambar



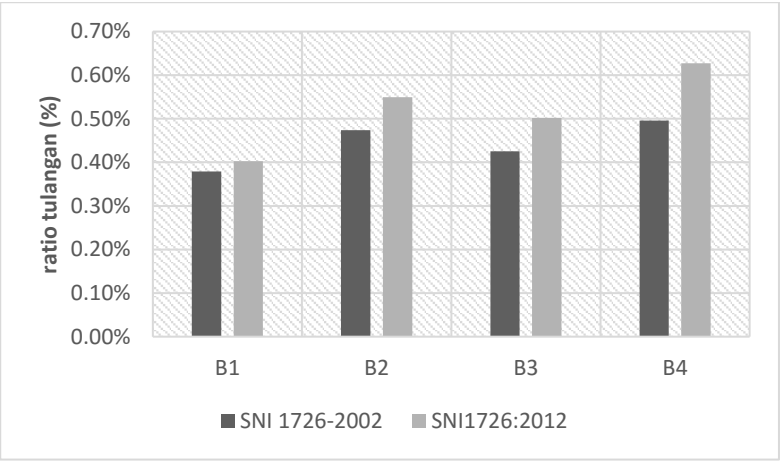
Gambar 7. 19 Perbandingan tulangan lentur negative

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di semua tipe balok untuk SNI 1726-2012 lebih besar daripada SNI 1726-2002 adapun rata rata selisih antara keduanya sebesar 16,78%

Tabel 7. 10 rekapitulasi perbandingan tulangan

Tumpuan Positif			
	2002	2012	selisih
B1	0.38%	0.40%	5.85%
B2	0.47%	0.55%	13.73%
B3	0.42%	0.50%	15.23%
B4	0.50%	0.63%	20.96%

Dan perbandingan dapat dilihat pada gambar

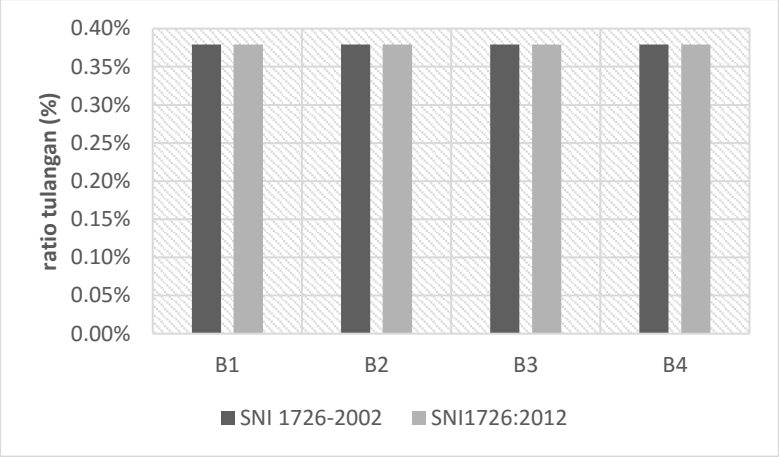


Gambar 7. 20 Perbandingan tulangan lentur positif

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di semua tipe balok untuk SNI 1726:2012 lebih besar daripada SNI 1726-2002 adapun rata rata selisih antara keduanya sebesar 13,94%

Tabel 7. 11 rekapitulasi perbandingan tulangan

LAPANGAN			
	2002	2012	selisih
B1	0.38%	0.38%	0.00%
B2	0.38%	0.38%	0.00%
B3	0.38%	0.38%	0.00%
B4	0.38%	0.38%	0.00%



Gambar 7. 21 Perbandingan tulangan lentur lapangan

Dari hasil tersbut dapat disimpulkan bahwa ratio tulangan di semua tipe balok untuk SNI 1726:2012 dan SNI 1726-2002 hasilnya sama , dikarenakan semua masuk di kategori ratio tulangan minimum

Dari studi kasus diatas dapat disimpulkan bahwa suatu bangunan yang didesain menggunakan peraturan SNI 1726-2002 akan memperoleh gaya dalam yang lebih kecil dibandinkan SNI 1726:2002 sehingga perhitungan tulangan yang sama-sama

didesain dengan SNI 2847:2013 didapatkan hasil lebih hemat jika didesain dengan SNI1726-2002 namun faktor keamanan yang direncanakan gempa lebih kecil dibandingkan SNI 1726:2012 , SNI 1726:2012 dikatakan lebih besar karena perhitungan gaya geser dasar SNI 03-1726-2002 dengan SNI 1726:2012 didapat gaya geser dasar V untuk SNI 03-1726-2002 sebesar 0,0274Wt dan untuk SNI 1726:2012 sebesar 0,0326Wt. sehingga gaya geser dasar yang dihasilkan perhitungan SNI 1726:2012 lebih besar. Untuk detail perhitungan dapat dilihat dalam BAB 4 mengenai perhitungan gaya geser dasar gempa berdasarkan SNI 1726-2002 dan SNI 1726:2012

BAB 8

PENUTUP

8.1. Kesimpulan

Setelah mendaptakan hasil dari perhitungan gaya geser dasar gempa antara pertaturan SNI 1726-2002 dengan SNI 1726:2012 dapat disimpulkan :

a. Hasil perbandingan diagram respon spektrum untuk tanah sedang di wilyah jakarta pada SNI 03-1726-2002 lebih tinggi daibandingkan dengan SNI 1726:2012
b. Dari langkah-langkah perhitungan gaya geser dasar SNI 03-1726-2002 dengan SNI 1726:2012 didapat gaya geser dasar V untuk SNI 03-1726-2002 sebesar 0,0274Wt dan untuk SNI 1726:2012 sebesar 0,0326Wt. sehingga gaya geser dasar yang dihasilkan perhitungan SNI 1726:2012 lebih besar, hal itu karena saat ini intensitas gempa di Indonesia samkain tinggi sehingga untuk desain struktur bangunan tahan gempa harus menggunakn peraturan yang baru, karena jika tetap mendesain bangunan tahan gempa dengan peraturan yang lama maka suatu saat jika terjadi gempa di zona gempa yang saai ini intensitasnya lebih tinggi kemungkinan akan tidak kuat menahan gaya gempa tersebut.

Setelah medapatkan hasil dari perhitungan struktur portal balok dan kolom meggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013. Maka dapat disimpulkan :

a. Tulangan lentur pada balok Induk yang mengalami penambahan besar kebutuhan tulangan dilihat dari nilai rasio tulangan hasil dari perhitungan SNI 2847:2013 lebih besar dari hasil perhitungan SNI 03-2847-2002 dengan

selisih ratio tulangan sebesar ± 12% didaerah tumpuan , untuk tulangan di daerah lapangan menghasilkan ρ yanag mana nilainya dibawah ρ minimum maka dari kedua peraturan diambil nilai ρ minimum menhasilkan ρ yang sama

b. Tulangan geser balok pada tumpuan jarak spasi tulangan pada SNI 2847:2013 didapatkan hasil lebih kecil dari pada SNI 03-2847-2002 dan untuk daerah lapangan didapatkan hasil yang sama pada jarak spasi tulangan geser antara SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013
c. Perbandingan tulangan geser kolom dan penulangan shearwall antara SNI 2847-2013 dengan SNI 03-2847-2002 didapatkan hasil nilai yang sama sedangkan terjadi perbedaan di Panjang penyaluran tulangan longitudinal pada kolom yaitu lebih besar hasil perhitungan SNI 2847:2013 sebesar 14% dari hasil perhitungan SNI 03-2847-2002.
d. Komparasi dua peraturan tersebut diantaranya gaya gempa yang dihasilkan dari SNI 1726:2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002 sehingga untuk penulangan struktur primer menggunakan peraturan yang baru akan lebih besar hasilnya dibandingkan peraturan yang lama, untuk perbandigan antara SNI 2847:2013 dan SNI 03-2847-2002 dari hasil diatas dapat disimpulkan bahwa SNI 2847:2013 lebih boros dibandingkan peraturan SNI 03-2847-2002.Penjelasan studi kasus, Jika menggunakan peraturan gempa yang sama hasil akan lebih ekonomis menggunakan SNI 2847:2013 hal ini dikarenakan nilai gaya dalam dihasilkan akan lebih kecil dibandingkan dengan peraturan yang lama, dikarenakan faktor reduksi pada peraturan SNI 2847:2013 lebih besar dibandikan SNI 03-2847-2002 sehingga kebutuhan tulangan akan menjadi lebih kecil dibandingkan peraturan SNI 03-2847-2002.

8.2.Saran

Berdasarkan hasil yang sudah didapat dalam penelitian tugas akhir ini, maka dapat diberikan saran sebagai berikut :

a. Perlu dilakukan perbandingan perancangan struktur gedung berdasarkan standar lama dan standar baru pada struktur pelat, dan struktur fondasi bangunan.
b. Perlu dilakukan perbandingan rencana anggaran biaya dari hasil perancangan struktur gedung berdasarkan standar lama dan standar baru.
c. Perlu diperhatikan perencanaan pendetailan tulangan, agar struktur berprilaku sesuai yang direncanaakan dengan memperhitungkan low cost.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 03-1727-2012 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG). Jakarta, Indonesia

Fakhri, S. (2013). *'Perbandingan Perancangan Struktur Gedung Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201X (Tinjauan Pembebanan dan Biaya)'*.Yogyakarta : Universitas Gadjah Mada.

Kharisma, Nanda. (2014) '*Studi Komparasi Desain Gedung Prasarana Pendidikan Profesi Guru Unesa Berdasar Sni Beton03-2847-2002 Dan Gempa03-1726-2002 Dengan Sni Beton28472013 Dan Gempa1726-2012 Di Wilayah Zona Gempa*. Surabaya : Insitut Teknologi Sepuluh Nopember.

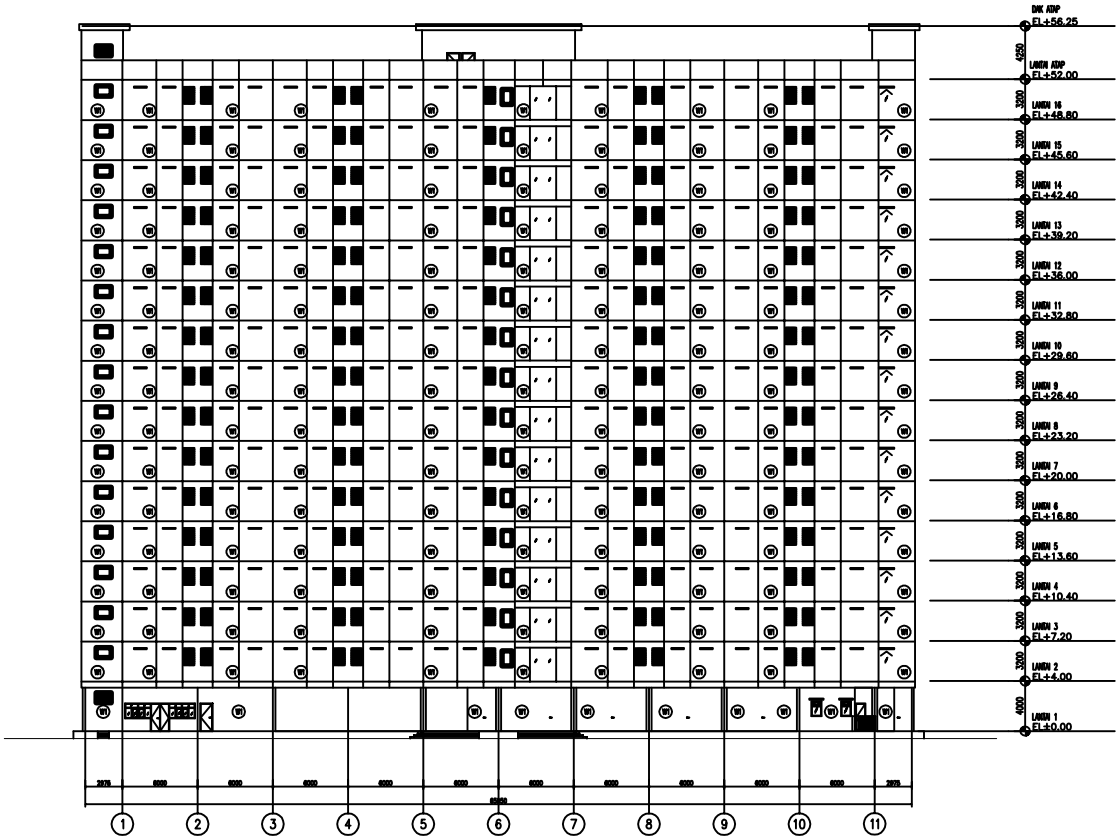
Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. *"Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1".* Surabaya : ITS Press. 974 hal.

MacGregor, J. C., dan Wight, J.K. 2012. *"Reinforced Concrete Mechanics and Design Six Edition". New Jersey : Pearson Education*. 1141 hal.

Maulana, T.I. (2014). *'Perancangan Ulang Struktur Gedung Dengan SNI 03-1726-2012 dan SNI 2847:2013 (Studi Kasus Gedung 5 Lantai dan 6 Lantai Palagan Gallery Hotel Yogyakarta)'*. Yogyakarta : Universitas Gadjah Mada .

Rachmat Purwono, Prof. Ir. Msc. 2010. Perencanaan Beton Bertulang Tahan Gempa Edisi Keempat. Surabaya : ITS press

LAMPIRAN



TAMPAK DEPAN

SKALA 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

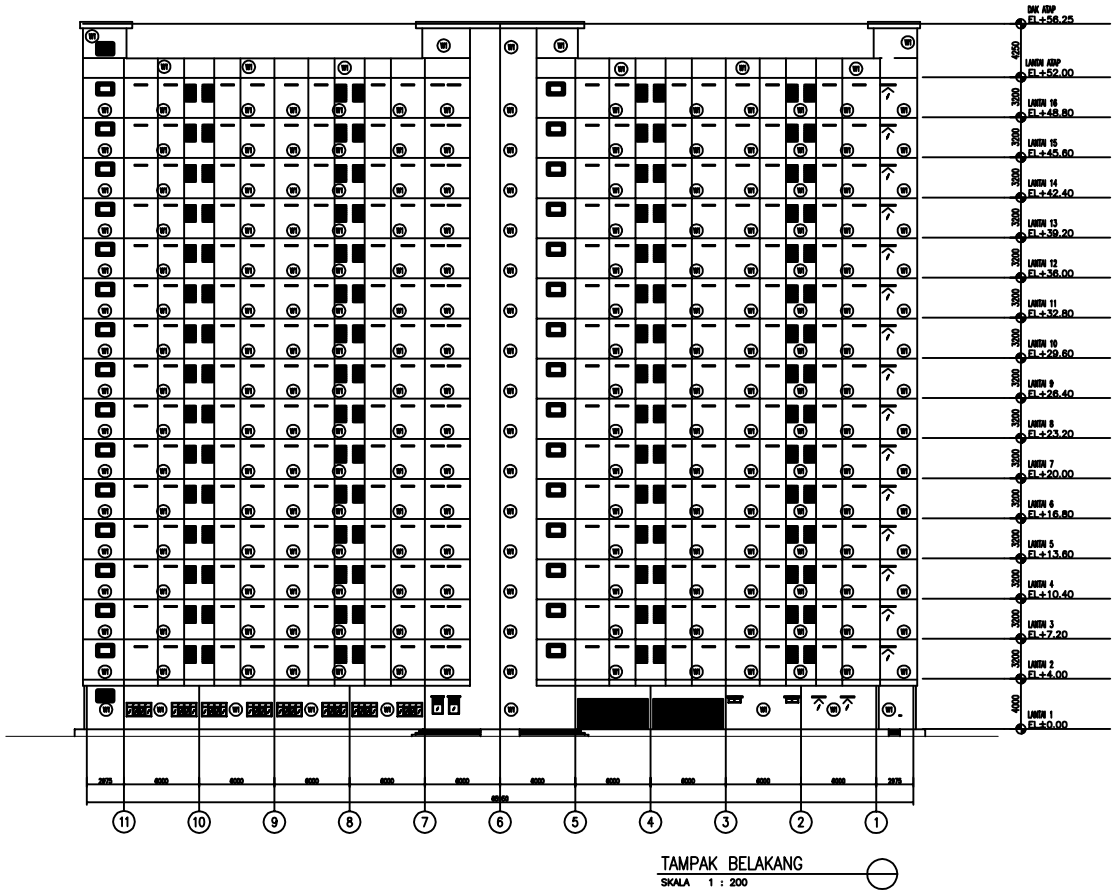
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Tampak Depan

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
1	1 : 300	



TAMPAK BELAKANG
SKALA 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

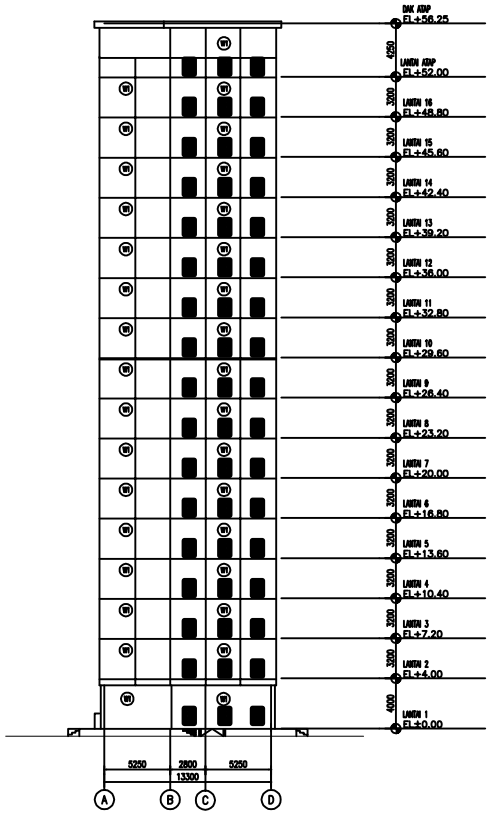
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

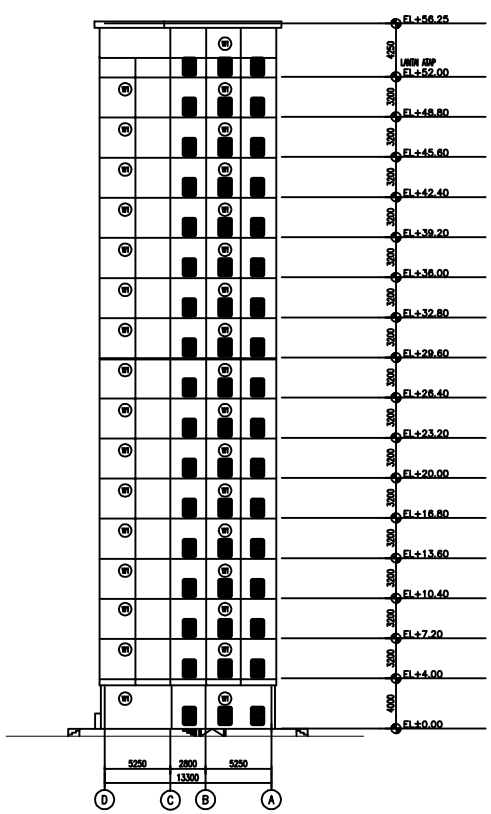
Tampak Belakang

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
2	1 : 300	



TAMPAK SAMPING KANAN

SKALA 1 : 200



TAMPAK SAMPING KIRI

SKALA 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

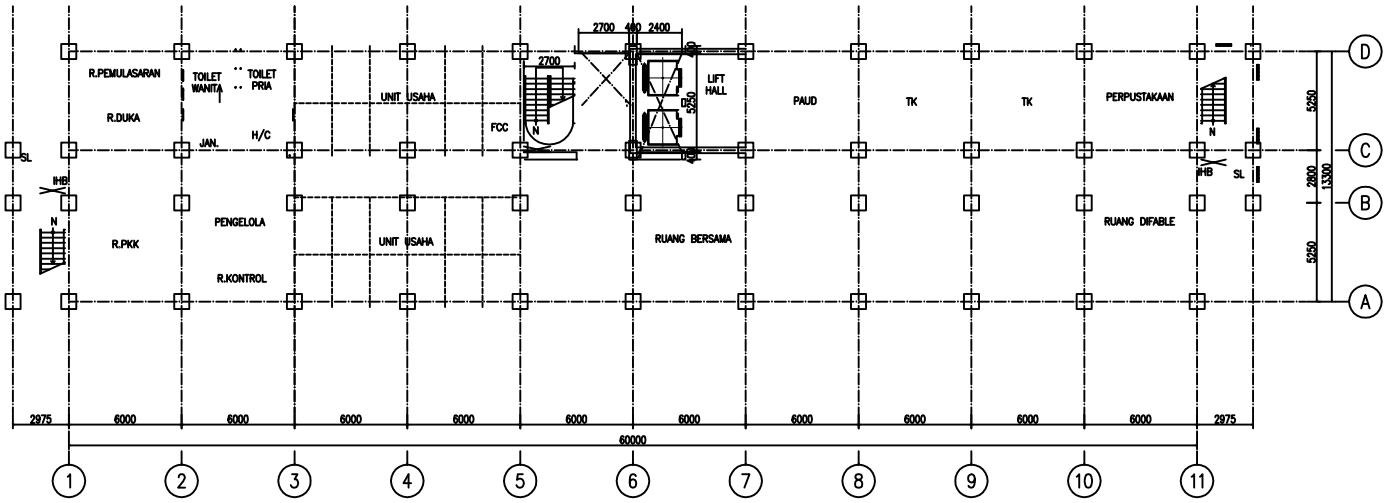
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Tampak Samping

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
3	1 : 300	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

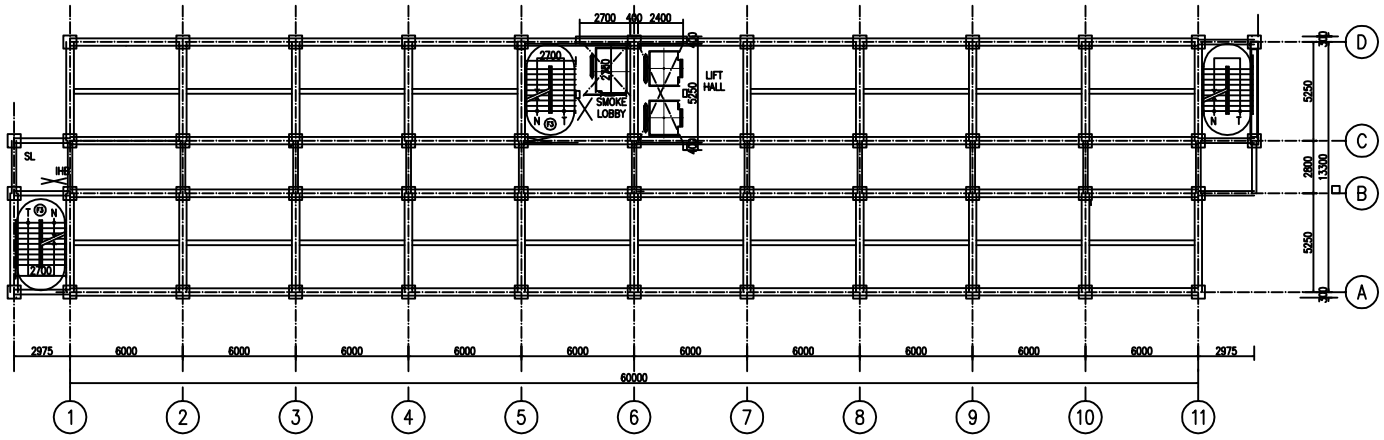
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Denah lantai 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
4	1 : 300	



DENAH LT. 2-16
FL±4.00
SKALA 1 : 100

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

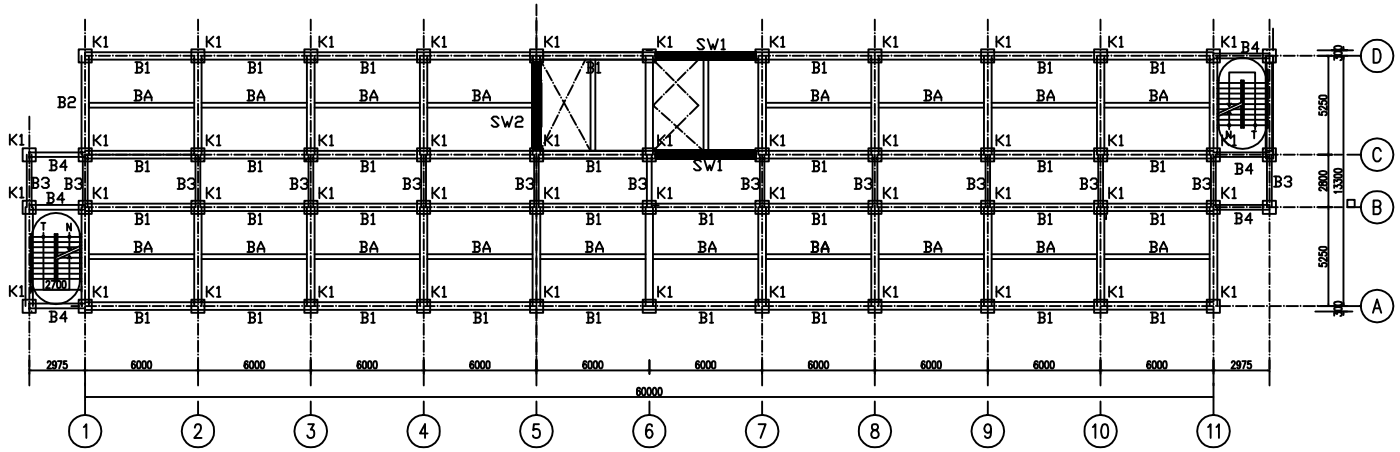
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Denah lantai 2- 16

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
5	1 : 300	



DIMENSI BALOK	
LANTAI 1-16	
B1	400 X 600
B2	400 X 600
B3	250 X 300
B4	250 X 300
BA	250 X 300

UKURAN KOLOM		
K1	Lantai 1 - Lantai 4	800 X 800
K2	Lantai 5 - Lantai 8	700 X 700
K3	Lantai 9 - Lantai 12	600 X 600
K4	Lantai 13 - Lantai Atap	500 X 500

DIMENSI SHEARWALL	
LANTAI 1-16	
SW1	6000 X 300
SW2	300 X 5250

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

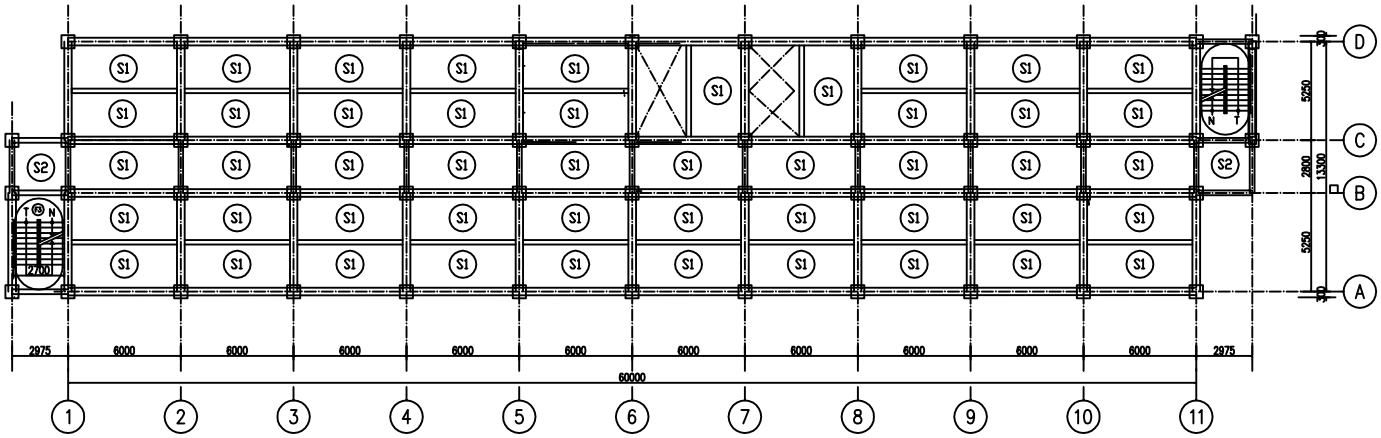
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK, KOLOM DAN SHEARWALL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
6	1 : 300	



DENAH PELAT
FL±4.00
SKALA 1 : 100

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

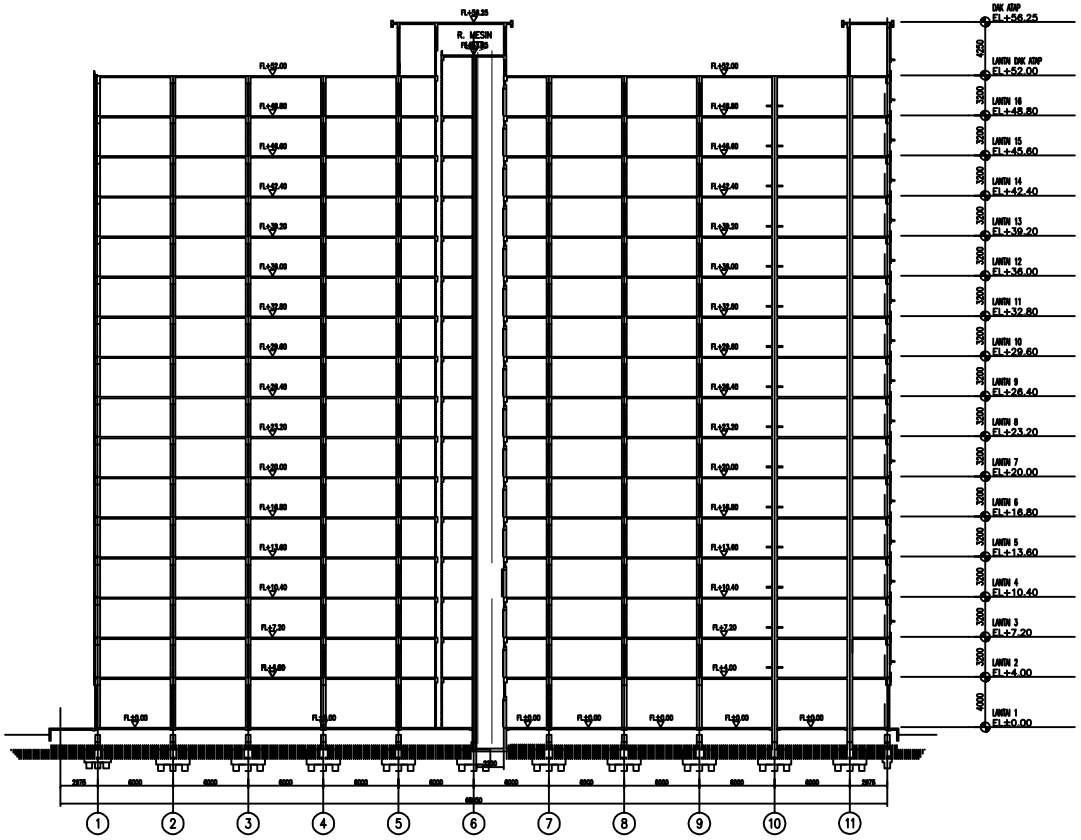
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Denah pelat

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
7	1 : 300	



POTONGAN A – A

SKALA 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

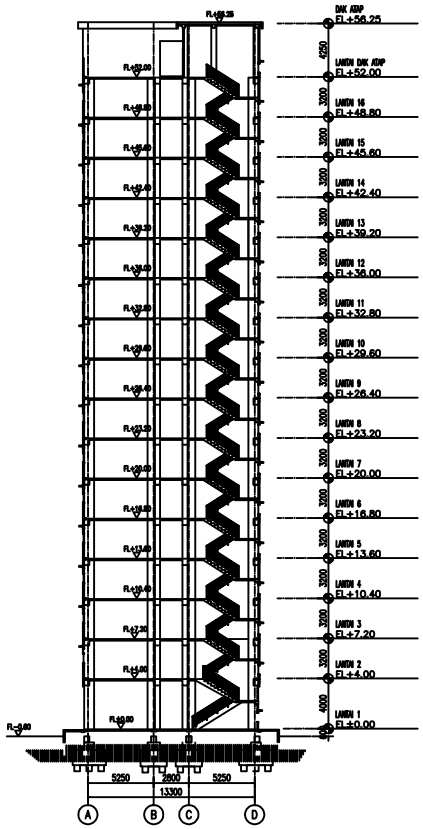
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Potongan A-A

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
8	1 : 300	



POTONGAN B – B

SKALA 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

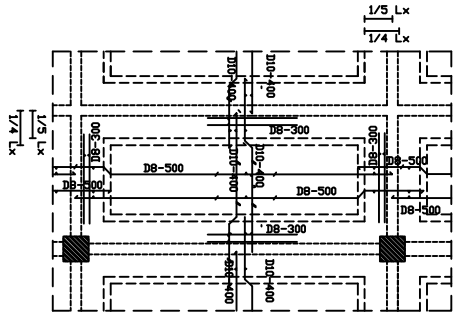
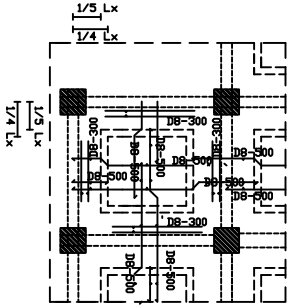
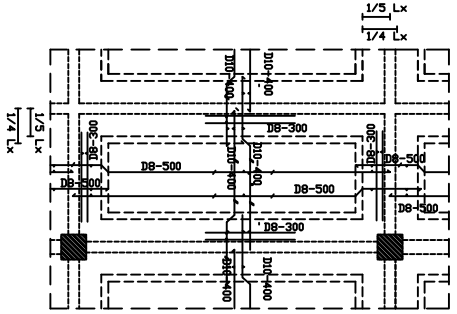
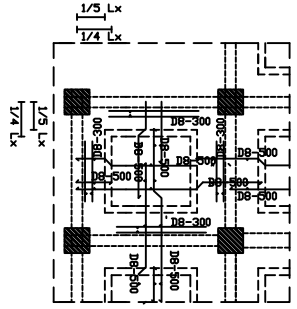
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Potongan B-B

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
9	1 : 300	

	TYPE	S1 atap	TYPE	S2 atap
	1 ARAH t=10cm		2 ARAH t=10cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200		TULANGAN ARAH X	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D8-250		TULANGAN ARAH Y	D10-250
	TYPE	S1 lantai	TYPE	S2 lantai
	1 ARAH t=12cm		1 ARAH t=12cm	
TULANGAN ARAH X	D10-200		TULANGAN ARAH X	D8-200
TULANGAN ARAH Y	D8-250		TULANGAN ARAH Y	D8-200

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

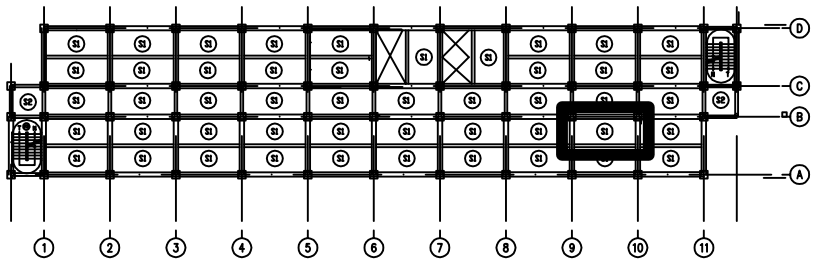
NRP

03111440000002

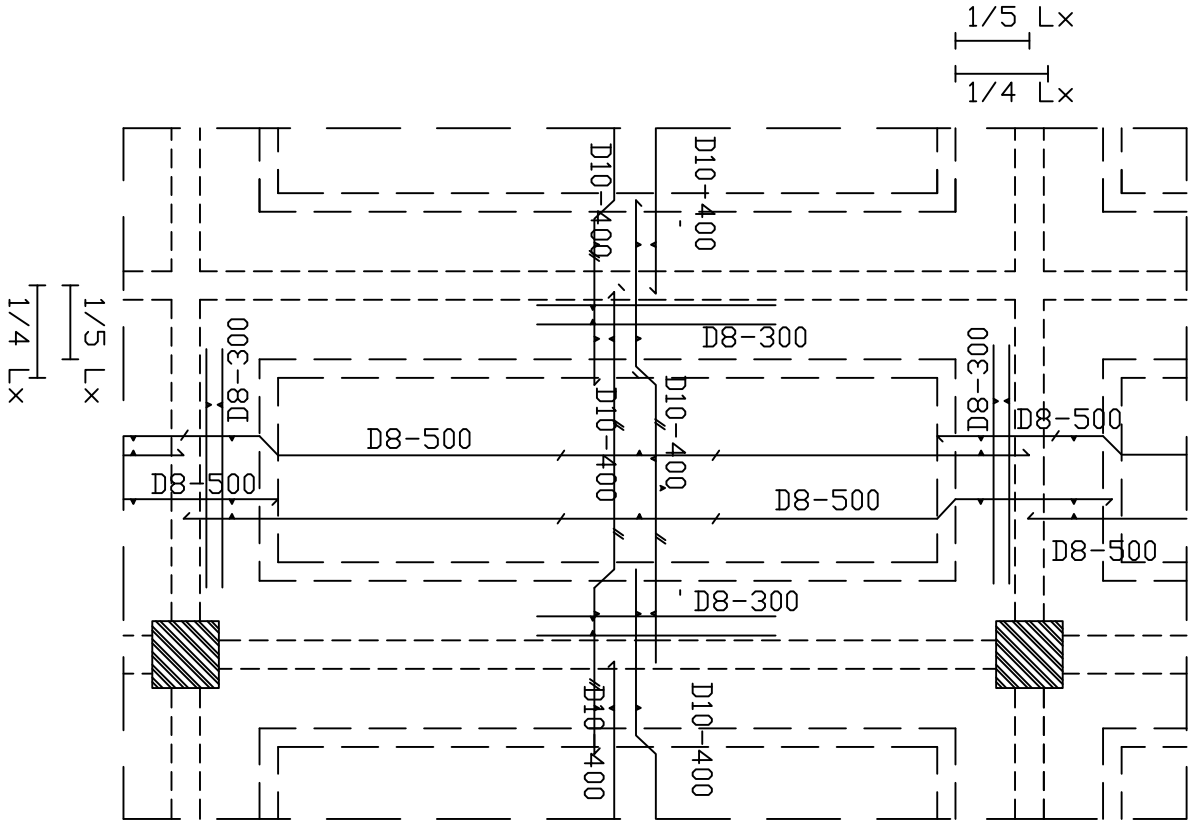
JUDUL GAMBAR

penulangan pelat

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
10	1 : 200	



KEY PLAN



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

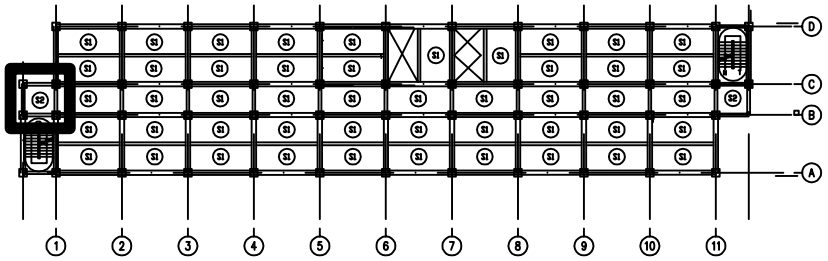
NRP

03111440000002

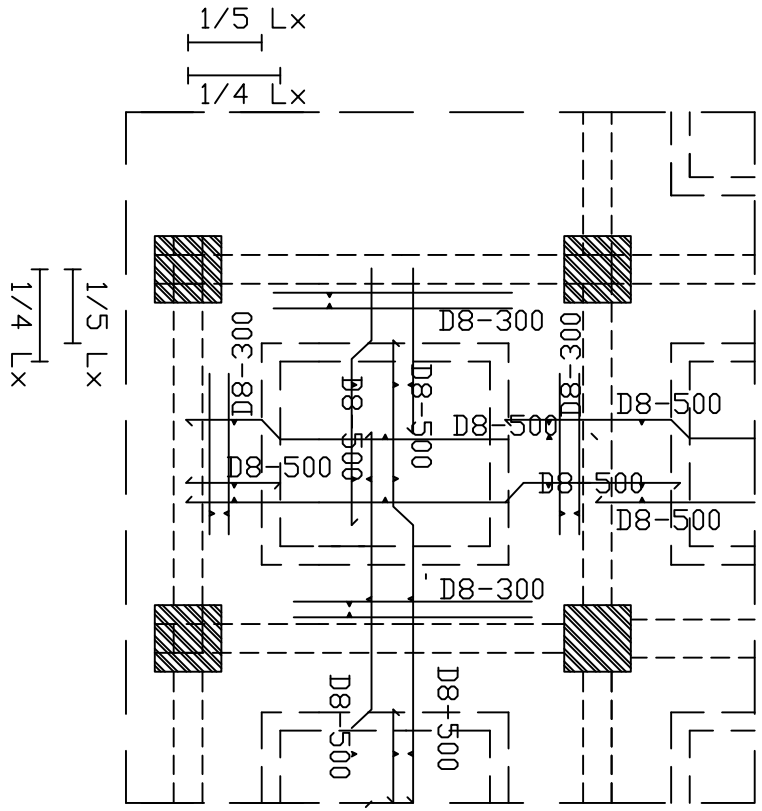
JUDUL GAMBAR

penulangan shearwall dan potongan

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
11	1 : 50	



KEY PLAN



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

NRP

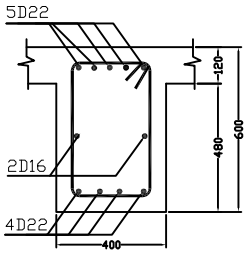
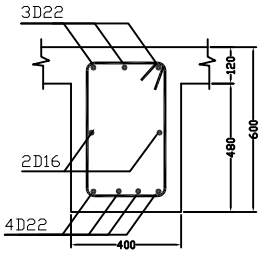
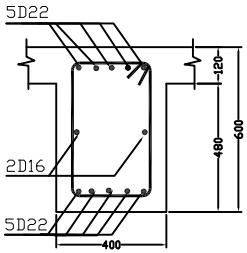
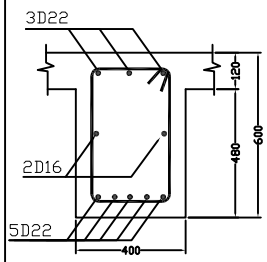
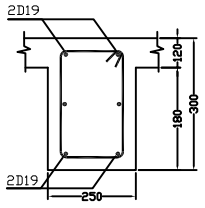
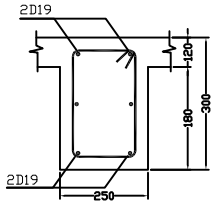
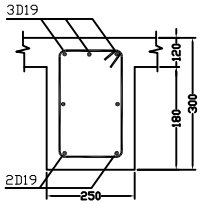
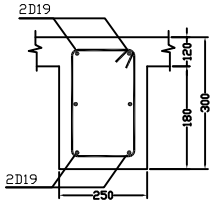
03111440000002

JUDUL GAMBAR

penulangan shearwall dan potongan

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
12	1 : 50	

PENULANGAN BALOK SNI 2847:2013

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 600		400 x 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	3D22	5D22	3D22
TUL. BAWAH	4D22	4D22	5D22	5D22
TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16	2D16
SENGKANG	2D13-120	2D13-250	2D13-120	2D13-250
TYPE	B3		B4	
DIMENSI BXH(mm)	250 X 300		250 X 300	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	2D19	2D19	3D19	2D19
TUL. BAWAH	2D19	2D19	2D19	2D19
TUL. PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19
SENGKANG	2D13-60	2D13-100	2D13-60	2D13-100

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

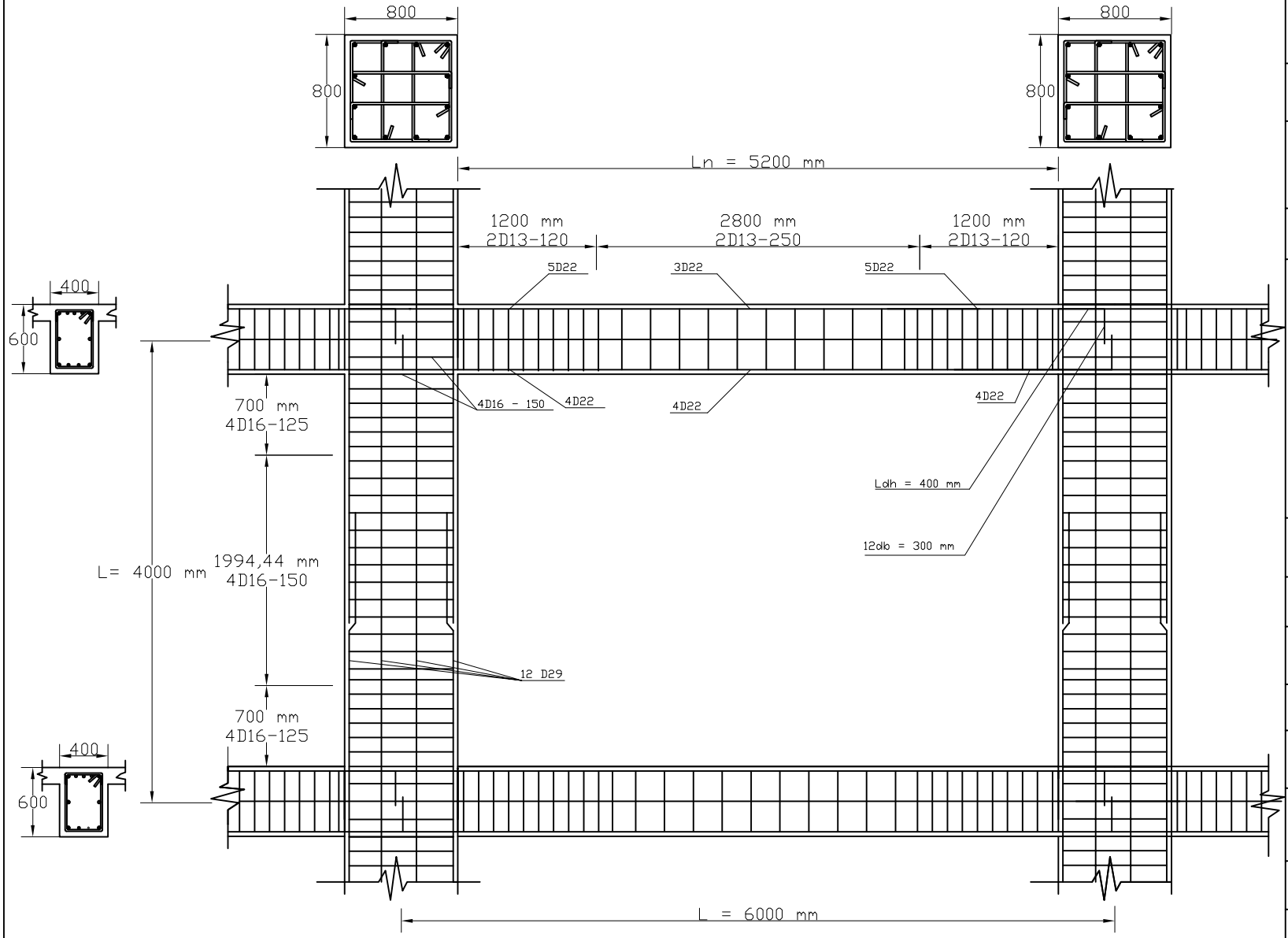
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok SNI 2847:2013

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
13	1 : 25	



PENULANGAN BALOK KOLOM SNI 2847:2013

Skala 1: 50

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

NRP

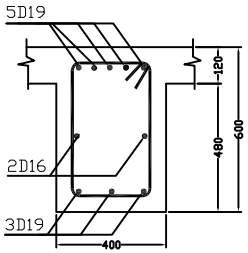
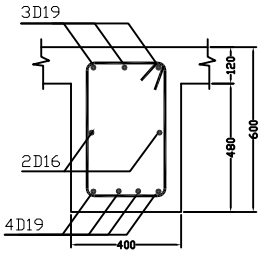
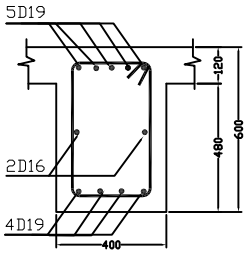
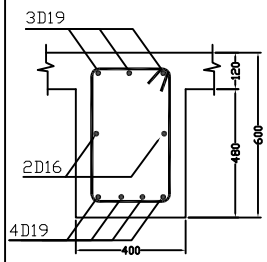
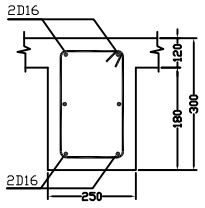
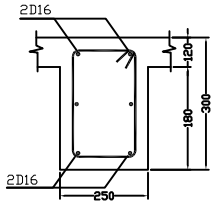
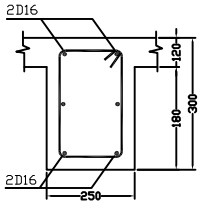
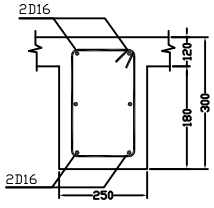
03111440000002

JUDUL GAMBAR

portal penulangan balok kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
14	1 : 50	

PENULANGAN BALOK SNI 03-2847-2002

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 600		400 x 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D19	3D19	5D19	3D19
TUL. BAWAH	3D19	4D19	4D19	4D19
TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16	2D16
SENGKANG	2D13-130	2D13-270	2D13-130	2D13-270
TYPE	B3		B4	
DIMENSI BXH(mm)	250 X 300		250 X 300	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	2D16	2D16	2D16	2D16
TUL. BAWAH	2D16	2D16	2D16	2D16
TUL. PINGGANG	2D16	2D16	2D16	2D16
SENGKANG	2D13-60	2D13-100	2D13-60	2D13-100

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

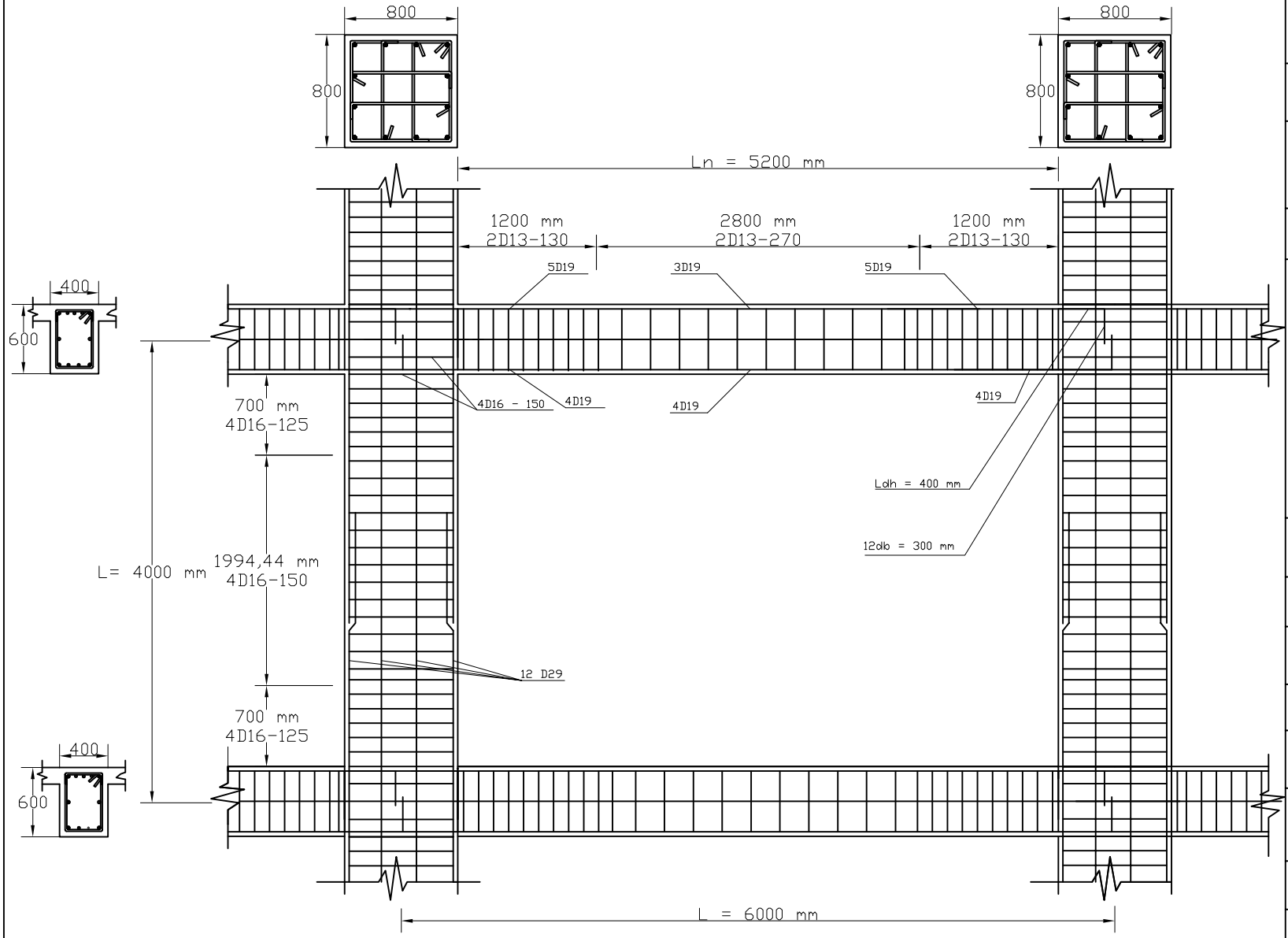
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok SNI 03-2847-2002

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
15	1 : 25	



PENULANGAN BALOK KOLOM SNI 03-2847-2002

Skala 1: 50

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

NRP

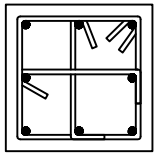
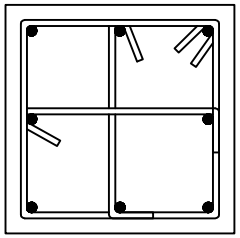
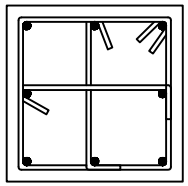
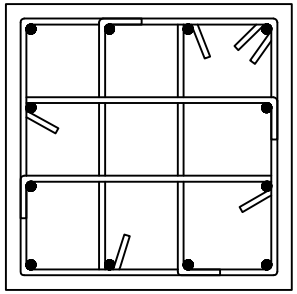
03111440000002

JUDUL GAMBAR

portal penulangan balok kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
16	1 : 50	

DETAIL PENULANGAN KOLOM SNI 2847:2013

TYPE	K1 (500 x 500)		K1 (700 x 700)
LT. 13- Atap		LT. 5 - 8	
TULANGAN	8D22	TULANGAN	8D29
SENGKANG	3D16-100/150	SENGKANG	3D16-140/150
TYPE	K1 (600 x 600)		K1 (800 x 800)
LT. 8 - 12		LT. 1-4	
TULANGAN	8D25	TULANGAN	12D29
SENGKANG	3D16-150/150	SENGKANG	4D16-125/150

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

NRP

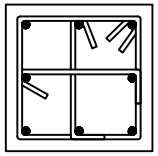
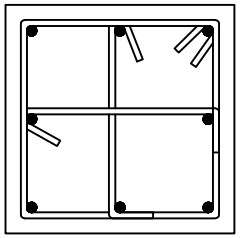
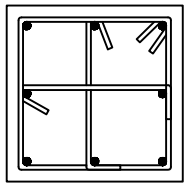
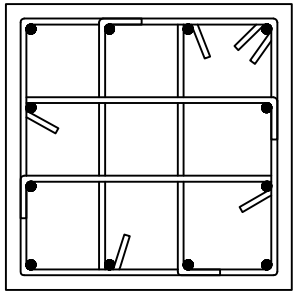
03111440000002

JUDUL GAMBAR

Penulangan Kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
17	1 : 50	

DETAIL PENULANGAN KOLOM SNI 03-2847-2002

TYPE	K1 (500 x 500)		K1 (700 x 700)
LT. 13- Atap		LT. 5 - 8	
TULANGAN	8D22	TULANGAN	8D29
SENGKANG	3D16-100/150	SENGKANG	3D16-140/150
TYPE	K1 (600 x 600)		K1 (800 x 800)
LT. 8 - 12		LT. 1-4	
TULANGAN	8D25	TULANGAN	12D29
SENGKANG	3D16-150/150	SENGKANG	4D16-125/150

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

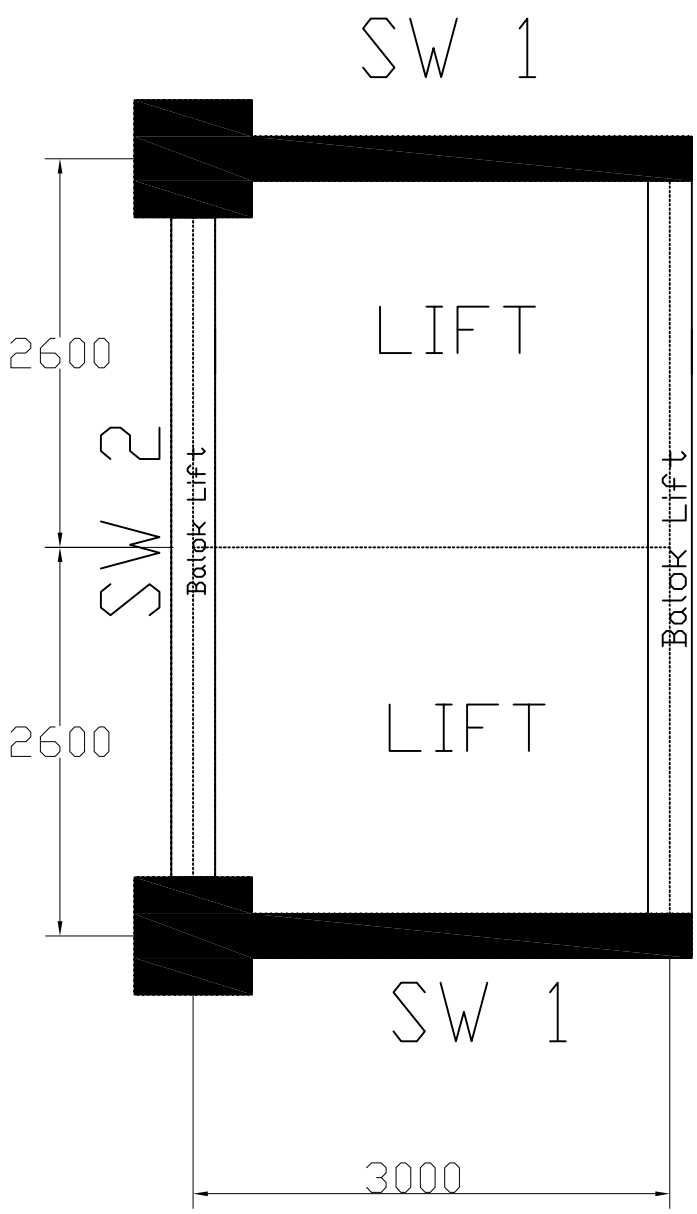
NRP

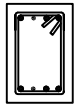
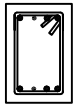
03111440000002

JUDUL GAMBAR

Penulangan Kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
18	1 : 50	



BALOK PENUMPU LIFT	
300 x 450	
TUMPUAN	LAPANGAN
	
2D22	2D22
2D22	2D22
2D13-150	2D13-150

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

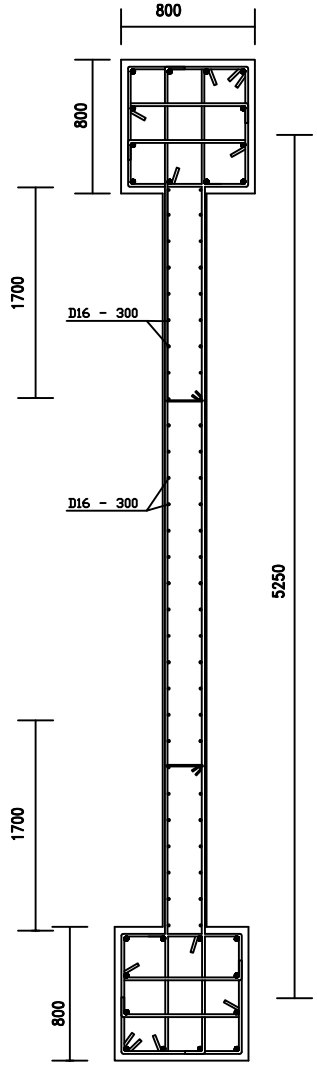
NRP

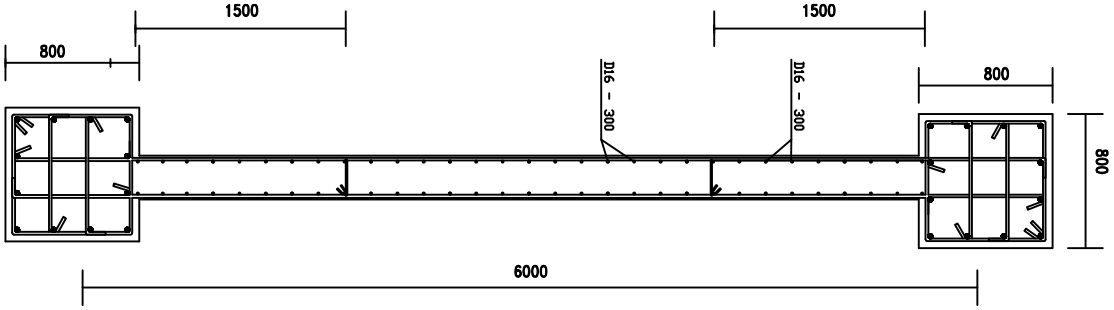
03111440000002

JUDUL GAMBAR

penulangan shearwall dan potongan

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
19	1 : 50	





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

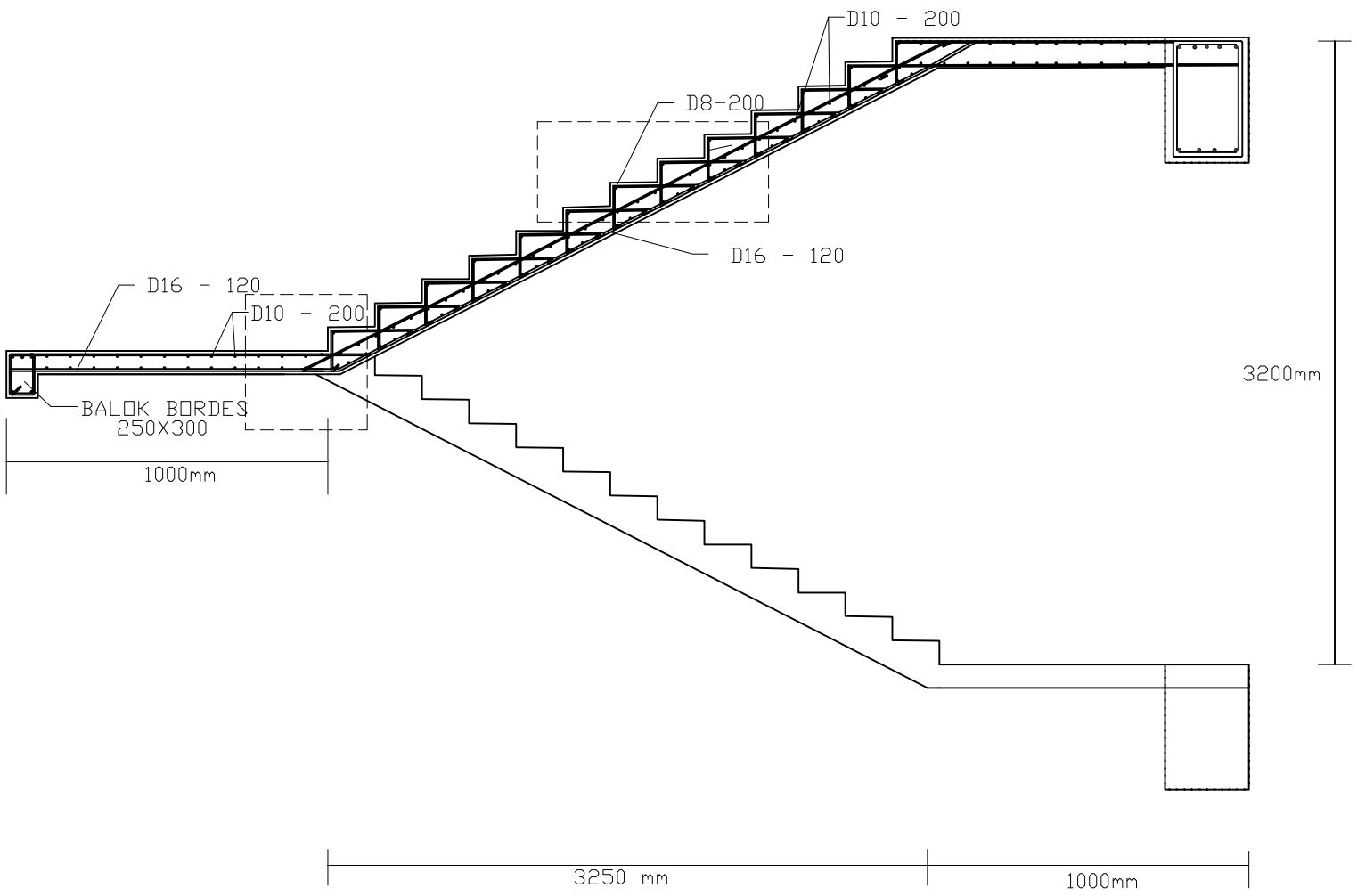
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

penulangan shearwall dan potongan

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
20	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

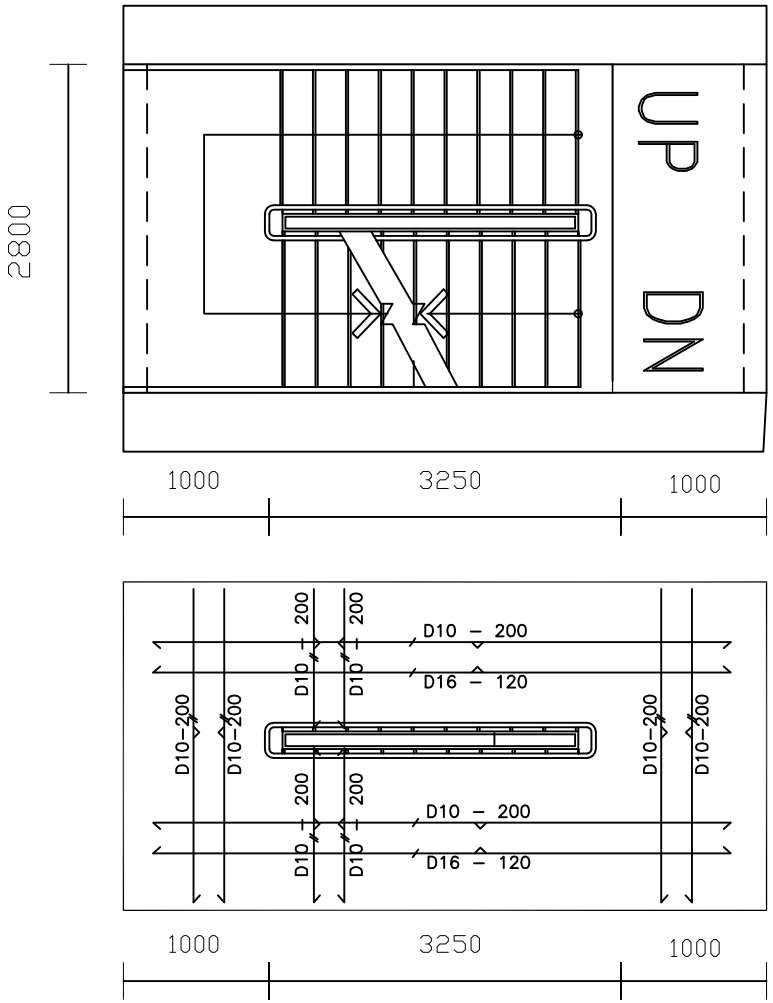
NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Potongan tangga

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
21	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

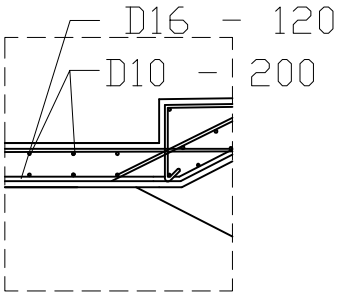
NRP

03111440000002

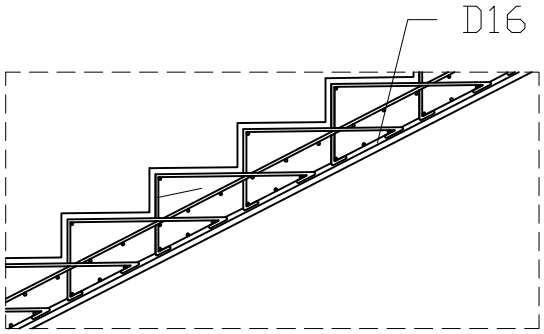
JUDUL GAMBAR

Denah Tangga

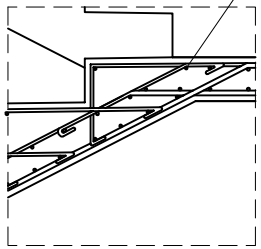
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
22	1 : 50	



Detail Potongan A
Skala 1: 25



Detail Potongan B
Skala 1: 25



Detail Potongan C
Skala 1: 25

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

JUDUL TUGAS AKHIR

Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

NAMA MAHASISWA

WAHYU MAYA DEWATAMA

NRP

03111440000002

JUDUL GAMBAR

Detail Potongan tangga

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
23	1 : 25	

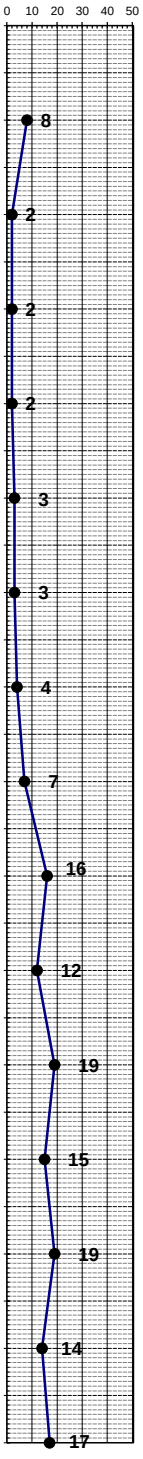
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	**PT. PEMBANGKITAN JAWA BALI (PJB)**	**TIPE BOR**	=	**ROTARY DRILLING**
NAMA PROYEK	=	**PEMBANGUNAN CNG PLANT**	**TANGGAL MULAI**	=	**02 JANUARI 2013**
TITIK BOR	=	**BH-1**	**TANGGAL SELESAI**	=	**03 JANUARI 2013**
MUKA AIR TANAH	=	**- 0.6 m**	**MASTER BOR**	=	**HARNO**
LOKASI PROYEK	=	**JL. PLTGU Muara Tawar no.1, Bekasi**			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm 15 cm	Blows per each 15 cm 15 cm	Blows per each 15 cm 15 cm	N - Value
0.00	0.00	START OF BORING															
1.00	-1.00				LEMPUNG	COKLAT	MEDIUM TO STIFF	SPT = 8			-1.50						
2.00	-2.00				LEMPUNG BERKERIKIL						-2.00	SPT 1	8	1	3	5	8
3.00	-3.00				LEMPUNG BERLANAU BERPASIR				-2.50 -3.00	UD 01	-3.50						
4.00	-4.00										-4.00	SPT 2	2	0	1	1	2
5.00	-5.00				LANAU BERPASIR		VERYSOFT TO SOFT	SPT = 2	-5.50		-5.50						
6.00	-6.00								-6.00	UD 02	-6.00	SPT 3	2	1	1	1	2
7.00	-7.00										-7.50						
8.00	-8.00										-8.00	SPT 4	2	1	1	1	2
9.00	-9.00								-8.50 -9.00	UD 03	-9.50						
10.00	-10.00										-10.00	SPT 5	3	1	1	2	3
11.00	-11.00				LEMPUNG	ABU-ABU	SOFT	SPT = 3 s/d 4			-11.50						
12.00	-12.00								-11.50 -12.00	UD 04	-12.00	SPT 6	3	1	1	2	3
13.00	-13.00										-13.50						
14.00	-14.00										-14.00	SPT 7	4	1	2	2	4
15.00	-15.00				LEMPUNG BERPASIR		MEDIUM	SPT = 7	-14.50 -15.00	UD 05	-15.50						
16.00	-16.00										-16.00	SPT 8	7	2	3	4	7
17.00	-17.00				PASIR LANAU BERLEMPUNG		MEDIUM	SPT = 7	-17.50		-17.50						
18.00	-18.00				LEMPUNG	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF	SPT = 16	-18.00	UD 06	-18.00	SPT 9	16	4	6	10	16
19.00	-19.00										-19.50						
20.00	-20.00				LEMPUNG BERLANAU		STIFF TO VERY STIFF	SPT = 12 s/d 19			-20.00	SPT 10	12	3	5	7	12
21.00	-21.00					COKLAT TERANG			-20.50 -21.00	UD 07	-21.50						
22.00	-22.00										-22.00	SPT 11	19	5	8	11	19
23.00	-23.00								-23.50		-23.50						
24.00	-24.00								-24.00	UD 08	-24.00	SPT 12	15	4	6	9	15
25.00	-25.00										-25.50						
26.00	-26.00										-26.00	SPT 13	19	5	8	11	19
27.00	-27.00								-26.50 -27.00	UD 09	-27.50						
28.00	-28.00				LANAU BERPASIR	COKLAT	STIFF TO VERY STIFF	SPT = 14 s/d 17			-28.00	SPT 14	14	4	6	8	14
29.00	-29.00								-29.50		-29.50						
30.00	-30.00								-30.00	UD 10	-30.00	SPT 15	17	4	7	10	17



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601,
e-mail : tanah.its@gmail.com

KLIEN : **PT. PEMBANGKIT JAWA BALI (PJB)**
PROYEK : **PEMBANGUNAN CNG PLAT**
LOKASI : **PLTGU MUARA TAWAR**

POINT : **BH-1**
DATE : **10 JANUARI 2013**
MASTER BOR : **HARNO**

REKAP HASIL TEST

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.647	1.318	79.82	39.74	56.86	1.596	1.142	1.711	*	*	*
-6.00	2.437	1.124	100.00	46.12	52.92	1.677	1.147	1.677	*	*	*
-9.00	2.597	1.297	100.00	49.94	56.46	1.695	1.131	1.695	*	*	*
-12.00	2.673	1.284	100.00	48.04	56.22	1.732	1.170	1.732	*	*	*
-15.00	2.519	1.178	100.00	46.76	54.09	1.697	1.157	1.697	*	*	*
-18.00	2.642	1.105	100.00	41.82	52.49	1.780	1.255	1.780	*	*	*
-21.00	2.685	1.219	100.00	45.40	54.93	1.759	1.210	1.759	*	*	*
-24.00	2.649	1.235	100.00	46.62	55.26	1.738	1.185	1.738	*	*	*
-27.00	2.643	1.144	100.00	43.28	53.36	1.766	1.233	1.766	*	*	*
-30.00	2.574	1.139	100.00	44.25	53.25	1.736	1.203	1.736	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			SWEALING TEST	
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	σ (kg/cm2)	(%)
-3.00	0.24	28.56	71.20	46.40	29.65	16.75	0	*	0.080		
-6.00	0.84	25.50	73.66	37.96	28.17	9.79	18	**0**	*		
-9.00	0.00	0.63	99.37	72.15	33.27	38.88	0	*	0.090		
-12.00	0.00	0.71	99.29	72.49	33.42	39.07	0	*	0.150		
-15.00	0.85	20.96	78.19	57.54	31.17	26.37	20	**0**	*		
-18.00	1.51	10.44	88.05	72.66	33.61	39.05	0	*	0.700		
-21.00	0.00	0.82	99.18	66.48	33.28	33.20	0	*	0.683		
-24.00	1.43	18.87	79.70	66.51	33.42	33.09	0	*	0.689		
-27.00	0.13	6.77	93.10	66.98	34.16	32.82	0	*	0.682		
-30.00	2.32	50.15	47.53	38.96	28.73	10.23	0	*	0.859		

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

ϕ = Angle of internal friction (degree)
C = Cohesion (kg/cm^2)
Cu = Cohesion Undrained (kg/cm^2)

Gs = Specific Gravity
e = Void ratio
Sr = Degree of saturation (%)

W_c = Water content (%)
n = Porosity (%)
γ_t = Wet density (gr/cc)

γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
γ_d = Dry density (gr/cc)

Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)
Cc = Commpression Index
Cv = Compression of Consolidation (cm^2/sec)
* = Not test

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tavio, ST.MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Wahyu Maya Dewatama
NRP	: 03111940000002
JUDUL TUGAS AKHIR	: STUDI KOMPARASI DESAIN STRUKTUR
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 025260 / IT2.VI.9.1 / PP.05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	15/03 2018	-Preliminari desain balok, kolom, pelat dan tangga. SNI lama dan baru		
	22/03 2018	-Pemulangan pelat dan perencanaan tangga SNI lama dan baru		
	29/03 2018	-Perencanaan struktur sekunder balok anak dan lift. SNI lama dan baru		
	09/04 2018	-Permodelan ETABS dan kontrol SNI 2013		
	20/04 2018	-penambahan memakai SNI 1726-2002 untuk peraturan beton SNI 2847-2002 perbedaan di gaya geser dasar		
	9/5 2018	- cek dimensi balok - cek perlu shear wall - kolom mengecil keatas di coba run		

3/5/2018 - Desain shear wall, penulangan primer SNI 2002

16/5/2018 - Desain penulangan primer 2013

21/5/2018 - ~~Desain~~ Tabel komparasi SNI 2847-2002 dan SNI 2013

Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., Ms
NAMA MAHASISWA	: Wahyu Maya Dewatama
NRP	: 03111440000002
JUDUL TUGAS AKHIR	: Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Pulo Gebang Jakarta Timur Berdasarkan SNI Beton 03-2847-2002
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 025260 /IT 2.VI.4.1 /PP.05.02.00/2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	18/9/2018	Peraturan SNI 2002 pakai gempa yang 1726-2002		
	4/05/2018	cek eksentrisitas pasal SNI Gempa alasan tidak pakai shear wall		
	16/05/2018	eksentrisitas diplot di etab maka pusat masa yg baru.		
	28/05/2018	melanjutkan pemulangan eksentrisitas. kolom diperbaiki		
	5/06/2018	cek balok kolektor shear wall cari perbedaan SNI baru dan lama		

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Senin** tanggal **23 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000002	Wahyu Maya Dewatama	Studi Komparasi Desain Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Timur Berdasar SNI Beton 03-2847-2002 dan SNI 1726 – 2002 dengan SNI Beton 2847:2013 dan SNI 1726:2012

Dengan Hasil :

☐ Lulus Tanpa Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
☑ Lulus Dengan Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- hal 10: tulisan salah (Gaba)
- hal 15: tulisan 120 - 200 ? bs analisa?
- hal 16: tulisan arah tegak? beton?
- Tulisan yg sama & baru dibedakan! 2 gaba!
- Tabel & Gaba Lawsapk lebih dari halaman ke hal !
- Gaba 7.14 & 7.15 → dijelaskan!
- SNI Beton & Geser lama dibandingkan SNI Beton & Geser baru!
  Tabel 0.8 0-9.
  Coh balok kolom dll. sbnya
- Flowchart kurang: → Pembuatan Beban & Pembuatan baru Beban
- SNI Beton 2847:2013 → Pembuatan plat.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	.....
~~Ir. Faimun, MSc. PhD~~ DJOKO IRAWAN	.....

Surabaya, 23 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua)

Prof. Tavio, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS

FORM TAMBAHAN PERBAIKAN/PENYEMPURNAAN
SEMINAR & LISAN TUGAS AKHIR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK - ITS

Nama Mahasiswa : Wahyu Maya Dewi Lestari.

NRP : 03111740000002

Saran/Masukan :

- Mengalami kesulitan perbedaan SNI lama & baru
- Cara beda juga.
- Flowchart.

BIODATA PENULIS

Wahyu Maya Dewatama

Lahir di Gunung Kidul, pada tanggal 7 April 1996, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara pasangan Basuki dan suratini. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD N 2 Baledono Purworejo Jawa Tengah, SMPN 2 Purowrejo, dan SMAN 1 Purworejo. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 3114100002. Selama menempuh studi, penulis aktif berorganisasi himpunan jurusan dalam bidang media informasi dan komunikasi serta aktif dalam Lembaga dakwah jurusanteknik sipil sebagai bendahara umum-. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir "**STUDI KOMPARASI DESAIN GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA TIMUR BERDASAR SNI BETON 03-2847-2002 DAN SNI 1726 – 2002 DENGAN SNI BETON 2847:2013 DAN SNI 1726:2012**".

Narahubung
Email : mayadewatama@gmail.com