TUGAS AKHIR - RC18-4803

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA

MADE SIDHARTA PURNAMA PUTRA
NRP. 03111640000118

Dosen Pembimbing I
Dr. Candra Irawan, ST, MT

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

TUGAS AKHIR – RC-18-4803

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA

MADE SIDHARTA PURNAMA PUTRA
NRP. 03111640000118

Dosen Pembimbing I
Dr. Candra Irawan, ST, MT

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

FINAL PROJECT – RC-18-4803

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE FACULTY OF MEDIC AND HEALTH SCIENCES OF UDAYANA UNIVERSITY BUILDING USING PRESTRESS BEAM SYSTEM ON THE ROOFTOP AND DUAL SYSTEM

MADE SIDHARTA PURNAMA PUTRA
NRP. 03111640000118

Academic Supervisor I
Dr. Candra Irawan, ST, MT

Academic Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA

TUGAS AKHIR

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

Oleh:

MADE SIDHARTA PURNAMA PUTRA
NRP. 031 116 40000 118

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Candra Irawan, ST, MT (Pembimbing I)
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing II)

SURABAYA
AGUSTUS, 2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA

Nama Mahasiswa	**: Made Sidharta Purnama Putra**
NRP	**: 03111640000118**
Departemen	**: Teknik Sipil FTSPK-ITS**
Dosen Pembimbing	**: Dr. Candra Irawan, ST, MT**
	Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana yang terletak di Kota Denpasar, Bali terdiri dari 4 lantai dengan ketinggian total 14,40 m dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Gedung ini akan direncanakan ulang dengan modifikasi penambahan lantai menjadi 14 lantai + 1 basemen yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai serta menggunakan 3 buah balok prategang dengan bentang 23,2 m pada lantai atap yang akan di desain menjadi ruang pertemuan tanpa ada struktur kolom di tengah ruangan sehingga dapat memaksimalkan fungsi dari ruang pertemuan. Gedung ini akan didesain menggunakan Sistem Ganda. Rangka utama didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser didesain sebagai dinding geser beton bertulang khusus karena gedung terletak di Kategori Desain Seismik D. Perencanaan akan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1726:2019, SNI 2847:2019 dan SNI 1727:2013.

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilaksanakan, rangka utama gedung menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing sebesar 25,07% dan 25,89% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Balok prategang pada lantai atap memiliki dimensi 500 mm x 1.200 mm dan gaya prategang awal sebesar

3.000 kN. Kehilangan gaya prategang yang di alami oleh balok sebesar 20,58%. Dinding geser memiliki tebal sebesar 40 cm dengan special boundary element pada ujung-ujung dinding geser tersebut. Pondasi menggunakan tiang pancang diameter 60 cm dengan kedalaman 27 meter.

Kata Kunci: Beton Bertulang, Beton Prategang, Modifikasi, Sistem Ganda.

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE FACULTY OF MEDIC AND HEALTH SCIENCES OF UDAYANA UNIVERSITY BUILDING USING PRESTRESS BEAM SYSTEM ON THE ROOFTOP AND DUAL SYSTEM

Name	**: Made Sidharta Purnama Putra**
NRP	**: 03111640000118**
Departement	**: Teknik Sipil FTSPK-ITS**
Supervisor	**: Dr. Candra Irawan, ST, MT**
	Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrack

The Faculty of Medic and Health Science Udayana University is located in Denpasar, Bali. Its 4-story building was made with a total height of 14.4 meters using a conventional reinforced concrete system. This building will be redesigned with addition up to 14 stories and 1 underground basemen using reinforced concrete and 3 prestressed beams span of 23.2 meters on its rooftop for a meeting room without any column structure in the middle to maximize the function itself. The structure of this building will be designed using a dual system. The mainframe is designed as a Special Moment Frame Structure (SRPMK) and the shear wall will be designed as a special reinforced concrete shear wall due to its characteristic classified as D Seismic Design Category. The planning will follow the structural security requirements based on 1726:2019, SNI 2847:2019, and SNI 1727:2013.

Based on the analytical results that have been done, it was concluded that the mainframe of the building could withstand the lateral X and Y loads which are 23.35% and 25.48% respectively, and could fulfill the requirements of the dual system. The prestressed beams on the rooftop have dimensions of 500 mm x 1,200mm and prestressing force of 3,000 kN. The loss of prestressed force is 20.58%. The thickness of the shearwall is 40 cm with a special boundary element at the ends of the shearwall.

The foundation uses a pile diameter of 60 cm with a depth of 27 meters.

Key Word: Prestressed Concrete, Reinforced Concrete, Modification, Dual System.

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat anugerah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA" ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua orang tua saya, (alm) I Nengah Suarta dan Ni Nyoman Ayu Masmini serta kakak saya, I Gede Agus Brahmantya Narwadi yang selalu ada untuk memberikan doa dan dorongan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Candra Irawan, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberikan banyak arahan dan pengetahuan selama pengerjaan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberikan banyak arahan dan pengetahuan selama pengerjaan Tugas Akhir ini.
4. Dr. Eng Januarti Jaya Ekaputri ST, MT selaku dosen wali yang membantu saya selama masa perkuliahan.
5. Bapak dan Ibu dosen serta staff pengajar Departemen Teknik Sipil FTSPK – ITS.
6. Teman-teman Kontrakan *Bali Brother* yang selalu bisa memberikan semangat dan motivasi untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Teman-teman TPKH-ITS dan Teknik Sipil S-59 serta semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Agustus 2020

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
LEMBAR PENGESAHAN v
ABSTRAK vii
KATA PENGANTAR xi
DAFTAR ISI xiii
DAFTAR GAMBAR xvii
DAFTAR TABEL xxi
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang Masalah 1
1.2 Rumusan Masalah 4
1.3 Tujuan 4
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat 5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Umum 7
2.2 Prinsip Struktur Beton Bertulang 7
2.3 Sistem Struktur Beton Prategang 8
2.4 Prinsip Dasar Struktur Beton Prategang 9
2.5 Tahap Pembebanan Prategang 13
2.6 Balok Prategang Parsial 16
2.7 Kehilangan Gaya Prategang 16
2.8 Sistem Sendi 18
2.9 Sistem Ganda 19
2.10 Perencanaan Basemen 20
2.11 Perencanaan Pondasi 21
BAB III METODOLOGI 23

3.1 Umum 23
3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir 23
3.3 Pengumpulan Data 25
3.4 Studi Literatur 26
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder 27
3.6 Preliminary Design 30
3.7 Pembebanan 31
3.8 Analisa Struktur 41
3.9 Perencanaan Struktur 45
3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom Sendi 63
3.11 Perencanaan Basemen 65
3.12 Perencanaan Pondasi 65
3.13 Gambar 72
BAB IV PRELIMINARY DESIGN 73
4.1 Umum 73
4.2 Data Perencanaan 73
4.3 Pembebanan 74
4.4 Perencanaan Balok 74
4.5 Perencanaan Tebal Plat 77
4.6 Perencanaan Kolom 83
4.7 Perencanaan Dinding Geser 89
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER 91
5.1 Perencanaan Tangga 91
5.2 Perencanaan Pelat 103
5.3 Perencanaan Balok Anak 111
5.4 Perencanaan Balok Lift 116

BAB VI PEMODELAN DAN PEMBEBANAN STRUKTUR 121
6.1 Umum 121
6.2 Permodelan Struktur 121
6.3 Pembebanan 124
6.4 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental 131
6.5 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) 133
6.6 Kontrol Sistem Ganda (Dual System) 136
6.7 Kontrol Partisipasi Massa 137
6.8 Kontrol Simpangan (*Drift*) 138
6.9 Analisa Eksentrisitas 141
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRATEGANG 143
7.1 Umum 143
7.2 Data Perencanaan Beton Prategang 143
7.3 Mencari Lebar Efektif 144
7.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton 144
7.5 Perhitungan Pembebanan 146
7.6 Penentuan Gaya Prategang 146
7.7 Daerah Limit Tendon 162
7.8 Kontrol Lendutan 165
7.9 Kontrol Momen Nominal 166
7.10 Kontrol Momen Retak 172
7.11 Pengangkuran Ujung 173
7.12 Perencanaan Kolom Sendi 174
7.13 Metode Pelaksanaan 177
BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG 179
8.1 Perencanaan Balok Induk 179

8.2 Perencanaan Kolom 199
8.3 Perencanaan Dinding Geser 216
8.4 Hubungan Balok Kolom 222
BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH 227
9.1 Perencanaan Pondasi 227
9.2 Perencanaan Basemen 264
BAB X KESIMPULAN DAN SARAN 271
10.1 Kesimpulan 271
10.2 Saran 274
DAFTAR PUSTAKA 275
LAMPIRAN 277

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Depan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana....2
Gambar 2. 1 Distribusi Tegangan pada Penampang Sebelum Retak....7
Gambar 2. 2 Distribusi Tegangan pada Penampang Retak 8
Gambar 2. 3 Konsep Beton Prategang sebagai Bahan yang Elastis 10
Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas 11
Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang....11
Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang 12
Gambar 2. 7 Konsep Beton Prategang Mencapai Keseimbangan Beban....12
Gambar 2. 8 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-*Grouting* (Jepit) 19
Gambar 3. 1 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir 23
Gambar 3. 2 Lanjutan Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir ..24
Gambar 3. 3 Lebar Efektif Maksimum SNI 2847:2019 30
Gambar 3. 4 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)....34
Gambar 3. 5 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)....35
Gambar 3. 6 Perhitungan simpangan tiap lantai....44
Gambar 3. 7 Daerah Limit kabel 62
Gambar 3. 8 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Sendi (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Sendi 64
Gambar 3. 9 Konfigurasi Spun Pile pada *Pile Cap* 66
Gambar 3. 10 Perhitungan Momen Lentur dan Gaya Geser pada *Pile Cap*....70
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-14....75
Gambar 4. 2 Gambar Denah Pembalokan Lantai Atap 75
Gambar 4. 3 Ilustrasi bentang efektif....79
Gambar 4. 4 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung FK UNUD 80

Gambar 4. 5 Pelat type SA 80
Gambar 5. 1 Ilustrasi Tampak Atas Tangga 92
Gambar 5. 2 Ilustrasi Tampak Samping Tangga 92
Gambar 5. 3 Pembebanan Tangga 94
Gambar 5. 4 Bidang N,D,M Tangga 97
Gambar 5. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A 106
Gambar 5. 6 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana 106
Gambar 5. 7 Denah Lift 117
Gambar 5. 8 Pembebanan Balok Penggantung Lift 118
Gambar 6. 1 Denah Struktur pada Lantai 9 122
Gambar 6. 2 Tampak Struktur dari *Elevation View 3* 123
Gambar 6. 3 Tampak Permodelan 3D 123
Gambar 6. 4 Peta untuk Menentukan Nilai Ss 128
Gambar 6. 5 Peta untuk Menentukan Nilai S_1 128
Gambar 6. 6 Grafik Respon Spektrum Desain 130
Gambar 6. 7 Drift Ijin 140
Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS 149
Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS 150
Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer 151
Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer 152
Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan 153
Gambar 7. 6 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan 153
Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan 159
Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan 160
Gambar 7. 9 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS 160
Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan 161
Gambar 7. 11 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS 161

Gambar 7. 12 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan 162
Gambar 7. 13 Daerah Limit Tendon 164
Gambar 7. 14 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton 167
Gambar 7. 15 Diagram Geser dari ETABS 169
Gambar 7. 16 Diagram Momen Puntir dari ETABS 171
Gambar 7. 17 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-Grouting (Jepit) 175
Gambar 8.1 Diagram Momen dan Geser Tumpuan 180
Gambar 8.2 Diagram Momen dan Geser Lapangan 180
Gambar 8. 3 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column 200
Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK 201
Gambar 8. 5 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1 Arah X .. 204
Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2 Arah X .. 204
Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1 Arah Y .. 206
Gambar 8. 8 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2 Arah Y .. 206
Gambar 8. 9 Penentuan Gaya Geser pada Kolom 210
Gambar 8. 10 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah fs = 1,25 fy 211
Gambar 8. 11 Konfigurasi Penulangan *Shearwall* Pier 1 219
Gambar 8. 12 Diagram Interaksi P-M *Shearwall* Pier 1 Arah X 219
Gambar 8. 13 *Longitudinal Strain* Untuk Menentukan Nilai c . 221
Gambar 8. 14 Luas *Joint* Efektif 223
Gambar 9. 1 Denah Pondasi 227
Gambar 9. 2 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman 231
Gambar 9. 3 Konfigurasi Tiang Pancang P1 235
Gambar 9. 4 Konfigurasi Tiang Pancang P2 237
Gambar 9. 5 Konfigurasi Tiang Pancang P3 238
Gambar 9. 6 Konfigurasi Tiang Pancang P4 239
Gambar 9. 7 Konfigurasi Tiang Pancang P5 240
Gambar 9. 8 Gaya Lateral Tiang Pancang 245
Gambar 9. 9 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah 250
Gambar 9. 10 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang 251

Gambar 9. 11 Momen P3 dari ETABS (M11) 253
Gambar 9. 12 Momen P3 dari ETABS (M22) 255
Gambar 9. 13 Denah *Tie Beam* 257
Gambar 9. 14 Diagram Interaksi P-M 259
Gambar 9. 15 Penulangan Lentur *Tie Beam* 259
Gambar 9. 16 Diagram Interaksi Tiang Pancang Diameter 400 mm 261
Gambar 9. 17 Hasil Penulangan Aplikasi *SpColumn* 262
Gambar 9. 18 Denah Dinding Penahan Tanah 264
Gambar 9. 19 Diagram Tegangan pada Dinding Penahan Tanah 265
Gambar 9. 20 Momen M 11 akibat Tekanan Horizontal Tanah 266
Gambar 9. 21 Momen M 22 akibat Tekanan Horizontal Tanah 266

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal minimum pelat solid satu arah 27
Tabel 3. 2 Tebal minimum pelat dua arah nonprategang SNI 2847:2019 28
Tabel 3. 3 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang bila Lendutan Tidak Dihitung 29
Tabel 3. 4 Klasifikasi Situs 33
Tabel 3. 5 Koefisien situs, Fa 36
Tabel 3. 6 Koefisien situs, Fv 36
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS} 37
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1} 38
Tabel 3. 9 Koefisien *Cu* 43
Tabel 3. 10 Koefisien *Ct* dan *x* 43
Tabel 3. 11 Simpang ijin struktur 44
Tabel 3. 12 Nilai β1 45
Tabel 3. 13 Kasus Av,min Tidak Diperlukan Jika 0,5 ϕ Vc < Vu ≤ ϕ Vc 47
Tabel 3. 14 Koefisien Friksi (μ) dan *Woble* Efect (K) 53
Tabel 3. 15 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik 54
Tabel 3. 16 Nilai Kre dan J 55
Tabel 3. 17 Nilai C 56
Tabel 3. 18 Base Coefficient 68
Tabel 3. 19 Shaft Coefficient β 68
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk 76
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak 76
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang 77
Tabel 4. 4 Rekapitulasi *Preliminary* Desain Pelat Lantai 83
Tabel 4. 5 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 10 – Atap 85
Tabel 4. 6 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 9-5 87
Tabel 4. 7 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 4-1 88
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Tangga 102
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai Kelas 110

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap 110
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen 111
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Mu dan Vu pada Balok Anak 111
Tabel 5. 6 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak 116
Tabel 6. 1 Rekap Pembebanan Gravitasi..... 125
Tabel 6. 2 Output Base Reactions ETABS..... 126
Tabel 6. 3 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs..... 126
Tabel 6. 4 Parameter Percepatan Spektral Desain Denpasar Situs Tanah SE 129
Tabel 6. 5 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain..... 129
Tabel 6. 6 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung 131
Tabel 6. 7 Modal Periode dan Frekuensi..... 132
Tabel 6. 8 Berat Efektif Struktur 134
Tabel 6. 9 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y 134
Tabel 6. 10 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Koreksi 135
Tabel 6. 11 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Y 136
Tabel 6. 12 Modal Partisipasi Massa..... 137
Tabel 6. 13 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis..... 138
Tabel 6. 14 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin 138
Tabel 6. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X 139
Tabel 6. 16 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y 140
Tabel 6. 17 Eksentrisitas Aktual dan Tak Terduga 141
Tabel 6. 18 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai 142
Tabel 7. 1 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang 158
Tabel 7. 2 Hasil Perhitungan Limit Kabel..... 163
Tabel 7. 3 Perhitungan Layout Tendon 164
Tabel 7. 4 Hasil Iterasi c di Lapangan..... 167
Tabel 7. 5 Hasil Iterasi c di Tumpuan 168
Tabel 8. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk..... 179
Tabel 8. 2 Hasil Analisa Struktur pada BI1..... 180
Tabel 8. 3 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk Lantai 1-14 197

Tabel 8. 4 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk Lantai 1-14 198
Tabel 8. 5 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk Lantai Atap 198
Tabel 8. 6 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk Atap 198
Arah X 204
Tabel 8. 7 øMnx Kolom Lantai 1 Arah X 205
Tabel 8. 8 øMnx Kolom Lantai 2 Arah X 205
Arah Y 206
Tabel 8. 9 øMny kolom lantai 1 Arah Y 207
Tabel 8. 10 øMny kolom lantai 2 Arah Y 207
Tabel 8. 11 Output Program Sp Column, Ujung Bawah dan Atas Kolom Lt.1 212
Tabel 8. 12 Rekap Penulangan Longitudinal dan Panjang Lewatan 215
Tabel 8. 13 Rekap Penulangan Transversal 216
Tabel 8. 14 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan *Shearwall* 222
Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 1 – 30 m 230
Tabel 9. 2 Beban pada Pondasi Tipe 1 (P1) 232
Tabel 9. 3 Beban pada Pondasi Tipe 2 (P2) 232
Tabel 9. 4 Beban pada Pondasi Tipe 3 (P3) 233
Tabel 9. 5 Beban pada Pondasi Tipe 4A (P4A) 233
Tabel 9. 6 Beban pada Pondasi Tipe 4B (P4B) 234
Tabel 9. 7 Beban pada Pondasi Tipe 5 (P5) 234
Tabel 9. 8 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P1 236
Tabel 9. 9 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P2 237
Tabel 9. 10 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P3 238
Tabel 9. 11 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P4A 239
Tabel 9. 12 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P4B 240
Tabel 9. 13 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P5 241
Tabel 9. 14 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P1 242
Tabel 9. 15 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P2 242
Tabel 9. 16 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P3 243
Tabel 9. 17 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P4A 243
Tabel 9. 18 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P4B 244

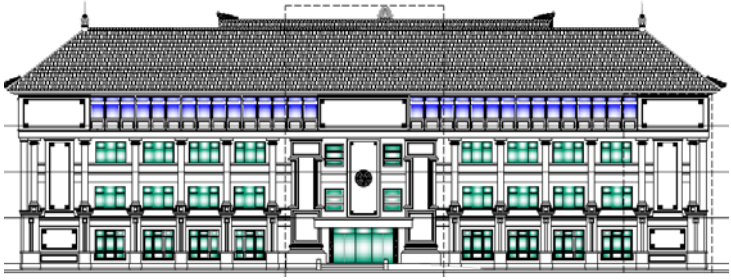
Tabel 9. 19 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P5.....244
Tabel 9. 20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P1 246
Tabel 9. 21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P2 247
Tabel 9. 22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P3 247
Tabel 9. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P4A 248
Tabel 9. 24 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P4B 248
Tabel 9. 25 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P5 249
Tabel 9. 26 Rekapitulasi Kontrol Geser Ponds 253
Tabel 9. 27 Rekapitulasi Penulangan *Pile Cap* 257

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Kampus adalah sebuah kompleks atau daerah tertutup yang merupakan kumpulan dari gedung-gedung sebuah perguruan tinggi. Seiring perkembangan pendidikan di Indonesia, pembangunan infrastruktur kampus semakin pesat guna menunjang kebutuhan akademik mahasiswa. Pesatnya pembangunan infrastruktur kampus menyebabkan semakin berkurangnya jumlah lahan kampus yang tersedia sehingga pembangunan infrastruktur kampus arah vertikal menjadi solusi untuk mengurangi penggunaan lahan. Salah satu bentuk infrastruktur kampus adalah gedung kuliah Fakultas.

Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana yang terletak di Kota Denpasar, Bali terdiri dari 4 lantai dengan ketinggian total 14,40 meter. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Pada gedung ini dibutuhkan sebuah fasilitas penunjang yaitu sebuah ruangan khusus untuk menyelenggarakan kegiatan seminar ataupun acara-acara formal lainnya. Ruangan tersebut harus memiliki pandangan yang luas dan nyaman tanpa terhalang kolom bangunan di tengah ruangan sehingga memaksimalkan fungsi ruangan dan menambah nilai estetika. Pada Tugas Akhir ini, akan direncanakan ulang gedung serupa dengan modifikasi penambahan lantai menjadi 14 lantai + 1 basemen yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai serta menggunakan 3 buah balok beton prategang pada lantai atap yang akan di desain menjadi ruang pertemuan dengan dimensi 23,2m x 19 m.



Gambar 1. 1 Tampak Depan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana
(Sumber: PT Trijaya Nasional)

Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan tekan yang tinggi, tetapi kekuatan tariknya relatif rendah. Sedangkan baja adalah suatu material yang mempunyai kekuatan tarik yang sangat tinggi. Dengan mengkombinasikan beton dan baja sebagai bahan struktur maka tegangan telah dipikulkan kepada beton sementara tegangan tarik dipikulkan kepada baja. Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang konvensional tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi retak-retak di daerah yang mempunyai tegangan lentur tinggi. Keretakan ini memungkinkan masuknya pengaruh korosif yang akan merusak tulangan dan membahayakan struktur.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Ables dan Bardhah, 1976). Kemampuan beton dalam menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Sehingga, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin & Burns, 1988).

Beton prategang digunakan agar bangunan dengan ruangan yang cukup besar tidak harus menggunakan kolom yang banyak. Sistem prategang akan membuat fungsi gedung semakin efektif,

terlebih gedung ini memiliki beberapa fungsi sekaligus, sehingga gedung akan memiliki fungsi ruang yang semakin besar. Keuntungan beton prategang dibandingkan beton bertulang yaitu (Guna, 2012):

1. Penggunaan prategang efisien karena dimensi penampang struktur akan lebih kecil atau langsing, sebab seluruh luas penampang dipergunakan secara efektif,
2. Karena terbentuknya lawan lendut akibat gaya prategang sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhir setelah beban rencana bekerja, akan lebih kecil dari pada beton bertulang biasa, sehingga cocok untuk bentang yang panjang,
3. Kelebihan geser dan puntirnya bertambah dengan adanya penegangan,
4. Pada penampang yang diberi penegangan, tegangan tarik dapat dieleminasi karena besarnya gaya tekan disesuaikan dengan beban yang akan diterima.

Mengingat wilayah Indonesia termasuk ke dalam kawasan *ring of fire* dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa bumi. Sehingga pembangunan gedung yang ke arah vertikal ini harus memenuhi standar gedung yang tahan gempa. Dalam Tugas Akhir ini perancangan gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana menggunakan sistem ganda. Sistem ganda adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul bersama oleh rangka utama sedangkan beban lateralnya dipikul Bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser. Untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya (Tavio & Kusuma, 2009).

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 2847-2019 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 1726-2019 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 1727-2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan tentang desain balok prategang yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari modifikasi perencanaan gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana ini adalah:

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana sesuai struktur yang baru hasil modifikasi?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana setelah adanya modifikasi struktur?
3. Bagaimana model dan analisa struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder Gedung Fakultas Kedokteran

Universitas Udayana sesuai struktur yang baru hasil modifikasi.

2. Menghitung pembebanan pada struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana setelah adanya modifikasi struktur.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS
4. Merencanakan beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur.
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan.
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari modifikasi perencanaan struktur gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana ini adalah:

1. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS/SAP2000.
2. Tidak meninjau manajemen konstruksi dan menghitung rancangan biaya.
3. Hanya meninjau metode pelaksanaan yang berkaitan dengan perhitungan struktur.
4. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, *plumbing, mechanical*, instalasi listrik, dan *finishing*.

1.5 Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana, sehingga lebih efisien dan ekonomis.

2. Memahami aplikasi dari penggunaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan.
3. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

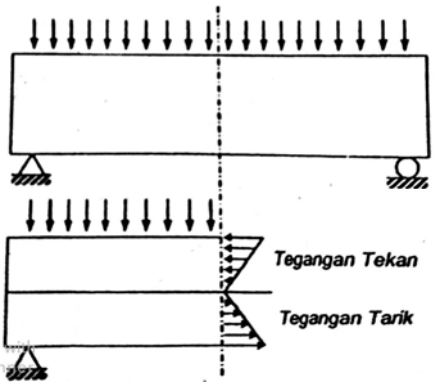
2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas dasar teori dari beberapa jurnal mengenai perancangan modifikasi struktur gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana. Dalam perancangan modifikasi struktur ini diperlukan tinjauan khusus terhadap perancangan struktur dengan beton prategang dan sistem ganda.

2.2 Prinsip Struktur Beton Bertulang

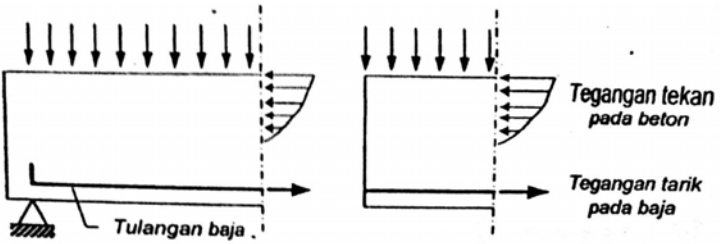
Beton merupakan material yang kuat dalam menahan tekan, namun lemah menahan tarik. Oleh karena itu, beton dapat mengalami retak jika beban yang dipikulnya menimbulkan tegangan tarik yang melebihi kuat tarik maksimal.

Papa struktur balok beton tanpa tulangan yang tergambar di bawah ini. Momen yang timbul akibat beban luar pada dasarnya ditahan oleh kopel gaya dalam tarik dan tekan. Balok tersebut dapat runtuh secara tiba-tiba dan total jika retak terbentuk pada zona tarik penampang (Gambar 2.1).



Gambar 2. 1 Distribusi Tegangan pada Penampang Sebelum Retak

Pada balok bertulang, tulangan baja ditahan di dalam beton sedemikian rupa sehingga gaya tarik yang dibutuhkan untuk menahan momen pada penampang retak dapat dikembangkan pada tulangan baja (Gambar 2.2).



Gambar 2. 2 Distribusi Tegangan pada Penampang Retak

Jadi dapat dikatakan di sini bahwa untuk mengatasi kelemahan beton dalam menahan tarik maka ditambahkan tulangan baja pada bagian penampang balok beton yang berpotensi mengalami tarik saat menahan beban. (Iswandi Imran dan Ediansjah Zulfikli, 2014)

2.3 Sistem Struktur Beton Prategang

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Ables dan Bardhah, 1976). Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 1996).

Desain struktur beton prategang melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada masing-masing anggota struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon dalam struktur biasanya ditentukan

dari persyaratan kemampuan dari struktur tersebut. Agar persyaratan terpenuhi, perkiraan yang cukup akurat tentang besarnya gaya prategang diperlukan. Hal ini memerlukan prosedur yang andal untuk penentuan kehilangan langsung dan kehilangan akibat waktu dari gaya prategang yang berada pada kondisi transfer dan layan, dimana kedua kondisi tersebut merupakan dua tahap penting dalam rancangan beton prategang. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

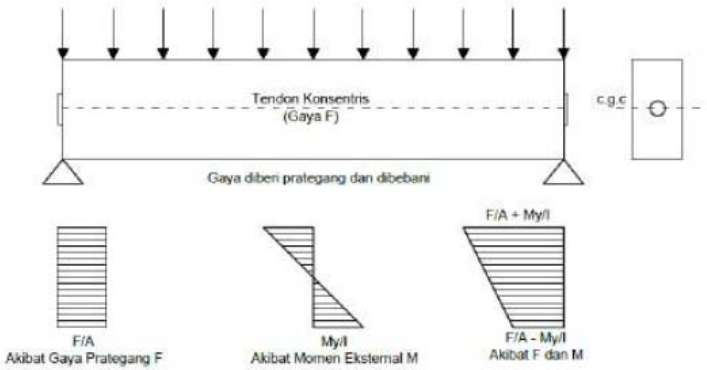
Tiga kondisi batas layan yang paling umum adalah pemeriksaan pada baja tarikan prategang dan tegangan tekan beton, kontrol retak dan deformasi. Rasio bentang dan besar prategang mengatur parameter untuk kontrol deformasi. Kebanyakan standar desain memberlakukan balok beton prategang dalam kelas yang berbeda yang biasanya didasarkan pada tingkat tegangan lentur yang diijinkan untuk kontrol retak efektif. Namun, pembatasan tegangan adalah faktor fundamental yang menentukan kemampuan struktural beton prategang. Batas yang dikenakan pada tegangan beton untuk menghindari retak longitudinal dan membatasi deformasi rangkak. Juga, batas ditetapkan untuk tegangan efektif dalam tendon setelah kehilangan yang diijinkan untuk mencegah tegangan pada baja prategang berada di bawah kemampuan yang dapat menyebabkan deformasi tendon yang tidak elastis. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya prategang eksentrik. (Adewuyi dan Franklin, 2011).

2.4 Prinsip Dasar Struktur Beton Prategang

Terdapat prinsip-prinsip dasar pada beton prategang yang perlu diketahui yaitu sebagai berikut.

2.4.1 Sistem Prategang untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.

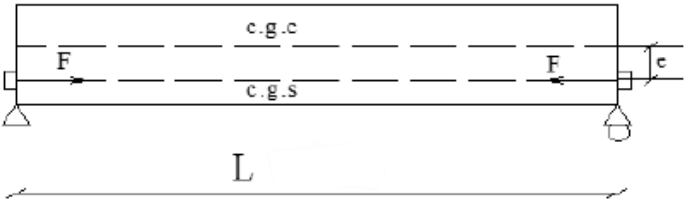
Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.3).



Gambar 2. 3 Konsep Beton Prategang sebagai Bahan yang Elastis *(Lin and Burns, 2000)*

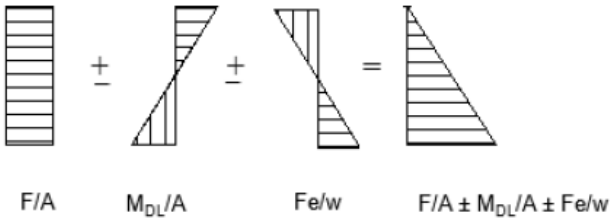
Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya F yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar F/A, dimana A adalah luas penampang. Akibat dari beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut :

Agar kemampuan beton prategang meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, gambar 2.4**.**



Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas

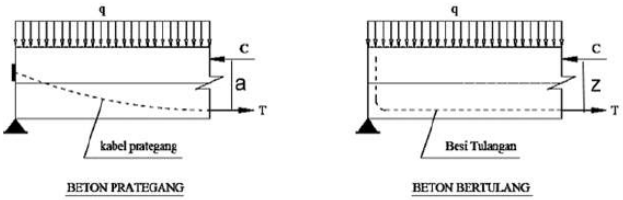
Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar F.e/W dimana e merupakan eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y) (Gambar 2.5).



Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang

2.4.2 Sistem Prategang untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.6).

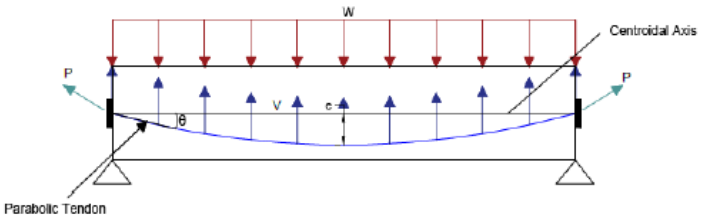


Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang

Pada beton prategang, baja pategang ditarik dengan gaya prategang (T) yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. M dalam = C x a (beton prategang).

Pada beton bertulang biasa, tulangan akan menahan gaya tarik (T) akibat beban luar, yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai C=T dan Mmax= Mdalam, dimana nilai Mdalam = C x Z (beton bertulang).

2.4.3 Sistem Prategang untuk Mencapai Kesetimbangan Beban



Gambar 2. 7 Konsep Beton Prategang Mencapai Keseimbangan Beban

Pada Gambar 2.7 menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang. Pada desain beton prategang, pengaruh prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan

mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang (P) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang terdistribusi secara merata ke arah atas. Beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

2.5 Tahap Pembebanan Prategang

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapan pembebanan (Sulendra dan Tatong, 2011)

2.5.1 Tahap Awal

Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini selanjutnya dapat dibagi dalam beberapa tahap, beberapa diantaranya tidak penting oleh karenanya dapat diabaikan pada desain-desain tertentu.

a. Sebelum diberi Gaya Prategang

   Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban, oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

b. Pada saat diberi Gaya Prategang

   Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

c. Pada saat Peralihan Gaya Prategang

   Untuk komponen-komponen pratarik, peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pasca-tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

Pada struktur pratarik, sebelum gaya prategang ditransfer ke beton, gaya prategang awal mengendur menjadi gaya prategang pada saat transfer. Setelah beton mengeras, beton dan tendon saling mengikat. Gaya prategang saat transfer dianggap sebagai tegangan residual dan ditaransformasikan menjadi gaya nodal, dan kemudian gaya nodal diaplikasikan pada struktur dengan beberapa langkah. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

Pada struktur pascatarik, gaya prategang ditransfer dengan sebuah operasi tegangan. Desain gaya tarik diaplikasikan di ujung tendon secara bertahap dan kehilangan akibat friksi dan perpendekan elastis beton dihitung bersamaan. Setelah gaya prategang ditransfer, tendon akan bonded dan unbounded tendon. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

d. Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

2.5.2 Tahap Antara (intermediate)

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan. Hal ini terjadi hanya pada komponen - komponen struktur pracetak bila diangkut ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponenkomponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

2.5.3 Tahap Akhir

Ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada

setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban regangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

a. Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

   Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen sturktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkak akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

b. Beban Kerja

   Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

c. Beban Retak

   Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

d. Beban Batas

   Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekutan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

2.6 Balok Prategang Parsial

Balok beton prategang parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok prategang parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok prategang penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem prategang penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban lentur diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil, sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih,2008).

2.7 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang dapat menurunkan gaya prategang menjadi nilai yang lebih rendah, sehingga beban yang dipikul balok prategang menjadi lebih rendah pula. Selisih antara gaya prategang akhir dengan gaya prategang awal dinamakan kehilangan prategang.

Kehilangan prategang dapat terjadi secara langsung dan jangka panjang. Kehilangan prategang secara langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh :

a. Perpendekan elastis beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja.(T.Y Lin,2000)

b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon, hal ini terjadi pada beton prategang dengan *system post-tension.*

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang dipasang melengkung ada gesekan antara *system* penarik (*jacking*) dan angkur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wobble) dan kelengkungan tendon.

c. Kehilangan akibat slip angkur

Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengangkuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke angkur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengangkuran berkisar 2.5 mm.(T.Y Lin, 2000)

Sedangkan kehilangan jangka panjang adalah kehilangan gaya prategang yang dipengaruhi oleh faktor waktu. kehilangan prategang jangka panjang disebabkan oleh :

a. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkak dari beton merupakan salah satu kehilangan gaya prategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkak pada beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisi bonded tendon dan unbounded tendon. (T.Y Lin,2000)

b. Kehilangan gaya prategang akibat susut.

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang. (T.Y Lin,2000)

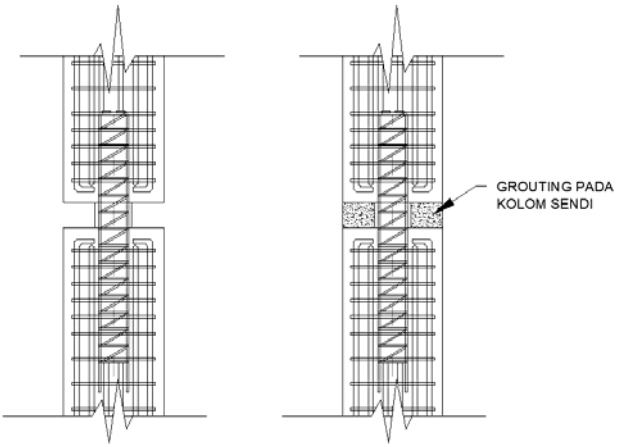
c. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang

Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (T.Y Lin,2000).

Selain itu penggurangan gaya prategang yang terjadi cukup besar akibat adanya kekangan dari kolom (portal). Semakin besar kekakuan kolom semakin besar juga reduksi gaya prategangnya (Triwiyono, 1998).

2.8 Sistem Sendi

Sebagai upaya mengeliminasi tahanan terhadap gerakan horizontal, maka dasar kolom dapat didesain dengan sendi, sehingga kekakuan lentur relative kolom tidak akan mempengaruhi efektifitas *post tension*. Desain sendi sementara (*temporary hinge*) dapat dilihat pada gambar 2.8 Sendi bagian bawah kolom, seperti yang ditunjukkan gambar 2.8.(a), akan secara praktis mengeliminasi tahanan terhadap gerakan dalam kolom. Kalau sebuah sendi tidak diinginkan, kelanjutan dapat dibangun kembali seperti gambar 2.8.(b), setelah rangkak telah terjadi, katakan saja setelah 6 bulan. Penambahan bahan *grouting* ke dalam dasar kolom akan merubah sifatnya menjadi jepit. (Fintel dan Ghosh, 1978)



Gambar 2. 8 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-*Grouting* (Jepit)

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi sampai dirubah menjadi jepit mampu menahan beban konstruksi yang terjadi. Pembuatannya menggunakan system penulangan spiral dimana spiral berguna didalam meningkatkan daktilitas atau toughness suatu komponen struktur sehingga biasanya wajib digunakan di daerah-daerah dengan resiko gempa bumi yang tinggi. (Nawy, 2000)

2.9 Sistem Ganda

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 03-1726-2019 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya

gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio & Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada dasarnya terdiri dari :

1. Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
2. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing *(bracing)* dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
3. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser. Untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Ganda, rangka utama dan dinding struktur harus didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) (Purwono, 2005).

2.10 Perencanaan Basemen

Pada sistem ini, struktur basemen dilakukan setelah seluruh pekerjaan galian telah mencapai galian elevasi rencana (sistem konvensional). Pelat basemen paling bawah dicor terlebih dahulu sehingga menjadi raft foundation dengan menggunakan

metode papan catur, kemudian basemen diselesaikan dari bawah ke atas, dengan menggunakan scaffolding. Kolom, balok dan slab dicor ditempat (cast in place). Pada sistem ini galian tanah dapat berupa open cut dan struktur dinding penahan tanahnya bisa sementara maupun permanen dengan perkuatan ground anchor (Kajewski, 1994).

Kekurangan metode konstruksi bottom-up ini diantaranya adalah (Ho Steven, 2014):

a. Transportasi vertikal membutuhkan lahan yang luasnya sebanding dengan kedalamannya.
b. Pelaksanaan dewatering perlu lebih intensif.
c. Penggunaan konstruksi sementara sangat banyak.
d. Hampir dapat dipastikan diperlukan ground anchor.
e. Waste material tiang pancang pada saat penggalian.
f. Tidak memungkinkan pelaksanaan dengan super struktural secara efisien.

Sedangkan kelebihan metode konstruksi bottom-up ini diantaranya sebagai berikut (Ho Steven, 2014):

a. Sumber daya manusia yang terlatih sudah banyak memadai.
b. Peralatan yang digunakan adalah peralatan yang umum digunakan misalnya: *backhoe, shovel loader* dan lainnya, tidak diperlukan peralatan khusus.
c. Tidak memerlukan teknologi yang tinggi.
d. Teknik pengendalian pelaksanaan konstruksi sudah dikuasai karena sudah banyak proyek bangunan basemen yang sudah dikerjakan sehingga pengalaman dan contoh cukup mendukung (*project documentation*).

2.11 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan salah satu bagian struktural pada bangunan. Pondasi berfungsi untuk menahan beban-beban yang disalurkan oleh kolom dan menjaga agar bangunan tetap berdiri tegak. Tiang pancang dikategorikan sebagai displacement pile di mana di dalam pelaksanaannya, tiang mendesak tanah di sekitarnya

sehingga daya dukung pondasi sangat dipengaruhi oleh tegangan lateral yang bekerja di sekeliling tiang termasuk bagian ujung pondasi. Tiang pancang beton memiliki berbagai macam variasi pembuatan. Salah satu cara pembuatan tiang pancang beton adalah dengan cara diputar. Tiang pancang seperti ini disebut dengan spun pile. Spun pile sendiri memiliki kekuatan yang cukup tinggi. Di Indonesia, sebagian besar spun pile yang ada di pasaran memiliki kekuatan K600. Kualitas dari spun pile cukup tinggi karena quality control yang baik. Spun pile dibuat di pabrik sehingga material-material penyusun spun pile juga dapat dijaga kualitasnya. Pemancangan spun pile juga sangat fleksibel. Spun pile dapat dimasukkan ke dalam tanah dengan berbagai cara. (Widjaja, 2006).

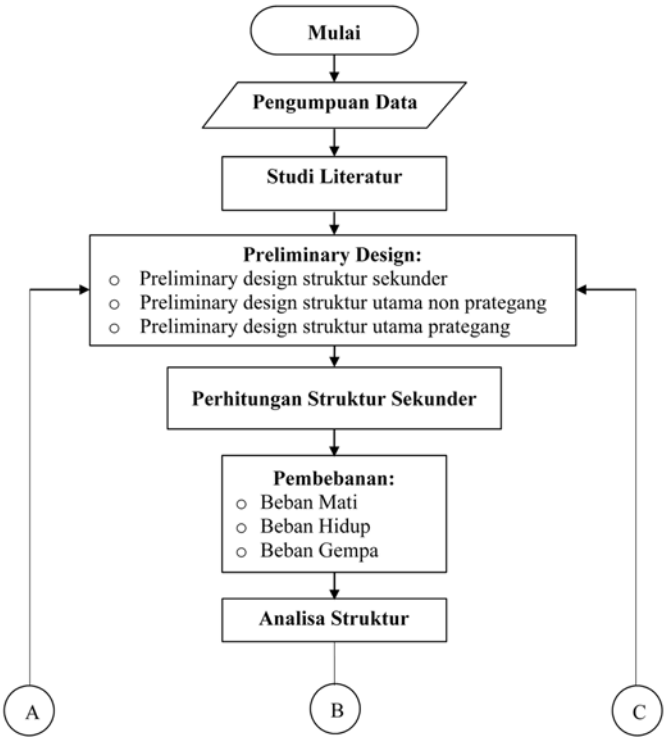
BAB III
METODOLOGI

3.1 Umum

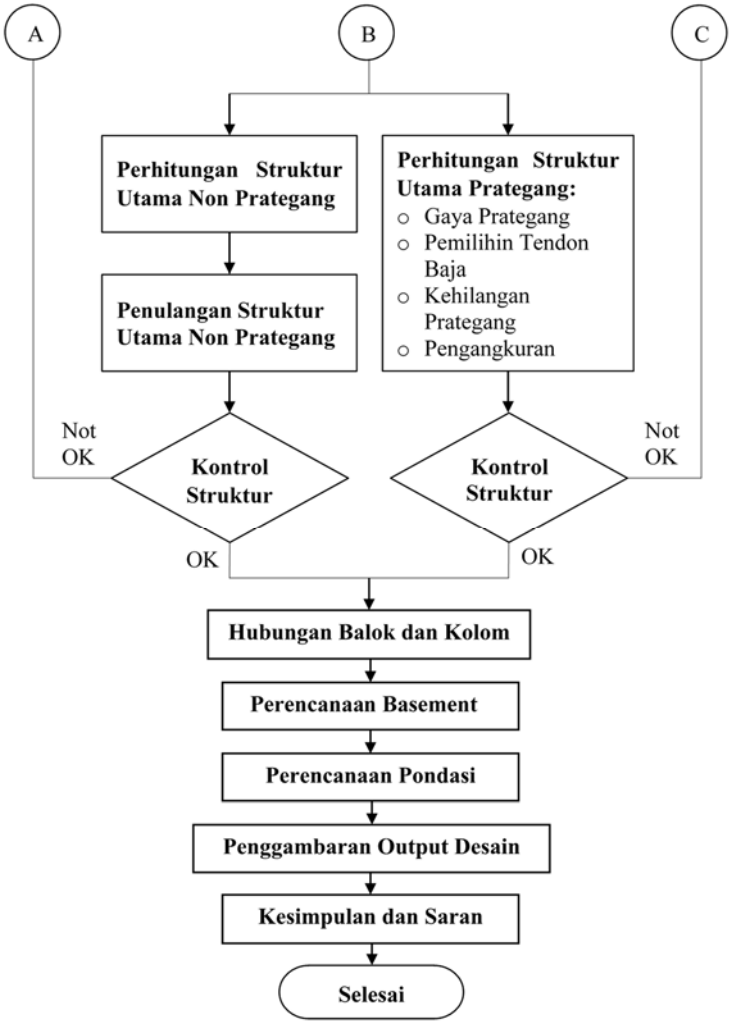
Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir

Urutan penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :



Gambar 3. 1 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir



Gambar 3. 2 Lanjutan Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

1. Data Umum
   - Nama gedung : Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana
   - Lokasi : Jalan P.B Sudirman, Denpasar, Bali
   - Fungsi : Gedung Kampus
   - Jumlah lantai : 4
   - Tinggi bangunan : ± 14,40 m
   - Tinggi tiap lantai :
     Lantai 1-4 : 3,6 m
   - Total luas area : ± 1281 m^2
   - Struktur utama : Struktur beton bertulang

2. Data Bahan:
   - Kekuatan tekan beton (fc') : 35 MPa
   - Tegangan leleh baja (fy) : 400 MPa
   - Data Tanah : (Lampiran)

3. Data Gambar
   - Gambar Struktur : (Lampiran)
   - Gambar arsitektur : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut:

1. Data Umum Bangunan
   - Nama gedung : Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana
   - Lokasi : Jalan P.B Sudirman, Denpasar, Bali
   - Fungsi : Gedung Kampus
   - Jumlah lantai : 14 + 1 basemen
   - Tinggi bangunan : ± 56,2 m

- Tinggi tiap lantai :
  Basemen : 4 m
  Lantai 1 : 4 m
  Lantai 2-13 : 3,6 m
  Lantai 14 : 5 m
- Total luas area : ± 1281 m^2
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Struktur atap : Struktur beton prategang

2. Data Bahan:
   - Kekuatan tekan beton (f'c) : 40 MPa dan 45 MPa
   - Tegangan leleh baja (fy) : 400 MPa
   - Data Tanah : (Lampiran)

3. Data Gambar:
   - Gambar Struktur : (Lampiran)
   - Gambar arsitektur : (Lampiran)

3.4 Studi Literatur

Studi literatur menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton prategang dan struktur gedung secara umum yang dapat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya:

1. SNI 2847:2019 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2019 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
4. ACI 2008 (*American Concrete Institute*) khusus untuk pendetailan beton prategang.
5. Beton Prategang edisi ketiga (Lin, 1996).

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

3.5.1 Perencanaan Pelat

1. Perencanaan Dimensi Pelat

a. Pelat Satu arah

- Ketebalan pelat solid minimum untuk momen satu arah non prategang ditentukan sebagai berdasar tabel 7.3.1.1 pada SNI 2847:2019

Tabel 3. 1 Tebal minimum pelat solid satu arah

Kondisi perlekatan	**minimum *h***
Perlekatan sederhana	*l*/20
Menerus satu sisi	*l*/24
Menerus dua sisi	*l*/28
Kantilever	*l*/10

Apabila kuat tarik leleh baja fy lebih dari 420 MPa, persamaan dari tabel diatas harus dikalikan dengan (0,4 + fy / 700)

- Berdasar pasal 7.3.3.1 pada SNI 2847:2019, batas regangan tulangan pada pelat non prategang, ε_t sekurang-kurangnya 0,004

b. Pelat Dua arah

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.2, antara lain:

1) Untuk α_{fm} sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Tebal minimum pelat dua arah nonprategang SNI 2847:2019

fy, MPa	Tanpa *drop panel*			Dengan *drop panel*		
	Panel eksterior		Panel Interior	Panel eksterior		Panel Interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
280	*ln*/33	*ln*/36	*ln*/36	*ln*/36	*ln*/40	*ln*/40
420	*ln*/30	*ln*/33	*ln*/33	*ln*/33	*ln*/36	*ln*/36
520	*ln*/28	*ln*/31	*ln*/31	*ln*/31	*ln*/34	*ln*/34

ln adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

2) Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0.2)} \quad (3.1)$$

(SNI 2847-2019)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

3) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta} \quad (3.2)$$

(SNI 2847:2019)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga

Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut:

$60 \leq (2t + i) \leq 65$ (3.4)

$25^o \leq \alpha \leq 40^o$ (3.5)

dimana:

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

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

3.5.3 Perencanaan Balok Lift

Metode perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan balok lift merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan katrol lift balok penggantung. Ruang landasan diberi kelonggaran (*lift pit*) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan. Selain itu, *lift pit* ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Asumsi pembebanan balok lift mengacu pada brosur.

3.5.4 Perencanaan Balok Anak

1. Perencanaan dimensi balok anak

Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1

a. Perencanaan Tinggi Balok Anak

Perencanaan tinggi balok menggunakan **Tabel 3.3**

Tabel 3. 3 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang bila Lendutan Tidak Dihitung

Kondisi perlekatan	**Minimum *h***
Perlekatan sederhana	*l*/16
Menerus satu sisi	*l*/18,5
Menerus dua sisi	*l*/21
Kantilever	*l*/8

(SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1)

b. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \text{ x } h \qquad (3.6)$$

2. Penulangan Balok Anak

Cara perhitungan penulangan balok anak sama dengan penulangan balok induk.

3.6 Preliminary Design

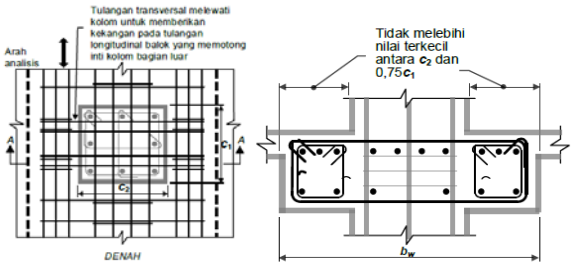
Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019, yang berupa:

3.6.1 Preliminary Desain Struktur Beton Bertulang

1. Perencanaan Dimensi Balok Induk

Menurut SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.2 balok harus memenuhi persyaratan berikut.

a. Bentang bersih l_n harus minimal 4d
b. Lebar penampang bw, harus sekurangnya nilai terkecil dari 0,3h dan 250 mm
c. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0{,}75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.



Gambar 3. 3 Lebar Efektif Maksimum SNI 2847:2019

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1. Perencanaan tinggi balok mengikuti Tabel 3.3 dan perencanaan lebar balok mengikuti persamaan 3.6.

2. Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian kalikan dengan faktor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus:

$$A = \frac{W}{\phi \; x \; f'c} \qquad (3.7)$$

(SNI 2847:2019 pasal 10.5.1)

dimana:

A = Luas kolom rencana
W = Beban total terfaktor
f'c = Mutu beton (MPa)
ϕ = 0,5 (faktor reduksi)

3.6.2 Preliminary Desain Struktur Beton Prategang

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847:2019. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.2. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok pada Tabel 3.3.

3.7 Pembebanan

Penggunanan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 antara lain:

3.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

3.7.2 Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban

hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013 Pasal 4.1)

3.7.3 Beban Gempa

Menurut SNI 1726:2019, terdapat 2 metode analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan analisa respon spectrum untuk mendapatkan nilai gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat.

1. **Menentukan Kelas Situs**

   SNI 1726:2019 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2019 pasal 5.4.2 persamaan (2).

Tabel 3. 4 Klasifikasi Situs

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

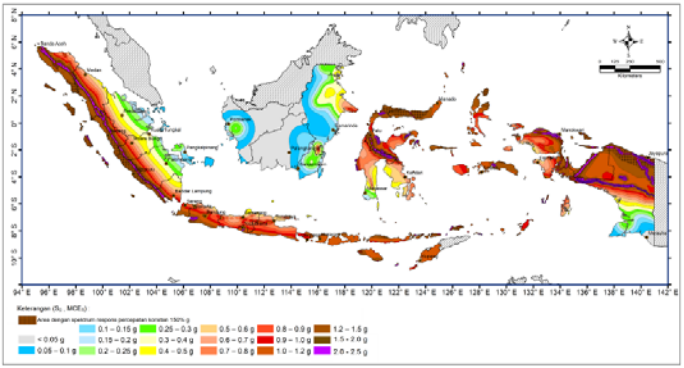
(Tabel 5 SNI 1726:2019)

2. Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Sesuai Tabel 1 SNI 1726-2019, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan Ie menurut Tabel 2 SNI 1726-2019. Faktor keutamaan gempa bergantung pada kategori resiko bangunan mengikuti Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

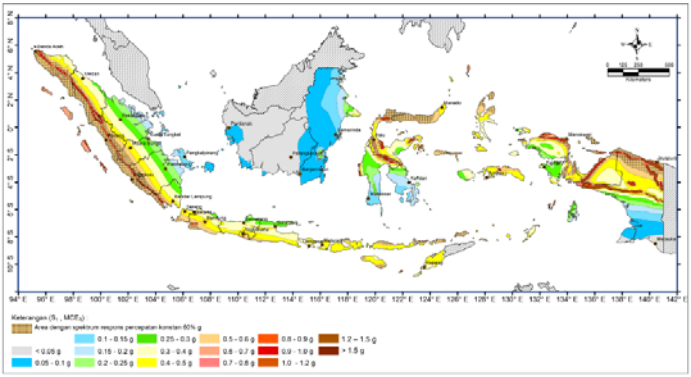
3. Menentukan Nilai Ss dan S1

Ss adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2019). Nilai Ss diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.4.



Gambar 3. 4 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)
(SNI 1726-2019, Gambar 15)

S_1 adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2019). Nilai S_1 diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.5.



Gambar 3. 5 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)
(SNI 1726-2019, Gambar 16)

4. Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi sesmik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (Fv). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai Ss, sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (Fv) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai S_1. Nilai Fa dan F1 ditentukan oleh Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Koefisien situs, Fa

Kelas Situs	**Parameter respon spektral percepatan gempa ($MCE_{R)}$ terpetakan pada perioda pedek, T = 0,2 detik, S_s**				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S=0,75$	$S_S=1,0$	$S_S \geq 1,25$
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]				

(SNI 1726-2019, Tabel 6)

Tabel 3. 6 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=1 detik, S_S**				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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[a]				

(SNI 1726-2019, Tabel 7)

Catatan:

1. Untuk nilai-nilai antara Ss dapat dilakukan interpolasi linier
2. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik

5. Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$S_{MS} = Fa\ S_S$ (3.8)

$S_{M1} = Fv\ S_1$ (3.9)

6. Menghitung Nilai S_{D1} dan S_{DS}

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, SD1 harus ditentukan melalui persamaan berikut: (SNI 1726:2019 pasal 6.3)

$$SDS = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.10)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.11)$$

7. Menentukan Kategori Desain Seismik (K_{DS})

Dari nilai S_{DS}, S_{D1} dan ketegori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua K_{DS} tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}

Nilai S_{DS}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq S_{DS} < 0{,}5$	C	D
$0{,}5 \leq S_{DS}$	D	D

(SNI 1726-2019, Tabel 8)

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	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

(SNI 1726-2019, Tabel 9)

8. Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi letur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokan sebagai berikut:

a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB); Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI beton pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memilik tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga

memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E atau F.

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726-2019 Pasal 7.2.2.

9. Menghitung Koefisien Respon Seismik

Koefisien respons seismik, Cs harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.12)$$

dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spekturm respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

Ie = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai Cs yang dihitung ≤ dari :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.13)$$

dan Cs ≥ dari :

$$Cs = 0{,}044.S_{DS}.I_e > 0{,}01 \quad (3.14)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka Cs harus tidak kurang dari :

$$Cs = \frac{0.5\ S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.15)$$

dimana :

S_{D1}= parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

10. Menghitung Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkiran terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismic efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);
- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m^2;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

11. Menghitung Distribusi Gaya Vertikal

Gaya gempa lateral (Fx), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan:

$$F_x = C_{vx.}V \quad (3.16)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_{x.}h_x^k}{\sum_{i=l}^{n} W_i h_i^k} \quad (3.17)$$

dimana:

Cvx = faktor distribusi vertikal

V	=	gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)
wi dan wx	=	bagian berat seismik efektif total struktur 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 -2,5 k=2, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

3.7.4 Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.2.1 sehingga:

a. U = 1,4 D
b. U = 1,2 D +1,6 L
c. U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E
d. U = 1,0 D + 1,0 L
e. U = 0,9 D ± 1,0 E

dimana:

U = beban ultimate
D = beban mati
L = beban hidup
E = beban gempa

3.8 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program bantu untuk mendapatkan reaksi-reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur. Model harus memenuhi beberapa kriteria dibawah agar

gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu, hal ini dilakukan agar mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut:

1. Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1)

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.

2. Kontrol Perioda Fundamental Struktur (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2)

Perioda fundamental struktur, *T*, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamentak struktur, *T*, tidak boleh melebihi hasil koesien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (*Cu*) dari Tabel 17 dan periodan fundamental pendekatan, *Ta*, yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternative pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, *T*, diijinkan ssecara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, *Ta*, yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$$Ta = Ct \times hn^{x} \qquad (3.18)$$

dimana:

hn = ketinggian struktur (m)
Ct = koefisien yang ditentukan dari Tabel 3.9
x = koefisien yang ditentukan dari Tabel 3.9

Tabel 3. 9 Koefisien *Cu*

Parameter percepatan respons spectral desain 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

(SNI 1726:2019, Tabel 17)

Tabel 3. 10 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

(SNI 1726:2019, Tabel 18)

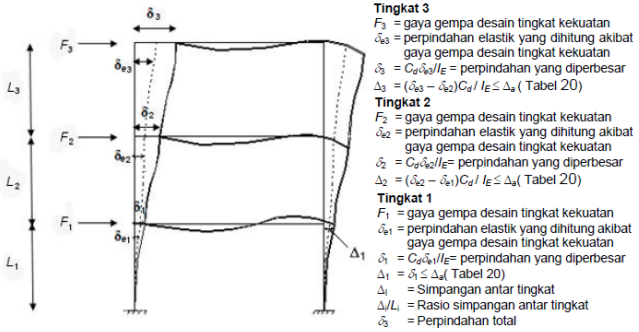
3. Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2019 pasal 7.9.4.1)

Bila Perioda fundamental yang dihitung melebihi CuTa, maka CuTa harus digunakan sebagai pengganti dati 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.

4. Kontrol Drift / Defleksi Bangunan (SNI 1726:2019 pasal 7.8.6)

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 vertika 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. 6 Perhitungan simpangan tiap lantai
(SNI 1726:2019 Gambar 10)

Tabel 3. 11 Simpang ijin struktur

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 system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpanan antar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

(SNI 1726:2019 Tabel 20)

3.9 Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan.

3.9.1 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program bantu dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2019. Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, sehingga memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada pertauran. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servisibility*) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Apabila tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.9.1.1 Perencanaan Tulangan Balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

a. Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pasal 21.3.2.

- Mengetahui dimensi balok dari *preliminary design*, menentukan mutu tulangan (fy), nilai kuat tekan beton (f'c) dan Momen ultimate (Mu) yang telah dianalisa dalam pembebanan struktur.
- Menentukan nilai β_1 (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.3)

Tabel 3. 12 Nilai β1

$f'c$ (Mpa)	β_1
$17 \leq f'c \leq 28$	0,85
$28 \leq f'c < 55$	$0{,}85 - \frac{0{,}05\,(f'c - 28)}{7}$
$f'c \geq 55$	0,65

- Menentukan rasio penulangan
  - $\rho_b = \frac{0{,}85\,\beta_1\,f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ (3.19)
  - $\rho_{max} = 0{,}025$ (3.20)
    (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.1)
  - Nilai ρ_{min} dari persamaan dibawah ini, ditentukan dengan nilai terbesar dari kedua persamaan tersebut.
  - $\rho_{min} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}$ (3.21)
    (SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2 persamaan a))
  - $\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy}$ (3.22)
    (SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2 persamaan b))
- Menentukan nilai m
  $m = \frac{fy}{0{,}85\,f'c}$ (3.23)
- Menentukan nilai Rn
  $Rn = \frac{Mn}{\phi\, b\, d^2}$; $\phi = 0{,}90$ (pasal 21.2) (3.24)
- Menghitung rasio tulangan perlu
  $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - 1\sqrt{\frac{2\,m\,Rn}{fy}}\right)$; $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ (3.25)

- Menentukan luas tulangan (As) perlu
  $As = \rho\, b\, d$ (3.26)

- Menentukan jumlah tulangan (n)
  $n = \frac{As}{0{,}25\,\pi\,\emptyset^2}$ (3.27)

- Menentukan jarak tulangan (s)
  $s = \frac{b - n\,\emptyset\,L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$ (3.28)

- Kontrol Regangan
  $\varepsilon_t = 0{,}004$ (3.29)
  (SNI 2847:2019 pasal 9.3.3.1)

b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2019. Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi Vn \geq Vu \quad (3.30)$$

dimana :

Vn = Kuat geser nominal penampang.

Vu = Kuat geser terfaktor pada penampang.

Φ = Faktor reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2019, Pasal 9.3).

- Perencanaan tulangan geser nominal (Vn) harus lebih besar dari gaya geser yang terjadi

  $$Vn = Vc + Vs \quad (3.31)$$

  (SNI 2847:2019, pasal 22.5.1.1)
- Pada pasal 9.6.3.1 luas minimum tulangan geser $A_{v,min}$ harus disediakan pada semua penampang dimana Vu > 0,5 ϕ Vc. Kecuali untuk kasus pada tabel dibawah, maka $A_{v,min}$ harus disediakan dengan syarat Vu > ϕ Vc

Tabel 3. 13 Kasus Av,min Tidak Diperlukan Jika 0,5 ϕ Vc < Vu ≤ ϕ Vc

Tipe Balok	Kondisi
Balok tipis	$h \leq 250\ mm$
Menyatu dengan pelat	$h \leq 2{,}5\ t_f$ (1) $h \leq 0{,}5\ bw$ (2) terbesar antara (1) dan (2) $h \leq 600\ mm$
Dibangun dengan beton bobot normal bertulangan serat baja sesuai 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), dan dengan f'c < 40 MPa	$h \leq 600\ mm$ dan $Vu \leq \phi\ 0{,}17\ \sqrt{f'c} b_w d$
Sistem pelat berusuk satu arah	Sesuai 9.8

26.4.1.5.1(a) menjelaskan syarat penerimaan serat baja untuk menahan geser dimana tulangan tersebut adalah tulangan ulit, memenuhi syarat ASTM A820M, dan memiliki rasio panjang dan diameter minimal 50 dan kurang dari 100.
26.4.2.2(d) menjelaskan syarat penerimaan material beton yang digunakan untuk menahan geser harus memenuhi ASTM C1116M dan mengandung setidaknya 60 kg serat baja ulir per kubik beton

- Nilai Vc dihitung dengan persamaan pada pasal 22.5.5.1 dimana

  $$Vc = 0{,}17\,\lambda\sqrt{f'c}\,b_w\,d \qquad (3.32)$$

- Nilai Vs dihitung dengan persamaan pada pasal 22.5.5.1 dimana

  $$Vs = \frac{A_v\,f_{yt}\,d}{s} \qquad (3.33)$$

c. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \le \frac{\varphi\sqrt{f'c}}{12}\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}{}^2}\right) \qquad (3.34)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \le \phi T_n \qquad (3.35)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s}\cot\theta \qquad (3.36)$$

dimana:

T_u = Momen torsi terfaktor
T_n = Kuat momen tosi
T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton
T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm^2

3.9.1.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.4. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.5 dan torsi harus sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.7.

3.9.1.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser

a. Kuat aksial rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2019 pasal 11.5.3.1)

$$\phi P_{nw} = 0{,}55\,\phi f'c.Ag\left[1-\left(\frac{k.I_c}{32\,h}\right)^2\right] \quad (3.37)$$

b. Pemeriksaan tebal dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 2847:2019, pasal 11.3.1.1)

$$\varphi x V_n = \varphi\frac{5}{6}x\sqrt{f'c}.h.d \geq V_u \quad (3.38)$$

Dimana: d = 0,8 Iw

c. Kuat geser beton

Dihitung menurut SNI 2847:2019, pasal 11.5.4.3

- Berdasar pasal 11.5.4.3 nilai Vn pada semua penampang horizontal tidak boleh melebihi $0{,}83\sqrt{f'c}\,hd$ dan pada pasal 11.5.4.4 Vn dihitung dengan persamaan :

  $Vn = Vc + Vs$ (3.39)

- Vc tidak boleh melebihi $017\,\lambda\sqrt{f'c}\,hd$ untuk dinding dengan beban aksial tekan, dan Vc dengan beban aksial tarik tidak boleh melebihi

  $Vc = 0{,}17\left(1+\frac{Nu}{3{,}5\,Ag}\right)\lambda\sqrt{f'c}\,b_w d$ (3.40)

  Dimana Nu bernilai negatif untuk tarik, dan Vc tidak boleh kurang dari 0

- Berdasar pasal 11.4.5.8 Vs harus disediakan dengan menggunakan tulangan geser melintang dihitung dengan persamaan berikut

$$Vs = \frac{A_v\, f_{yt}\, d}{s} \quad (3.41)$$

3.9.2 Perhitungan Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada Tugas Akhir ini, perencanaan balok prategang dengan menggunakan sistem S, *jacking* di tempat dan sistem pasca tarik, yaitu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

3.9.2.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan, terdefinisikan pada persamaan di bawah**.** (Nawy, 2001)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.42)$$

3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2019 Pasal 20.3.2.5.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut:

a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)
   $0{,}94f_{py}$ atau $< 0{,}8f_{pu}$ (3.43)
   dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.
b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang:

$0{,}70\ f_{pu}$ (3.44)

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

c. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya prategang (sebelum kehilangan):

$0.60f_{ci}$ (Tegangan tekan serat terluar) (3.45)

$0.5\sqrt{f_{ci}}$ (Tegangan tarik serat terluar) (3.46)

dimana:

f'_{ci} = kuat tekan beton saat *jacking*

d. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang:

$0.45f'_c$ (Tegangan tekan serat terluar)

$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ (Tegangan tarik serat terluar kelas U)

$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$ (Tegangan tarik serat terluar kelas T)

$ft > \sqrt{f'_c}$ (Tegangan tarik serat terluar kelas C)

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2019. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

3.9.2.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan segera (Kehilangan langsung)

   Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang, yang terdiri dari:

   a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.1.a)

   Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{Srata-rata}{\Delta a} x\ 100\% \quad (3.47)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{Es} \quad (3.48)$$

dimana:

Δ = kehilngan gaya prategang (%)
Δa = deformasi pada angkur
σ = tegangan pada beton
Es = modulus elastisitas baja prategang
L = panjang kabel
Srata[2] = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.1.b).

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$ES = Kes \text{ x } n \text{ x } F_{cir} \quad (3.49)$$

dimana:

Kes = 1 untuk komponen pratarik 0.5 utuk komponen pasca tarik (digunakan)
n = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)
Es = Modulus elastisitas baja
Es = Modulus elastisitas beton
F_{cir} = Tegangan pada penampang beton (Fo/A)

c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Efect*) (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$Ps = Px.e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.50)$$

$$\Delta = \left(1 - e^{-\mu\alpha - KL}\right) \text{ x } 100\% \quad (3.51)$$

$$\alpha = 8 \text{ x } \frac{f}{L} \quad (3.52)$$

dimana:

Ps = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*
Px = Gaya awal prategang di tengah bentang
K = Koefisien *Woble Efect*, sesuai Tabel 3.14
L = Panjang bersih balok
α = Sudut kelengkungan
μ = Koefisien gesekan
f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3. 14 Koefisien Friksi (μ) dan *Woble Efect* (K)

	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
Type Tendon	K/foot	K/meter	μ/radial
Tendon in flexible metal sheating:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-Hight-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct			
7-wires strand	0.0002	0.00066	0.15-0.25
Pregreased tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

(Lin dan Burns, 1996)

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.1.c)

Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak untuk *bounded tendon*, sebagai berikut :

$$CR = K_{cr}.\left(\frac{E_s}{E_c}\right).[f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.54)$$

dimana:

K_{cr} = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

f_{cds} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (*dead load*)

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal prategang

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.1.d)

Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus:

$$SH = 8{,}2x10^{-6}.Ksh.Es.\left(1 - 0{,}06\frac{V}{S}\right) \text{ x } (100\text{-RH}) \quad (3.55)$$

dimana:

$\frac{V}{S}$ = V adalah *ratio* volume dan S adalah luas permukaan

Koefisien 0,06 $\frac{V}{S}$, dalam satuan inci = 0,0236 $\frac{V}{S}$ dalam satuan cm.

Ksh = 1 (metode pratarik), lihat Tabel 3.15 (metode pasca tarik)

Tabel 3. 15 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

Ksh	Waktu akhir perawatan hingga pemberian prategang (hari)
0,92	1
0,85	3
0,8	5
0,77	7
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

(Lin dan Burns, 1988)

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.1e)

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \text{ x } C \qquad (3.56)$$

dimana:

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja.
J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada Tabel 3.16
SH = Kehilangan prategang akibat susut
CR = Kehilangan prategang akibat rangkak
ES = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis
C = Koefisien batang stress relieved

Tabel 3. 16 Nilai Kre dan J

Jenis tendon	KRE	J
Kawat atau *stress-relieved strand* mutu 270	20.000	0,15
Kawat atau *stress-relieved strand* mutu 250	18.500	0,14
Kawat *stress-relieved* mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kawat relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kawat relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Batang *stress-relieved* mutu 145 atau 160	6000	0,05

(Lin dan Burns, 1988)

Tabel 3. 17 Nilai C

fsi/fpu	Kawat atau *strand stress-relieved*	Kawat atau *strand* relaksasi rendah atau batang *stress relieved*
0,8		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,7	1	0,75
0,69	0,94	0,7
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49

(Lin dan Burns, 1988)

3.9.2.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.

a. Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (fps) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai fps pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2019 Pasal 20.3.2.3.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f_c'} \right) \qquad (3.54)$$

dengan syarat :

$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2M_{cr}$ (3.55)

dimana:

M_n = Momen nominal
M_u = Momen ultimate (1.2MD + 1.6ML)
A_{ps} = Luasan tendon prategang
f_{ps} = Tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal
d_p = Jarak penampang baja ke serat atas beton
b = Lebar penampang beton
ϕ = Angka reduksi (0.9)

b. Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.56)$$

dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang
M_u = momen ultimate balok prategang
M_n = Kapasitas penampang
Φ = Faktor reduksi

c. Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (fr). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$M_{cr} = M_1 + M_2$ (3.57)
$M_1 = F \times (e + Kt)$ (3.58)
$M_2 = F_r \times Wb$ (3.59)
$F_r = 0{,}7\sqrt{f'_c}$ (3.60)

Dimana:

M_{cr} = Momen *Crack*
F = Gaya prategang pada saat servis

e = Eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton
Kt = Daerah kern diatas sumbu netral beton
f_r = Tegangan tarik pada serat terluar beton
Wb = Momen resisten bawah (I/Yb)

d. Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat *jacking* atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2019 Pasal. 24.5.3).

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \mp \frac{F.e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \qquad (3.61)$$

Dimana:
$\sigma_{ct,b}$ = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah
F = Gaya prategang efektif setelah kehilangan
A = Luas penampang
Wt, b = Modulus elastis penampang
e = Eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)
M_{DL} = Momen akibat berat sendiri
M_{LL} = Momen akibat beban hidup
$\sigma_{ijin\ ct,b}$ = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

e. Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.8.2, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima. Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut:

$\phi Vc \geq Vu$ (3.62)

Dimana:

$Vc = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + 4.8\ \frac{Vu.dp}{Mu}\right)$ x bw x d (3.63)

Serta Vc harus memenuhi persyaratan berikut:

$0{,}17\lambda\sqrt{fc'}.bw.d \leq Vc \leq 0{,}42\lambda\sqrt{fc'}.bw.d$ (3.64)

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci, dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.8.3 dengan Vc harus terkecil dari Vci dan Vcw

$Vci = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c}.bw.dp + Vd + \frac{Vi.Mcro}{Mmax}\right)$ (3.65)

dimana $dp \geq 0.8h$ dan

$Vci \geq 0{,}17\lambda\sqrt{fc'}.bw.d$ (3.66)

Dengan:

$Mcro = \frac{I}{y_t}\left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d\right)$ (3.67)

Dan nilai-nilai Mmax dan Vi harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

Vcw harus dihitung dengan:

$Vcw = \left(0.29\lambda\sqrt{f'c} + 0.3f_{pc}\right)bw.dp + Vp$ (3.68)

dimana:

Vc = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vu = Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada

Vci = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser

V_{cw} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang

Vd = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor

Vi = Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaa dengan Mmax

Vp = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

I = Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja

y_t = Garis netral

bw = Lebar badan / garis tengah penampang

D = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

M_{cro} = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar

M_{max} = Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar

f_d = Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar

f_{pc} = Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens

f_{pe} = Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

3.9.2.4 Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya gegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

a. Lendutan akibat tekanan tendon

Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \text{x} \frac{Po \; x \; l^4}{Ec \; x \; I} \qquad (3.69)$$

Dengan nilai Po sebesar

$$Po = \frac{8 \; x \; Fo \; x \; f}{l^2} \qquad (3.70)$$

dimana:

Po = Gaya Prategang (N)
f = Fokus tendon (eskentrisitas dari c.g.s)
l = panjang efektif (mm)
Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
I = Inersia balok (mm^4)

b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lendutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{Po \; x \; e \; x \; l^2}{8 \; x \; Ec \; x \; l} \qquad (3.71)$$

dimana:

Po = Gaya Prategang (N)
e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
l = panjang efektif (mm)
Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
I = Inersia balok (mm^4)

c. Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah

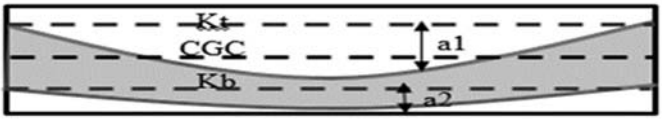
$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} x \frac{qo \; x \; l^4}{Ec \; x \; I} \quad (3.72)$$

dimana:

qo = Beban terbagi merata (N/m)
e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
l = panjang efektif (mm)
Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
I = Inersia balok (mm^4)

3.9.2.5 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.



Gambar 3. 7 Daerah Limit kabel

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \; max}{F} \quad (3.73)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \; min}{Fo} \quad (3.74)$$

3.9.2.6 Pengangkuran

Kegagalan pada balok prategang pasca tarik bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar.

Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2019 Pasal 25.9.3.1. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2019 Pasal 25.9.3.1.

Daerah pengangkuran dianggap tersusun dari dua buah daerah, yaitu:

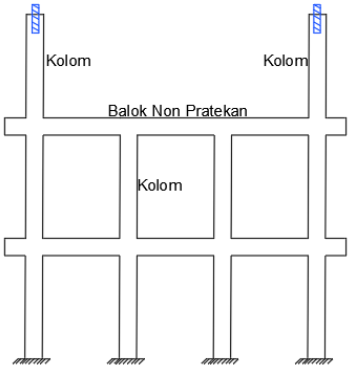
a. Daerah local : Prisma persegi (atau prisma persegi ekivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,
b. Daerah umum : Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarkan secara merata pada seluruh penampang.

3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom Sendi

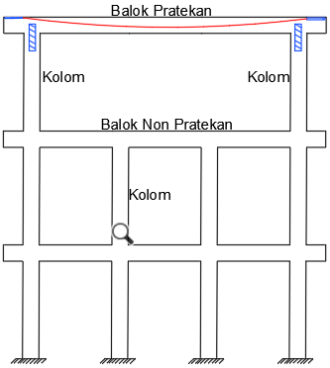
Balok prategang dengan hubungan balok – kolom sistem sendi pada kepala kolom atau bagian atas kolom dan *post-tension*. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

1. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 14 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas seperti pada gambar 3.7 (a).
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 14.
3. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal.
4. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan.

5. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton f'c 45 MPa, dan *curing* dilakukan pada 7 hari.
6. Setelah beton berumur 14 hari, dillanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka *joint*.
7. Setelah diberikan gaya prategang celah pada decking tendon prategang di *grouting* sesuai kebutuhan seperti pada gambar 3.7 (b).



(a)



(b)

Gambar 3. 8 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Sendi (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Sendi

3.11 Perencanaan Basemen

Perencanaan struktur dinding basemen menggunakan pelat beton. Berikut merupakan langkah – langkah dalam merencanakan dinding basemen dengan pelat beton:

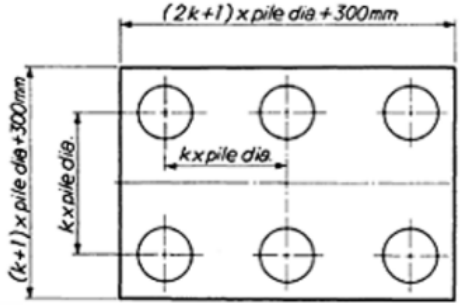
1. Menentukan beban – beban yang akan bekerja pada pelat basemen
2. *Preliminary design* dinding dan pelat *basemen*
3. Penulangan dan desain dinding basemen
   Penulangan dinding basemen dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2019.
4. Penulangan dan desain pelat basemen
   Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basemen dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2019.

3.12 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan *Standard Penetration Test (SPT)*. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari dan menganalisa daya dukung tanah
   Data tanah dari gedung Fakultas Kedokteran UNUD terletak di lampiran.
3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang
   Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan di bawah ini.
   $2.5\ D \leq S \leq 5D$ (3.75)
   Dimana:
   D = diameter tiang pancang (m)

S = jarak antar tiang pancang (m)



Gambar 3. 9 Konfigurasi Spun Pile pada *Pile Cap*
(Sumber: *Pile Design and Construction 4th Edition*)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang

Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi dua, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

a. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Qp) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Qs). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Qs \quad (3.76)$$

dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Qs = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Qp).

$$Q_P = q_p \,.\, A_p = \alpha \,.\, \overline{N}_p \,.\, K \,.\, A_p \quad (3.77)$$

dimana:

$\bar{N}_p$ = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B= diameter pondasi)

= $\sum_{i=1}^{n} \frac{Ni}{n}$

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi
12 t/m^2 = 117,7 kPa, untuk lempung (clay)
20 t/m^2 = 196 kPa, untuk lempung berlanau (silty clay)
25 t/m^2 = 245 kPa, untuk pasir berlanau (silty sand)
40 t/m^2 = 392 kPa, untuk pasir (sand)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Qs).

$$Q_s = q_s.A_s = \beta. \left(\frac{\bar{N}\mathbf{s}}{3} + 1\right). A_s \qquad (3.78)$$

dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut *base coeffiecient* dan *shaft coefficient* menurut Decourt et all (1996) yang nilai seperti pada Tabel 3.18 dan Tabel 3.19 dibawah ini:

Tabel 3. 18 *Base Coefficient*

Soil/ Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonite)	Continous hollow sugar	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

(Decourt et all, 1996)

Tabel 3. 19 *Shaft Coefficient* β

Soil/ Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonite)	Continous hollow sugar	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.00	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.00	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.00	1.5	3.0

(Decourt et all, 1996)

b. Daya Dukung Tiang Pancang Grup

Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi Ce.

QL (group) = QL (1 tiang) x n x Ce (3.79)

dimana:

N = jumlah tiang dalam grup

Ce = koefisien efisiensi

QL (group) = daya dukung tiang pancang kelompok

QL (1 tiang) = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi Ce dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu:

- Converse-Labarre:

$$Ce = 1 - \frac{arc\tan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^{o}} \times \left(2\ x\ \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.80)$$

dimana:

ϕ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

Ce = 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang ≥ 3 ϕ)

- Los Angeles

  Ce =1 - $\frac{B}{L}$ x $\frac{1}{\pi.m.n}$ x (m x (n-1) + (m-1) +$\sqrt{2(m-1)(n-1)}$ (3.81)

  dimana:

  B = Lebar grup tiang

  L = Panjang grup tiang

  n = jumlah baris tiang dalam group

  n = jumlah kolom tiang dalam group

- Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

  $Q_G = \beta^2.Cu.Nc + 4.\beta.C_u.D$ (3.82)

  $B = (n-1).S + d$ (3.83)

  dimana:

  D = Kedalaman tiang pondasi

  S = Jarak antar as tiang (*spacing*)

  Cu = Undrained cohesion

  n = Jumlah tiang dalam grup

  d = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi Ce adalah sebagai berikut:

Pasir lepas:

- Untuk tiang-tiang pendek, Ce = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)
- Untuk tiang-tiang panjang, Ce = 2 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 6d)

Pasir Padat:

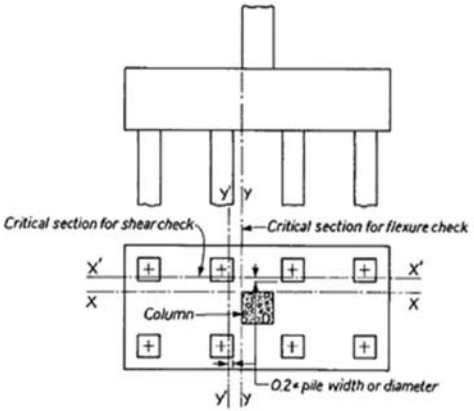
Ce = 0,7 (untuk S = 3d) hingga 1 (untuk S ± 8d)

5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan di bawah ini.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y.X_{max}}{\Sigma Xi^2} + \frac{M_x.Y_{max}}{\Sigma Yi^2} \leq P_{ijin}\,(1\ tiang) \quad (3.84)$$

Dimana:

Pi	=	Gaya aksial satu tiang pancang (ton)
ΣVo	=	Jumlah beban vertical (ton)
n	=	Jumlah tiang pancang
Mx	=	Momen yang bekerja di dasar *Pile Cap* dalam arah sumbu x
My	=	Momen yang bekerja di dasar *Pile Cap* dalam arah sumbu y
Xi	=	Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
Yi	=	Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
X_{max}	=	Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)
Y_{max}	=	Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)



Gambar 3. 10 Perhitungan Momen Lentur dan Gaya Geser pada *Pile Cap*
(Sumber: *Pile Design and Construction 4th Edition*)

6. Merencanakan *Pile Cap*

Dalam perancangan *pile cap* pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

a. Kontrol Tebal Minimum *Pile Cap*

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.

b. Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan *pile cap* harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f`_c}\,b_o d \qquad (3.84)$$

$$V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f`_c}\,b_o d \qquad (3.85)$$

$$V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (3.86)$$

dimana:

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

= $2\,(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

c. Penulangan *Pile Cap*

Untuk penulangan lentur, *pile cap* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *pile cap*. Perhitungn gaya dalam *pile cap* didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

7. Merencanakan *Tie Beam* Pondasi

Struktur *Tie Beam* digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini *Tie Beam* berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke *Tie Beam* terdiri dari berat sendiri *Tie Beam*, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.13 Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan *software* bantu sipil *AutoCAD* sesuai standar yang ada.

BAB IV
PRELIMINARY DESIGN

4.1 Umum

Preliminary design adalah proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal ini berdasarkan peraturan-peraturan yang ada. Proses perencanaan awal ini dilakukan untuk komponen struktur yaitu, balok induk, balok anak, balok prategang, pelat dan kolom. Sebelum perencanaan awal dilakukan, penentuan data-data perencanaan dan pembebanan yang akan diterima struktur di lakukan terlebih dahulu.

4.2 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Lokasi : Jalan P.B Sudirman, Denpasar, Bali
- Tipe Bangunan : Gedung Kuliah
- Ketinggian Total : 56,2 m
- Ketinggian per Lantai :
  - Basemen-1 : 4 m
  - Lantai 2-13 : 3,6 m
  - Lantai 14 : 5 m
- Mutu Baja (f_y) : 420 MPa
- Mutu Beton (f'_c) :
  - Balok induk : 40 MPa
  - Balok anak : 40 MPa
  - Pelat Lantai : 40 MPa
  - Kolom : 40 MPa
  - Balok Prategang : 45 MPa
  - Pelat Atap : 45 MPa
  - Dinding Geser : 45 MPa

- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

4.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi (SNI 1727:2013)

   Beban Mati
   - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m^3
   - Adukan finishing : 0,21 kN/m^3
   - Tegel : 0,24 kN/m^2
   - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m^3
   - Plafond : 0,11 kN/m^2
   - Penggantung : 0,07 kN/m^2
   - Plumbing + ducting : 0,30 kN/m^2

   Beban Hidup
   - Lantai atap : 0,96 kN/m^2
   - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m^2
   - Lantai kelas : 1,92 kN/m^2

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

4.4 Perencanaan Balok

4.4.1 Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h min) dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1. (tabel 9.3.1 Tinggi mínimum balok non-prategang).

Untuk fy 420 MPa

$h = \frac{l}{16}$

Persamaan 3.6:

$b = \frac{2}{3} . h$

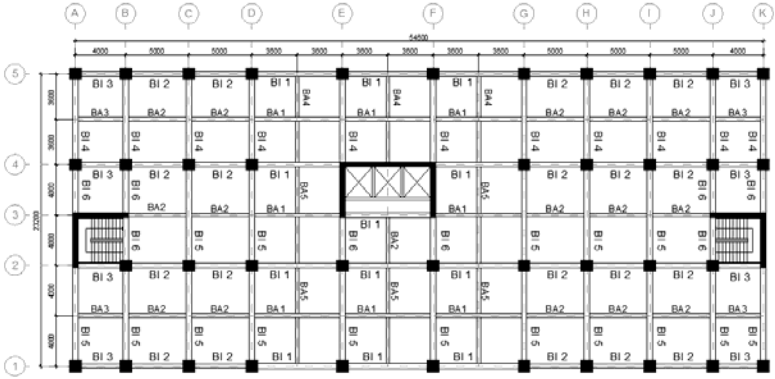
dimana:

l = panjang balok (mm)

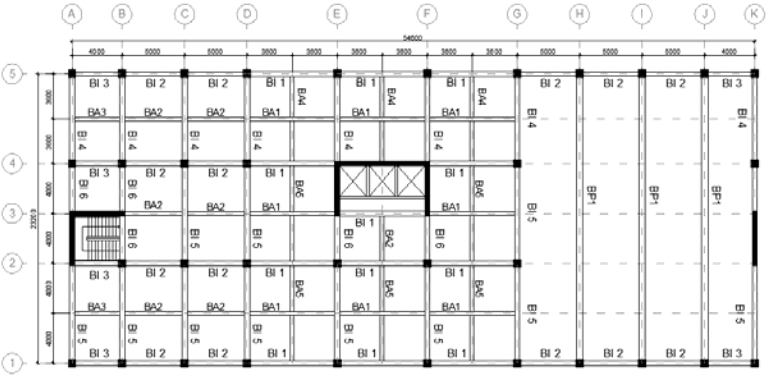
h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu pada gambar 4.1.



Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-14



Gambar 4. 2 Gambar Denah Pembalokan Lantai Atap

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BI 1	7200	Memanjang	450	300	650	450
BI 2	5000	Memanjang	313	208	500	350
BI 3	4000	Memanjang	250	167	500	350
BI 4	7200	Melintang	450	300	650	450
BI 5	8000	Melintang	500	333	650	450
BI 6	4000	Melintang	250	167	600	400

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 45/65, 40/60 dan 35/50.

4.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 420 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

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

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

Dimana :

l = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BA 1	7200	Memanjang	343	229	500	350
BA 2	5000	Memanjang	238	159	400	250
BA 3	4000	Memanjang	190	127	400	250
BA 4	7200	Melintang	343	229	500	350
BA 5	8000	Melintang	380	253	500	350

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 35/50 dan 25/40.

4.4.3 Perencanaan Balok Prategang

Dimensi balok prategang pada *preliminary design* direncanakan sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{l}{20}$$
$$b_{min} = \frac{2}{3} \text{ x } h$$

Dimana:
L = panjang balok (mm)
h = tinggi balok (mm)
b = lebar balok (mm)

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	23200	Melintang	1160	773,3	1200	500

Direncanakan balok prategang dengan dimensi 50/120 untuk melintang.

4.5 Perencanaan Tebal Plat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu:

- Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima

diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

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

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.2.

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan pasal 8.3.1.1
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

  $h1 = \frac{Ln\ x\ (0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5\beta\ (\alpha m-0.2)}$ dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

  $h2 = \frac{Ln\ x\ (0.8+\frac{fy}{1400})}{36+9\beta}$ dan tidak boleh kurang dari 90 mm

  Dimana:

  L_n = Panjang bentang bersih
  S_n = Lebar bentang bersih
  Fy = Tegangan leleh baja
  β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah
  $\propto_m$ = Nilai rata-rata $\propto$ untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

Harga $\propto_m$ didapat dari:

$\propto = \frac{\boldsymbol{Ebalok\ Ibalok}}{\boldsymbol{Ebalok\ Ipelat}}$

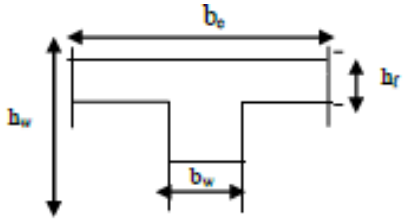
I_{balok} = 1/12 x K x b x h^3

β = Ln / Sn

I_{pelat} = Ly x hf^3/12

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

Balok tengah:



Gambar 4. 3 Ilustrasi bentang efektif

Nilai $be_1 = ¼ \times L$

$be_2 = bw + 8t$

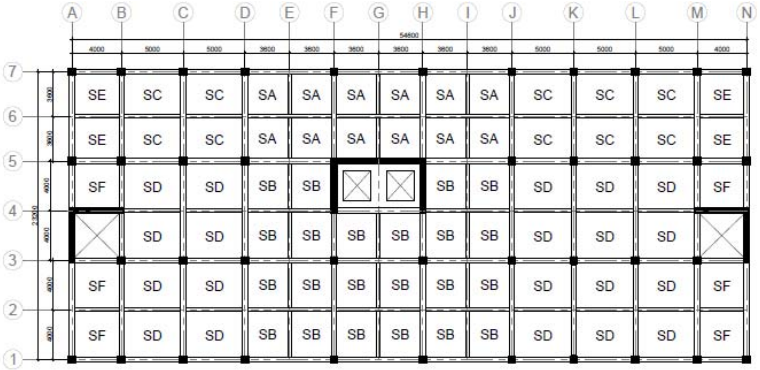
$be_2 = bw + ½ S$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.5.1 Data Perencanaan Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

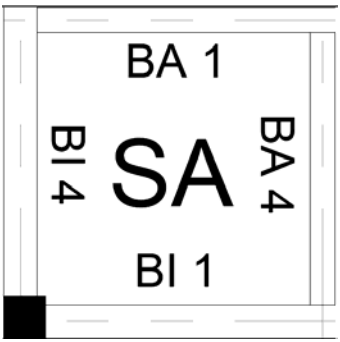
- Mutu beton
  - Pelat lantai : 40 MPa
  - Pelat atap : 45 MPa
  - Pelat basemen : 40 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 14 cm
- Rencana tebal pelat basemen : 30 cm



Gambar 4. 4 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung FK UNUD

4.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan adalah pelat type SA (dimensi 3600 mm x 3600 mm)



Gambar 4. 5 Pelat type SA

Direncanakan hf = 12 mm
Sn = 360 – (45+45) / 2
Sn = 315 cm
Ln = 360 – (45+35) / 2
Ln = 320 cm
β = Ln / Sn = 320/315 = 1,02 < 2 (Pelat 2 arah)

Balok BI 1 dan BI 4

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
  $be = 45 + 2 \times (65 - 12)$
  $be = 151\ cm$
- $be = bw + 8 \times hf$
  $be = 45 + 8 \times 12$
  $be = 141\ cm$
- be = ¼ x L
  be = ¼ x 315
  be = 78,75 cm (menentukan)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{78,75}{45} - 1\right)\left(\frac{12}{65}\right)\left[4 - 6\left(\frac{12}{65}\right) + 4\left(\frac{12}{65}\right)^2 + \left(\frac{78,75}{45} - 1\right)\left(\frac{12}{65}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{78,75}{45} - 1\right)\left(\frac{12}{65}\right)}$$

$k = 1,278$

Menghitung momen inersia:

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$ $\qquad$ $I_{pelat} = \frac{t^3}{12} \times bs$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,278 \times 45 \times 65^3$ $\qquad$ $I_{pelat} = \frac{12^3}{12} \times 315$

$I_{balok} = 1316140,3\ cm^4$ $\qquad$ $I_{pelat} = 45360\ cm^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1316140,3}{45360} = 29$$

Balok BA 1 dan BA 4

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
  $be = 35 + 2 \times (50 - 12)$
  $be = 86\ cm$
- $be = bw + 8 \times hf$
  $be = 35 + 8 \times 12$
  $be = 126$
- be = ¼ x L
  be = ¼ x 315
  be = 78,75 cm (menentukan)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{78,75}{35} - 1\right)\left(\frac{12}{50}\right)\left[4 - 6\left(\frac{12}{50}\right) + 4\left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{78,75}{35} - 1\right)\left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{78,75}{35} - 1\right)\left(\frac{12}{50}\right)}$$

$k = 1,339$

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

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,339 \times 35 \times 50^3$

$I_{balok} = 488177,1\ cm^4$

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

$I_{pelat} = \frac{12^3}{12} \times 315$

$I_{pelat} = 45360\ cm^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{488177,1}{45360} = 10.76$$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{2x(29+10{,}76)}{4} = 14{,}88 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.2:

$$h_{min} = \frac{Ln\ x\ \left(0{,}8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{320\ x\ \left(0{,}8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(1)} = 7{,}7\ cm$$

Preliminary desain pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 12 cm. Berikut merupakan rekapitulasi *preliminary* pelat lantai.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi *Preliminary* Desain Pelat Lantai

Nama Pelat	Sn (mm)	Ln (mm)	β	Arah	t min (cm)	t rencana (cm)	Kontrol
SA	3150	3200	1,02	2	7,94	12	OK
SB	3150	3550	1,123	2	11,61	12	OK
SC	3150	4550	1,415	2	7,34	12	OK
SD	3550	4550	1,26	2	8,48	12	OK
SE	3150	3550	1,108	2	7,78	12	OK
SF	3600	3550	1,014	2	8,78	12	OK
SG	4500	22850	5,067	1	13,64	14	OK
SH	3500	22850	6,514	1	12,50	14	OK

4.6 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan

momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat SD dan SB (4 m x 3,6 m) dan SA (5 m x 4 m) dari setengah masing-masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan:

- Tebal Pelat Lantai = 12 cm
- Tebal Pelat Atap = 14 cm
- Tinggi lantai basemen = 400 cm
- Tinggi tiap lantai 1 = 400 cm
- Tinggi lantai 2-13 = 360 cm
- Tinggi lantai 14 = 500 cm

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

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki KLL.AT $\geq$ 37,16 m^2 dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

ATT = (6,1 m x 8 m) = 48,8 m^2

K_{LL} = 4

K_{LL} x A_{TT} = 4 x 48,8 m^2 = 195,2 $m^2 \geq$ 37,16 m^2 (OK)

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap:

R_1 = 1,2 - (0,011x48,8) = 0,66 (untuk 18,58 $m^2 \geq$ AT $\geq$ 55,74 m^2)

R_2 = 1

Lo = 1 kN/m^2

Lr = Lo x R_1 x R_2 = 0,66 kN/m^2

Syarat = 0,58 $\leq$ Lr $\leq$ 0,96

- Reduksi beban hidup pelat lantai kelas:

Lo = 1,92 kN/m^2

L = $1{,}92\ (0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{KLL\ x\ AT}}) \geq 0.4$ x Lo

L = $1.92\ (0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{195{,}2}}) \geq 0.4$ x Lo

L = 1,108 kN/m^2 $\geq$ 0.77 kN/m^2

Khusus perhitungan pembebanan pada kolom lantai atap – lantai 13, kolom yang ditinjau sebagai desain awal berbeda.

Tabel 4. 5 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 10 – Atap

Lantai Atap							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m^3)	b (m)	l (m)	t (m)	n Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	6,1	8	0,14	1	16396,8	kg
Plafon + Penggantung	18	6,1	8	-	1	878,4	kg
Spesi (2 cm)	42	6,1	8	-	1	2049,6	kg
Aspal	14	6,1	8	-	1	683,2	kg
Balok prategang	2400	0,5	8	1,2	1	11520	kg
Balok BI 45/65	2400	0,4	11,6	0,6	1	6681,6	kg
Balok BI 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	1	3024	kg
Balok BA 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	1	3024	kg
Balok BA 25/40	2400	0,25	7,2	0,4	1	1728	kg
Ducting + Plumbing	30	6,1	8	-	1	1464	kg
WD						47449,6	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	66,30	6,1	8	-	1	3235,44	kg
Air Hujan	20	6,1	8	-	1	976	kg
WL						4211,44	kg

Lantai 14-10							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
	(kg/m^3)	(m)	(m)	(m)			
Lantai Atap						47449,6	kg
Pelat Lantai	2400	6,1	8	0,12	5	70272	kg
Plafon + Penggantung	18	6,1	8	-	5	4392	kg
Tegel	24	6,1	8	-	5	5856	kg
Spesi (2 cm)	42	6,1	8	-	5	10248	kg
Dinding Batu Bata	250	10,1	-	3,6	5	45450	kg
Balok BI 45/65	2400	0,4	11,6	0,6	5	33408	kg
Balok BI 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	5	15120	kg
Balok BA 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	5	15120	kg
Balok BA 25/40	2400	0,25	7,2	0,4	5	8640	kg
Ducting + Plumbing	30	6,1	8	-	5	7320	kg
WD						263275,6	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap						4211,44	kg
Lantai Kelas	110,8	6,1	8	-	5	27035,2	kg
WL						31246,64	kg
WD Total						263275,6	kg
WL Total						31246,64	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

W = (1,2 DL + 1,6 LL)
= 365925,344 kg

Mutu Beton = 40 MPa
= 400 Kg/cm^2 *(1 MPa = 10 Kg/cm^2)*

Dimensi: A = 3 x W/fc'= 3 x (365925,344/400) = 2744,4 cm^2

Direncanakan:

b = h
= $\sqrt{2744,44}$ = 52,38 cm ≈ 60 cm

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai atap – lantai 10 adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 6 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 9-5

Pelat Lantai 9-5							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m^3)	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Atap						47449,6	kg
Pelat Lantai	2400	6,1	8	0,12	10	140544	kg
Plafon + Penggantung	18	6,1	8	-	10	8784	kg
Tegel	24	6,1	8	-	10	11712	kg
Spesi (2 cm)	42	6,1	8	-	10	20496	kg
Dinding Batu Bata	250	10,1	-	3,6	10	90900	kg
Balok BI 45/65	2400	0,4	11,6	0,6	10	66816	kg
Balok BI 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	10	30240	kg
Balok BA 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	10	30240	kg
Balok BA 25/40	2400	0,25	7,2	0,4	10	17280	kg
Ducting + Plumbing	30	6,1	8	-	10	14640	kg
WD						479101,6	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap						4211,44	
Lantai Kelas	110,8	6,1	8	-	10	54070,4	kg
WL						58281,84	kg
WD Total						479101,6	kg
WL Total						58281,84	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

W = (1,2 DL + 1,6 LL)
= 668172,864 kg

Mutu Beton = 40 MPa
= 400 Kg/cm^2 *(1 MPa = 10 Kg/cm^2)*

Dimensi: A = 3 x W/fc'= 3 x (668172,864 /400) = 5011,29 cm^2
Direncanakan:

b = h

$= \sqrt{5011,29}$ = 70,79 cm ≈ 75 cm

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai atap – lantai 10 adalah 75/75 cm.

Tabel 4. 7 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 4-1

Pelat Lantai 4-Basemen							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m^3)	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Atap						47449,6	kg
Pelat Lantai	2400	6,1	8	0,12	14	196761,6	kg
Plafon + Penggantung	18	6,1	8	-	14	12297,6	kg
Tegel	24	6,1	8	-	14	16396,8	kg
Spesi (2 cm)	42	6,1	8	-	14	28694,4	kg
Dinding Batu Bata	250	10,1	-	3,6	14	127260	kg
Balok BI 45/65	2400	0,4	11,6	0,6	14	93542,4	kg
Balok BI 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	14	42336	kg
Balok BA 35/50	2400	0,35	7,2	0,5	14	42336	kg
Balok BA 25/40	2400	0,25	7,2	0,4	14	24192	kg
Ducting + Plumbing	30	6,1	8	-	14	20496	kg
WD						651762,4	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap						4211,44	
Lantai Kelas	110,8	6,1	8	-	14	75698,56	kg
WL						79910	kg
WD Total						651762,4	kg
WL Total						79910	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

W = (1,2 DL + 1,6 LL)
= 909970,88 kg

Mutu Beton = 40 MPa
= 400 Kg/cm^2 *(1 MPa = 10 Kg/cm^2)*

Dimensi: A = 3 x W/fc'= 3 x (909970,88/400) = 6824,78 cm^2

Direncanakan:

b = h
= $\sqrt{6824,78}$ = 82,61 cm ≈ 90 cm

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai atap – lantai 10 adalah 90/90 cm.

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan untuk awal perencanaan:

- Kolom K4 lantai atap : 60/60 cm
- Kolom K3 lantai 13 – 10 : 60/60 cm
- Kolom K2 lantai 9 – 5 : 75/75 cm
- Kolom K1 lantai 4 – basemen : 90/90 cm

4.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2019 pasal 11.3.1.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan:

- Tebal rencana dinding geser = 40 cm
- Panjang bentang = 720 cm
- Tinggi lantai = 500 cm

  40 cm ≥ H / 25 = 500/25 = 20 cm (OK)

  40 cm ≥ L / 25 = 720/25 = 28,8 cm (OK)

Jadi, tebal *shear wall* sebesar 40 cm telah memenuhi syarat 2847:2019 pasal 11.3.1.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

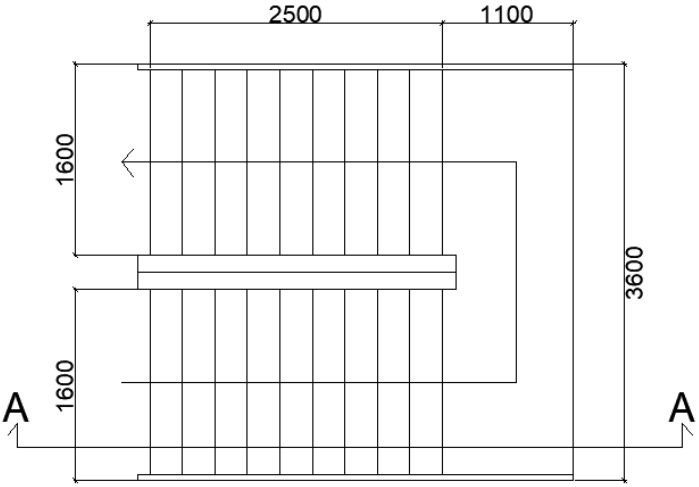
5.1 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan struktur tangga pada gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana, tangga dimodelkan dengan tumpuan sendi-roll. Perletakan send-roll diletakkan pada ujung bordes dan sisi samping anak tangga. Contoh perhitungan menggunakan tangga dengan tinggi 3,6 m.

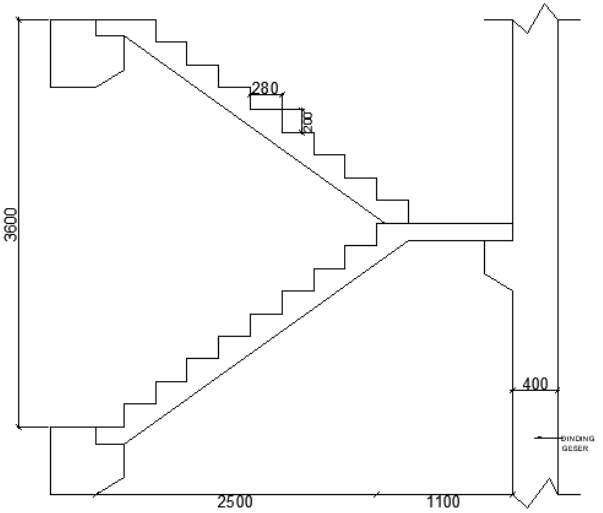
5.1.1 Perencanaan Tangga Tipe A

- Tinggi lantai : 360 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 20 cm
- Lebar injakan (i) : 28 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Elevasi bordes : 180 cm
- Lebar bordes : 360 cm
- Panjang bordes : 110 cm
- Lebar tangga : 160 cm
- Panjang horizontal tangga : 250 cm
- Kemiringan tangga (α) : arc tan $\left(\frac{180}{250}\right)$ = $35{,}75^0$
- Panjang total : 360 cm

- Cek Syarat
  $25° \leq \alpha \leq 40^0$
  $25° \leq 35{,}75^0 \leq 40°$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata (tr a)
  $\frac{i}{2} x \sin\alpha = \frac{28}{2} \text{x} \sin 35{,}75 = 8 \text{ cm}$
- Tebal Pelat rata-rata
  Tr = 15 + 8 = 23 cm



Gambar 5. 1 Ilustrasi Tampak Atas Tangga



Gambar 5. 2 Ilustrasi Tampak Samping Tangga

A. Pembebanan Tangga dan Pelat Bordes

o Pembebanan Pada Plat Tangga

Beban Mati

Pelat tangga + injakan	: 0,23 x 2400	= 552 kg/m^2
Tegel (t=1)	: 24 x 1	= 24 kg/m^2
Spesi (t=2)	: 21 x 2	= 42 kg/m^2
Sandaran/railing	:	30 kg/m^2
qD	:	648 kg/m^2

Beban Hidup

qL : 479 Kg/m^2

Kombinasi Beban

qU1 $= \frac{1{,}2qD + 1{,}6\ qL}{\cos(35{,}75)}$

= 1902,5 Kg/m^2

o Pembebanan Pada Plat Bordes

Beban Mati

Pelat tangga	: 2400 x 0,15	= 360 kg/m^2
Tegel (t=1)	: 24 x 1	= 24 kg/m^2
Spesi (t=2)	: 21 x 2	= 42 kg/m^2
qd	:	426 kg/m^2

Beban Hidup

qL : 479 Kg/m^2

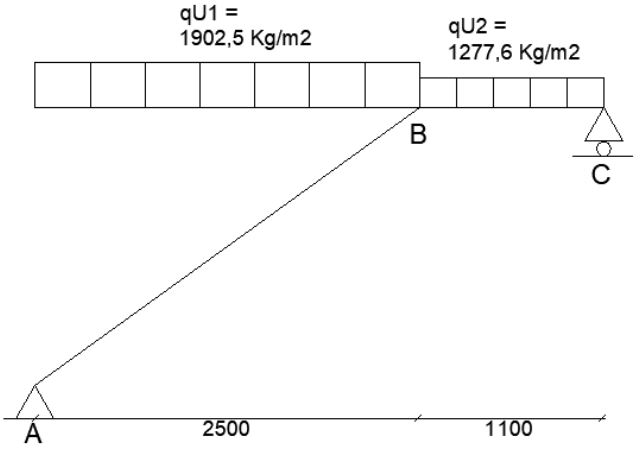
Kombinasi Beban

qU2 = 1,2qD + 1,6 qL

= 1277,6 Kg/m^2

B. Pembebanan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol (Gambar 5.3) , dengan pembebanan tangga dan output seperti pada.



Gambar 5. 3 Pembebanan Tangga

Perhitungan Reaksi pada Tangga

$\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$

$\Sigma M_A = 0$

Rc x 3,6 -{(1277,6 x 1,1)((0,5 x 1,1)+2,5)}-{(1902,5 x 2,5)(0,5 x 2,5)} =0

Rc = 2842,13 kg ↑

$\Sigma M_c = 0$

Ra x 3,6 -{(1902,5 x 2,5)((0,5 x 2,5)+1,1)}-{(1277,6 x 1,1)(0,5 x 1,1)} = 0

Ra = 3319,5 kg ↑

Kontrol:

$\Sigma V = 0$

2842,13 + 3319,5 - (1902,5 x 2,5) - (1277,6 x 1,1) = 0 (OK)

Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

Pada Bordes (0 < x < 1,1 m)

Gaya Normal

N = 0 kg

Gaya Lintang

x = 0 m

Dc = -Rc + qU2 . x

= -2842,13 kg

x = 1,1 m

Db_{kn} = -Rc + qU2 . x

= -2842,13 + 1277,6 . 1,1

= -1436,77 kg

Gaya Momen

x = 0 m

Mc = Rc . x - 0,5 . qU2 . x^2

= 0 kgm

x = 1,35 m

Mb_{kn} = Rc . x - 0,5 . qU2 . x^2

= 2842,13.1,1 - 0,5 .1277,6. $1,1^2$

= 2353,4 kgm

Pada Tangga (0 < x < 2,5 m)

Gaya Normal

x = 0 m

Na = - Ra . sin α + q_{U1} . sin α . x

= - 3319,5. sin ($35,75^0$)

= - 1939,4 kg

X = 2.8 m

Nb_{kr} = - Ra . sin α + q_{U1} . sin α . x

= -3319,5 sin ($35,75^0$)+ 1902,5. sin ($35,75^0$). 2,5

= 839.4 kg

Gaya Lintang

x = 0 m

Da = Ra . cos α + qU1. x . cos α
= 3319,5. cos (35,75)
= 2694 kg

x = 2,5 m

Db_{kr} = - Ra . cos α + qU1. x . cos α
= -3319,5. cos 35,75 + 1902,5 . 2,5. cos (35,75)
= - 1166 kg

Gaya Momen

x = 0 m

Ma = Ra . x – 0,5 . qU1 . x^2
= 0 kgm

x = 2,8 m

Mb_{kr} = Ra . x - 0,5 . qU1 . x^2
= 3319,5. 2,5 - 0,5 . 1902,5 . $2,5^2$
= 2353,44 kgm

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

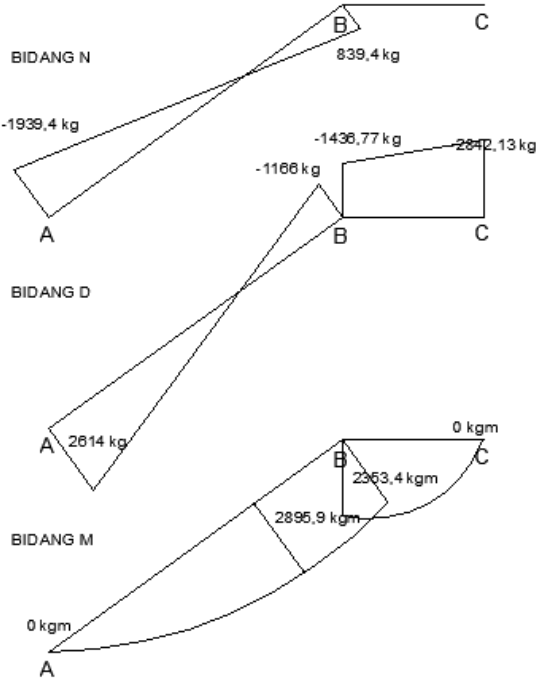
Dx = 0

Ra – qU1. x = 0

x = Ra / qU1
= 3319,5 / 1902,5
= 1,75 m

Mx = Ra. x – 0,5 . qU1 . x^2
= 3319,5. 1,75 - 0,5 . 1902,5 . $1,75^2$
= 2895,9 kgm

Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas dapat dilihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5. 4 Bidang N,D,M Tangga

C. Perhitungan Tulangan Tangga

1. Pelat Tangga

- Data Perencanaan Penulangan Tangga

fc’	: 40 MPa
fy	: 420 MPa
Tulangan (D)	: D13
D	: t_{pelat} – cover – (D/2)
	: 150 – 20 – (13/2)
	: 123,5 mm
ρ_{min}	: 0,0018 x 420/fy
	: 0,0018

β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$

: $0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$

: 0,764

m : $\frac{fy}{0.85\ x\ 40} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12,35$

- Penulangan Lentur

Mu = 2895,9 kgm

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{2895,9x\ 10^4}{0.9x1000\ x\ 123,5^2} = 2,11$ N/mm^2

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

$= \frac{1}{12,35}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12,35\ x\ 2,11}{420}})$

= 0,0052 (>ρ_{min})

ρ_{pakai} = 0,0052

As perlu = ρ_{pakai} x b x d

= 0,0052 x 1000 x 123,5

= 640,8 mm^2

As (D13) = $\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$

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

= 132,73 mm^2

$n_{tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$

$= \frac{640,8mm2}{132,73\ mm2}$

= 4,8 buah

$\approx 5\ buah$

S = $\frac{1000}{5}$ = 200 mm

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-200 mm

- Penulangan Pembagi

q = 0,0018

As perlu = ρ_{pakai} x b x d

= 0,0018 x 1000 x 125
= 245 mm^2

As (D10) = $\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$
= $\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2$
= 78,5 mm^2

$n_{tulangan}$ = $\frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$
= $\frac{245\ mm2}{78,5\ mm2}$
= 3,1 buah
≈ 4 *buah*

S = $\frac{1000}{4}$ = 250 mm

Sehingga digunakan Tulangan Pembagi D10-250 mm

o Penulangan Geser

Syarat:

Vu ≤ 0.5 x ϕ x Vc (tidak membutuhkan tulangan geser)

Vc = $\frac{1}{6}\ x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$

Vc = $\frac{1}{6} x \sqrt{40}\ x\ 1000\ x\ 123,5 = 112739,6\ N$

0.5xϕxVc= 0,5 x 0,75 x 11273,6 N
= 42277,3 N

Vu = 2842 kg = 28420 N

28420 N < 42277,3 N

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

o Penulangan Susut

q = 0,0018

As perlu = ρ_{pakai} x b x d
= 0,0018 x 1000 x 125
= 245 mm^2

As (D10) = $\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$
= $\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2$
= 78,5 mm^2

$n_{tulangan}$ $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$

$= \frac{245\ mm2}{78,5\ mm2}$

$= 3,1$ buah

$\approx 4\ buah$

S $= \frac{1000}{4} = 250$ mm

Sehingga digunakan Tulangan Susut D10-250 mm

2. Pelat Bordes
   - Data Perencanaan Penulangan Bordes

fc' : 40 MPa

fy : 40 MPa

Tulangan (D) : D13

D : t_{pelat} – cover – (D/2)

: 150 – 20 – (13/2)

: 123,5 mm

ρ_{min} : 0,0018 x 420/fy

: 0,0018

β_1 : $0,85 – 0,05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$

: $0,85 – 0,05 \frac{(40-28)}{7}$

: 0,764

m : $\frac{fy}{0.85\ x\ 40} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12,35$

   - Penulangan Lentur

Mu = 2353,4 kNm

Rn $= \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{2353,4x\ 10^4}{0.9x1000\ x\ 123,5^2} = 1,71$ N/mm^2

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

$= \frac{1}{12,35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12,35\ x\ 1,71}{420}}\right)$

$= 0,0042\ (>\rho_{min})$

$\rho_{pakai} = 0,0042$

As perlu $= \rho_{pakai}$ x b x d
$= 0{,}0042$ x 1000 x 123,5
$= 518\ mm^2$

As (D13) $= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$
$= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 13^2$
$= 132{,}73\ mm^2$

$n_{tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$
$= \frac{518\ mm2}{132{,}73\ mm2}$
$= 4{,}1$ buah
$\approx 5\ buah$

S $= \frac{1000}{5} = 200$ mm

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

- Penulangan Pembagi

q $= 0{,}0018$

As perlu $= \rho_{pakai}$ x b x d
$= 0{,}0018$ x 1000 x 125
$= 245\ mm^2$

As (D10) $= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$
$= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2$
$= 78{,}5\ mm^2$

$n_{tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$
$= \frac{245\ mm2}{78{,}5\ mm2}$
$= 3{,}1$ buah
$\approx 4\ buah$

S $= \frac{1000}{4} = 250$ mm

Sehingga digunakan Tulangan Pembagi D10-250 mm

- Penulangan Geser

Syarat:

Vu ≤ 0.5 x ϕ x Vc (tidak membutuhkan tulangan geser)

Vc $= \frac{1}{6}\ x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$

Vc $= \frac{1}{6} x \sqrt{40}\ x\ 1000\ x\ 123{,}5 = 112739{,}6\ N$

0.5xϕxVc= 0,5 x 0,75 x 11273,6 N

= 42277,3 N

Vu = 2614 kg = 26140 N

26140 N < 42277,3 N

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

- Penulangan Susut

q = 0,0018

As perlu = ρ_{pakai} x b x d

= 0,0018 x 1000 x 125

= 245 mm^2

As (D10) $= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$

$= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2$

= 78,5 mm^2

$n_{tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$

$= \frac{245\ mm2}{78{,}5\ mm2}$

= 3,1 buah

$\approx 4\ buah$

S $= \frac{1000}{4}$ = 250 mm

Sehingga digunakan Tulangan Susut D10-250 mm

Berikut adalah rekapitulas penulangan tangga:

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Tangga

Bagian Tangga	Tulangan		
	Lentur	Pembagi	Susut
Pelat Tangga	D13-200	D10-250	D10-250
Pelat Bordes	D13-200	D10-250	D10-250

5.2 Perencanaan Pelat

Pelat yang direncanakan adalah pelat cor in situ yang agar pekerjaan dapat lebih mudah dilaksanakan. Pelat pada gedung ini dibagi menjadi tiga yaitu pelat atap, pelat lantai dan pelat basemen.

5.2.1 Data Perencanaan Pelat

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang akan direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan *preliminary* desain sebagai berikut:

- Mutu beton = 40 MPa
- Mutu baja = 420 MPa
- Tebal pelat lantai = 12 cm
- Tebal pelat atap = 14 cm
- Tebal pelat basemen = 30 cm
- Tebal selimut di atap (d') = 20 mm
- Tebal selimut di lantai (d') = 20 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm

5.2.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

1. Pelat Atap

   Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL).

   - Beban Mati:

Pelat atap	= 0,14 x 2400	= 336 kg/m^2
Penggantung		= 7 kg/m^2
Plafond		= 11 kg/m^2
Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2		= 42 kg/m^2
Aspal (t = 1 cm)		= 14 kg/m^2
Plumbing & Ducting		= 15 kg/m^2 +

qDT = 425 kg/m^2

- Beban Hidup
  Lantai atap = 96 kg/m^2
  Air Hujan = 20 kg/m^2 +
  qLT = 116 kg/m^2

- Kombinasi = 1,2 qDT + 1,6 qLT
  = (1,2 x 425 kg/m^2) + (1,6 x 116 kg/m^2)
  = 695,6 kg/m^2

2. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban ruang kamar dan ruang *ballroom*.

- Beban Mati
  Pelat lantai = 0,12 x 2400 = 288 kg/m^2
  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 +
  qDT = 402 kg/m^2
- Beban Hidup
  Lantai Kelas: qLT = 192 kg/m^2
  Lantai *ballroom*: qLT = 479 kg/m^2

- Kombinasi
  Lantai kamar = 1,2 qDT + 1,6 qLT
  = 789,6 kg/m^2
  Lantai *ballroom* = 1,2 qDT + 1,6 qLT
  = 1248,8 kg/m^2

3. Pelat Basemen

Beban yang bekerja pada pelat basemen juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pada pelat dasar *basemen* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basemen* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan serta pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air.

Akibat beban parkir

- Beban Mati

Pelat basemen	= 0.3 x 2400	= 720 kg/m^2
Spesi (t = 2 cm)	= 21 x 1	= 21 kg/m^2
qDT		= 741 kg/m^2

- Beban Hidup

  qLT = 800 kg/m^2 (Lantai Basemen)

- Kombinasi

  Lantai basemen = 1,2 qDT + 1,6 qLT
  = 2169,2 kg/m^2

Akibat beban uplift

- Beban Mati

  Beban uplift air
  Elevasi Muka Air Tanah = 0 m
  Elevasi Basemen = -4 m
  Beban uplift = -4 x 1000 kg/m^3
  = -4000 kg/m^2

5.2.3 Perhitungan Tulangan Pelat

1. Pelat Lantai

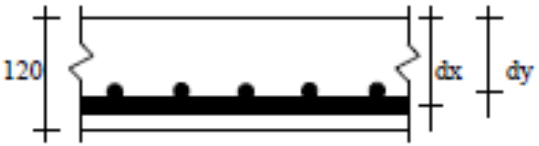
Perhitungan pelat terdiri dari berbagai tipe yaitu tipe pelat SA, SB, SC, SD, SE, SF, SG dan SH. Selanjutnya akan ditampilkan contoh perhitungan penulangan pada pelat lantai

tipe SA dengan dimensi total adalah 3,6 x 3,6 m. Berikut ini merupakan contoh penulangan pada pelat tipe SA.

A. Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe SA

Gambar 5. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A

Dimensi pelat	: 3600 mm x 3600 mm
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimut beton	: 20 mm
Rencana Diameter tul. Arah X	: D10
Rencana Diameter tul. Arah Y	: D10



Gambar 5. 6 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana

dx : t_{pelat} – cover – ($D_{tul.bawah}$/2)
: 120 – 20 – (10/2)
: 95 mm

dy : t_{pelat} – cover – $D_{tul.bawah}$ - ($D_{tul.atas}$ /2)
: 120 – 20 – 10 - (10/2)
: 85 mm

ρ_{min} : 0,0018 x 420/fy
: 0,0018

β_1 : $0{,}85 - 0{,}05\ \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$

: $0{,}85 - 0{,}05\ \frac{(40-28)}{7}$

: 0,764

m : $\frac{fy}{0.85\ x\ fc\prime} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12{,}35$

Ly : $360 - (\frac{45+45}{2}) = 315$ cm

Lx : $360 - (\frac{45+35}{2}) = 320$ cm

β : $\frac{Lx}{Ly} = \frac{320}{315} = 1{,}02 < 2$ (2 arah)

qu : 789,6 kg/m^2

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.10.4 didapat persamaan momen sebagai berikut:

- Arah X (Terkekang penuh)

  M_{0x} $= \frac{1}{8} x\ qu\ x\ ly\ x\ Lx^2$

  $= \frac{1}{8} x\ 789{,}6\ \ x\ 3{,}15\ /3{,}9\ x\ 3{,}2^2$

  = 808,35 kgm

  Mux Lajur kolom = 0,75 x 0,65 x M_{0x}

  = 396,1 kgm

  Mux Lajur Tengah = 0,25 x 0,65 x M_{0x}

  = 129,34 kgm

- Arah Y (Terkekang penuh)

  M_{0y} $= \frac{1}{8} x\ qu\ x\ lx\ x\ Ly^2$

  $= \frac{1}{8} x\ 789{,}6\ \ x\ 3{,}2/4{,}1\ x\ 3{,}15^2$

  = 771,24 kgm

  Mux Lajur kolom = 0,75 x 0,65 x M_{0y}

  = 377,9 kgm

  Mux Lajur Tengah = 0,25 x 0,65 x M_{0y}

  = 123,4 kgm

B. Perhitungan Penulangan Arah X

<u>Lajur Kolom:</u>

- Mu = 396,1 kgm = 3961000 Nmm
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset\, bd^2} = \frac{}{0.9\ x\ 1000\ x\ 95^2} =$ 0,61 N/mm^2
- ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{12,35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12,35\ x\ 0,61}{420}}\right.$

  = 0,00146 < ρ_{min} = 0,0018
- Maka dipakai ρ_{pakai} = 0,0018
- As perlu= ρ.b.d

  = 0,0018 x 1000 x 95 = 171 mm^2
- S_{max} = 450 mm (SNI 2847:2019)
- Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2 x2}$

  $= \frac{171}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 3,2 = 4 (per meter)
- Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/4 = 250 mm
- As pasang = nxAs = 4 x 78,5= 314 mm^2 > As perlu

Jadi digunakan tulangan lentur lajur kolom arah x **D10-250**

<u>Lajur Tengah</u>

- Mu = 129,34 kgm = 1293400 Nmm
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset\, bd^2} = \frac{1293400}{0.9\ x\ 1000\ x\ 95^2} =$ 0,16 N/mm^2
- ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{12,35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12,35\ x\ 0,16}{420}}\right.$

  = 0,00038 < ρ_{min} = 0,0018
- Maka dipakai ρ_{pakai} = 0,0018
- As perlu= ρ.b.d

  = 0,0018 x 1000 x 95 = 171 mm^2
- S_{max} = 450 mm (SNI 2847:2019)
- Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2 x2}$

$$= \frac{171}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2} = 3{,}2 = 4 \text{ (per meter)}$$

- Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/4 = 250 mm
- As pasang = nxAs = 4 x 78,5= 314 mm^2 > As perlu

Jadi digunakan tulangan lentur lajur tengah arah x **D10-250**

C. Perhitungan Penulangan Arah Y

Lajur Kolom:

- Mu = 377,9 kgm = 3779000 Nmm
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset\ bd^2} = \frac{3779000}{0.9\ x\ 1000\ x\ 85^2} = 0{,}58$ N/mm^2
- ρ $= \frac{1}{m}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ 0{,}58}{fy}})$

  $= \frac{1}{12{,}35}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12{,}35\ x\ 2{,}4}{420}}$

  = 0,0014 < ρ_{min} = 0,0018
- Maka dipakai ρ_{pakai} = 0,0018
- As perlu= ρ.b.d

  = 0,0018 x 1000 x 95 = 171 mm^2
- S_{max} = 450 mm (SNI 2847:2019)
- Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2 x2}$

  $= \frac{171}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2} = 3{,}2 = 4$ (per meter)
- Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/4 = 250 mm
- As pasang = nxAs = 4 x 78,5= 314 mm^2 > As perlu

Jadi digunakan tulangan lentur lajur kolom arah y **D10-250**

Lajur Tengah

- Mu = 123,4 kgm = 1234000 Nmm
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset\ bd^2} = \frac{1234000}{0.9\ x\ 1000\ x\ 85^2} = 0{,}19$ N/mm^2
- ρ $= \frac{1}{m}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

  $= \frac{1}{12{,}35}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12{,}35\ x\ 0{,}19}{420}}$

= 0,0005 < ρ_{min} = 0,0018

- Maka dipakai ρ_{pakai} = 0,0018
- As perlu= ρ.b.d
  = 0,0018 x 1000 x 95 = 171 mm^2
- S_{max} = 450 mm (SNI 2847:2019)
- Jumlah tulangan = $\frac{As\ perlu}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2 x2}$
  = $\frac{171}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 3,2 = 4 (per meter)
- Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/4 = 250 mm
- As pasang = nxAs = 4 x 78,5= 314 mm^2 > As perlu

Jadi digunakan tulangan lentur lajur tengah arah y **D10-250**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai kelas, atap dan basemen:

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai Kelas

Nama Pelat	β	Arah	Arah X		Arah Y	
			Lajur Kolom	Lajur Tengah	Lajur Kolom	Lajur Tengah
SA	1	2 arah	D10-250	D10-250	D10-250	D10-250
SB	1,2	2 arah	D10-250	D10-250	D10-250	D10-250
SC	1,5	2 arah	D10-200	D10-250	D10-200	D10-250
SD	1,3	2 arah	D10-200	D10-250	D10-200	D10-250
SE	1,2	2 arah	D10-250	D10-250	D10-250	D10-250
SF	1	2 arah	D10-250	D10-250	D10-250	D10-250

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Nama Pelat	β	Arah	Arah X		Arah Y	
			Lajur Kolom	Lajur Tengah	Lajur Kolom	Lajur Tengah
SA	1	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SB	1,2	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SC	1,5	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SD	1,3	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SE	1,2	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SF	1	2 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
SG	5,1	1 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-300
SH	6,6	1 arah	D10-200	D10-200	D10-200	D10-300

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen

Nama Pelat	β	Arah	Arah X		Arah Y	
			Lajur Kolom	Lajur Tengah	Lajur Kolom	Lajur Tengah
SBA	1	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBB	1,1	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBC	1,44	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBD	1,6	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBE	1,8	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBF	2	1 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100
SBG	1	2 arah	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100	D13 – 100

5.3 Perencanaan Balok Anak

Pada gedung ini terdapat beberapa jenis balok anak yaitu BA1, BA2, BA3, BA4 dan BA5. Dengan aplikasi bantu ETABS didapat nilai momen dan gaya geser sebagai berikut

Tabel 5. 5 Rekapitulasi Mu dan Vu pada Balok Anak

Nama	Bentang (mm)	Dimensi (mm)	Mu (kNm)		Vu (kN)
			Tumpuan	Lapangan	
BA 1	7200	350/500	128,915	59,352	94,16
BA 2	5000	250/400	72,91	44,266	72,556
BA 3	4000	250/400	31,28	21,939	37,54
BA 4	7200	350/500	125,37	74,511	77,53
BA 5	8000	350/500	102,765	74,060	62,137

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1.

A. Data perencanaan:

L	= 7200 mm
Mu tumpuan	= -128,915 KN.m
Mu lapangan	= 59,352 KN.m
Vu	= 94,16 KN
F'c	= 40 MPa
Fy	= 420 MPa
Tulangan lentur (D)	= 16 mm (D16)
As tulangan lentur	= 201,062 mm^2

Tulangan sengkang (D) = 13 mm
As tulangan = 132,73mm^2
B = 350 mm
H = 500 mm
Decking = 40 mm
= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
= 439 mm

B. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

Ø = 0,9 untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0,75 untuk geser dan torsi.

- β_1 $= 0{,}85 - 0{,}05 \ \frac{(F'c-28)}{7}$
  $= 0{,}85 - 0{,}05 \ \frac{(40-28)}{7}$
  $= 0{,}764$
- ρ_{min} $= \frac{0{,}25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  $= \frac{0{,}25x\sqrt{40}}{420} = 0{,}00376$ (menentukan)
- ρ_{min} $= \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0{,}0033$
- m $= \frac{fy}{0{,}85\ fc'} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 40} = 12.35$
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{128{,}915 \text{ x } 10^6}{0{,}9\ x\ 350\ x\ 439^2} = 2{,}123$ N/mm^2
- $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{12{,}35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12{,}35x2{,}123}{420}}\right)$
  $= 0{,}00522 > \rho_{min}$
- Maka dipakai $\rho = 0{,}00519$
- As perlu $= \rho$. b . d
  $= 0{,}00522$ x 350 x 439 = 802,773 mm^2
- n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{802{,}773}{201{,}062} = 3{,}98 \approx 4$ buah

- Jarak tulangan (s) $= \frac{b-n\times\emptyset D-2\times Deck-2\times\emptyset S}{n-1}$
  $= \frac{350-4(16)-2(40)-2(13)}{4-1}$
  $= 60\ mm > 25\ mm$ (OK)
- **Dipakai 4D16** (As = 804,247 mm^2)

C. Perhitungan tulangan positif tumpuan
- As.min = ½ x As = ½ x 804,247 = 402,124 mm^2
- n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  $= \frac{402,124}{201,062} = 2$ buah
- **Dipakai 2D16** (As = 402,12 mm^2)

D. Perhitungan tulangan positif lapangan
- β_1 $= 0,85 - 0,05\ \frac{(F'c-28)}{7}$
  $= 0,85 - 0,05\ \frac{(40-28)}{7}$
  $= 0,764$
- ρ_{min} $= \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$
  $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376$ (menentukan)
- ρ_{min} $= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$
- m $= \frac{fy}{0,85\ fc'} = \frac{420}{0,85\ x\ 40} = 12.35$
- Rn $= \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{59,352\ x\ 10^6}{0,9\ x\ 350\ x\ 439^2} = 0,978$ N/mm^2
- $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{12,35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12,35x0,978}{420}}\right)$
  $= 0,00236 < \rho_{min}$
- Maka dipakai $\rho = 0,00376$

- As perlu $= \rho$. b . d
  $= 0{,}00376$ x 350 x 439 = 578,433 mm^2
- n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{578{,}433}{201{,}062} = 2{,}88 \approx 3$ buah
- Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n \times \emptyset D - 2 \times Deck - 2 \times \emptyset S}{n-1}$
  $= \frac{350 - 3(16) - 2(40) - 2(13)}{3-1}$
  $= 98\ mm > 25\ mm$ (OK)
- **Dipakai 3D16** (As = 603,185 mm^2)

E. Perhitungan tulangan negative lapangan
- As.min = ½ x As = ½ x 603,185 = 301,593 mm^2
- n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  $= \frac{301{,}593}{201{,}062} = 1{,}5 \approx 2$ buah
- **Dipakai 2D16** (As = 402,124 mm^2)

F. Kontrol apakah termasuk balok tekan persegi atau "T" (Tengah Bentang)
- $b_{eff} \leq \frac{1}{4} bentang\ balok$
  $b_{eff} \leq \frac{1}{4} x\ 7200\ mm = 1800\ mm$
- $b_{eff} \leq 8 \times tebal\ pelat + bw$
  $b_{eff} \leq 8\ x\ 120\ mm\ + 350\ mm\ = 1310\ mm$
- $b_{eff} \leq \frac{1}{2}\ jarak\ bersih\ antara\ balok\ bersebelahan$
  $b_{eff} \leq \frac{1}{2}\ x\ (7200 - 450) = 3375\ mm$
- b_{eff} = 1310 mm (dipilih yang terkecil)
- $a = \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ beff} = \frac{603{,}185\ x\ 420}{0{,}85\ x\ 40\ x\ 1310}$
  $= 5{,}687\ mm < hf = 120\ mm\ (\ balok\ persegi)$

Maka, $\emptyset Mn = \emptyset \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$$= 0{,}9\ x\ 603{,}185\ x\ 420\ x\ \left(439 - \frac{5{,}687}{2}\right)$$
$$= 99445426{,}3Nmm = 99{,}445\ kNm$$

$Mu \leq \emptyset Mn$

= 59,352 kNm < 99,445 kNm **(desain memenuhi)**

G. Perhitungan tulangan geser

- Vu = 94,16 KN = 94160 N
- Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{40}$ x 350 x 439
  = 161961,32 N
- Vsmax = $\frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  = $\frac{2}{3}$ x $\sqrt{40}$ x 350 x 439
  = 647845,28 N
- Vsmin = $\frac{1}{16}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  = $\frac{1}{16}$ x $\sqrt{40}$ x 350 x 439
  = 60735,49531 N
- V's = $\frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  = 323922,64 N

Persyaratan

- $Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - \text{Vc} < Vs\ max$ (penampang dapat digunakan)
  -36414,65 N < 647845,28 N **(OK)**
- $Vu \leq \frac{1}{2}\emptyset$ Vc (tidak perlu tulangan geser)
  94160 N ≤ 60735,495 N **(NOT OK)**

Maka diperlukan tulangan geser dengan perhitungan sebagai berikut:

- S maks = d/2 = 439/2 = 219,5 mm
- Av = n x As D13; Dipasang 2 kaki (2D13)
  = 2 x 132,73 = 265,46 mm^2
- s = $\frac{Av\ .\ Fy\ .\ d}{Vs}$

$$= \frac{265{,}46\ x\ 420\ x\ 439}{323922{,}64} = 151{,}1 \text{ mm}$$

s_{pakai} = 150 mm

Dipakai 2D13-150 mm

Berikut adalah rekapitulasi penulangan pada balok anak:

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Nama Balok	Tumpuan		Lapangan		Tulangan Geser (mm)
	Negatif	Positif	Positif	Negatif	
BA 1	4D16	2D16	3D16	2D16	2D13-150
BA 2	3D16	2D16	2D16	2D16	2D13-150
BA 3	2D16	2D16	2D16	2D16	2D13-150
BA 4	4D16	2D16	3D16	2D16	2D13-150
BA 5	4D16	2D16	3D16	2D16	2D13-150

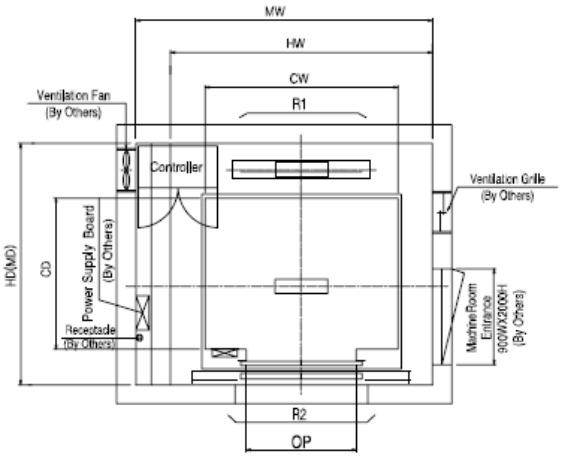
5.4 Perencanaan Balok Lift

Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpu *lift*.

5.4.1 Spesifikasi *lift*

Lift yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh *sigma elevator company* dengan data sebagai berikut:

- Merek = Sigma
- Kapasitas = 20 orang (1150 kg)
- Lebar pintu = 1100 mm
- *Car size* = 1800 x 1700 mm^2
- *Hostway size* = 2350 x 2400 mm^2
- Beban reaksi ruang mesin =
  R1 = 8900 kg
  R2 = 6000 kg



Gambar 5. 7 Denah Lift

5.4.2 Perencanaan balok *lift*

Balok *lift* direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41, dengan data – data sebagai berikut:

W = 103 kg/m	r = 20 mm	h = d-2(t_f+r)
A = 131,3 cm^2	Zx = 2462 cm^3	= 428 mm
d = 506 mm	Zy = 398 cm^3	Sx = 2230 cm^3
b_f = 201 mm	ix = 20,7 cm	Sy = 257 cm^3
t_w = 11 mm	iy = 4,43 cm	fy = 250 MPa
t_f = 19 mm	Ix = 56500 cm^4	fu = 410 MPa
	Iy = 2580 cm^4	E = 200000 MPa

1. Perhitungan pembebanan

Beban merata

- Beban mati

  Berat profil balok penggantung *lift* = 103 kg/m
  Berat sambungan (10%) = 10,3 kg/m+
  Total (q_D) = 113,3 kg/m

- Beban berfaktor

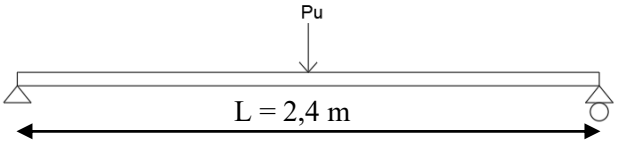
  $q_U = 1{,}4q_D$ = 1.4 x 113,3 = 158,62 kg/m

Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$PU_1 = R_1.(1 + 50\%) = 8900\ (1+0.5) = 13350$ kg

$PU_2 = R_2.(1 + 50\%) = 6000\ (1+0.5) = 9000$ kg



Gambar 5. 8 Pembebanan Balok Penggantung Lift

2. Gaya dalam pada balok penggantung
   - Momen yang terjadi:

     $Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x Pu x L$

     $Mu = \frac{1}{8} x 113{,}3 x 2{,}65^2 + \frac{1}{4} x 13350 x 2{,}4$

     = 8943,83 kgm
   - Gaya geser yang terjadi:

     $Vu = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x Pu$

     $Vu = \frac{1}{2} x 113{,}3 x 2{,}4 + \frac{1}{2} x 13350$ = 6825,1225 kg

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
   - Pelat sayap

     $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{38}$ = 5,28

     $\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ = $0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}}$ = 10,748

     λ< λp (Penampang kompak)

- Pelat badan

  $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{11} = 38{,}9$

  $\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}348$

  λ< λp (Penampang kompak)

  Penampang kompak sehingga, Mn=Mp

  Mn=ZxFy = 2462 x 2500 = 6155000 kgcm

  Mu ≤ ϕMn

  894383 kgcm ≤ 0.9 x 6155000 kgcm

  894383 kgcm ≤ 5539500 kgcm **(OK)**

- Kontrol Tekuk Lateral

  Lb = 265 cm

  Lp = 220,527 cm

  Lr = 694,296 cm

  Lp < Lb < Lr (Bentang Menengah)

  M_{maks} = 8943,83 kgm

  M_A = 4496,77 kgm

  M_B = 8943,83 kgm

  M_C = 4496,77 kgm

  $C_b = \frac{12{,}5\ Mmaks}{2{,}5Mmaks+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 2.3$

  $= \frac{12{,}5x8943{,}83}{2{,}5x8943{,}83+3x4496{,}77+4x8943{,}83+3x4496{,}77}$

  = 1,313 ≤ 2.3

  $Mn = Cb\left[Mp-(Mp-0{,}7FySx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] < Mp$

  = 7799272 kgcm ≥ 5539500 kgcm (Tidak OK), maka Mn=Mp

  Mu ≤ ϕMn

  894383 kgcm ≤ 0.9 x 6155000 kgcm

  894383 kgcm ≤ 5539500 kgcm **(OK)**

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

   $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{11} = 38{,}9$

$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$

$Vn = 0{,}6F_yA_wC_v$

$= 0{,}6x2500x42{,}8x1{,}1x1$

$= 70620$ kg

$Vu \leq \phi_v Vn$

$Vu \leq 1Vn$

6825,1225 kg ≤ 70620 kg **(OK)**

5. Kontrol lendutan

L = 265 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0{,}736$ cm

$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D).L^4}{E.I_x}\right] + \left[\frac{23PL^3}{648.E.I_x}\right] =$

$= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1{,}13).265^4}{2000000.56500}\right] + \left[\frac{23.13350.265^3}{648.2000000.56500}\right] = 0{,}078$ cm

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}078\ cm < 0{,}736\ cm \rightarrow$ **(OK)**

BAB VI
PEMODELAN DAN PEMBEBANAN STRUKTUR

6.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban-beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013, SNI 2847:2019, dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2019, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

6.2 Permodelan Struktur

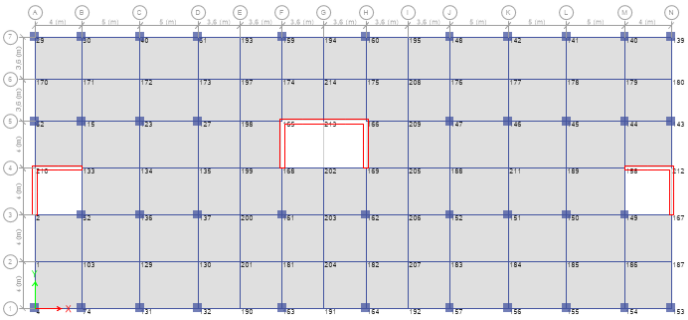
Dalam perhitungan analisis beban gempa, perlu suatu pemodelan struktur. Struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan penahan gaya lateral (gempa) menggunakan sistem ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser. Struktur permodelan gedung yang akan dianalisa memiliki 14 lantai dan 1 basemen dengan tinggi total gedung ±56,2 m. Tinggi basemen 4 meter, tinggi lantai pertama 4 meter, tinggi lantai 14 adalah 5 meter sedangkan tinggi lantai lainnya 3,6 meter. Pemodelan gedung berlokasi di Denpasar, Bali dengan kelas situs SE. Permodelan struktur ini dilakukan dengan menggunakan *software* ETABS.

Permodelan pada ETABS untuk masing-masing elemen struktur adalah sebagai berikut:

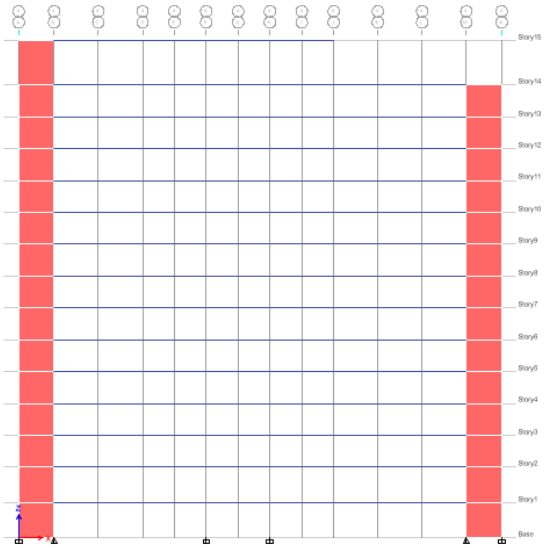
a. Permodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung bawah kolom basemen.

b. Balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (*joint*) yang kaku. Tetapi khusus untuk balok prategang pada lantai atap (saat *jacking*) dimodelkan sebagai elemen *frame release* sedangkan kolom lantai 15 ujung atasnya juga dimodelkan *frame release* sehingga momen pada muka join balok prategang sebesar nol.
c. Dinding geser dimodelkan sebagai elemen *shell* dengan diberi label *pier* pada setiap segmen dinding geser. Dinding geser memiliki hubungan (*joint*) yang kaku.
d. Pelat lantai dan atap dimodelkan sebagai elemen *shell*.
e. Pada struktur beton, pengaruh keretakan beton harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Maka, momen inersia penampang struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan persentase efektifitas penampang berdasarkan SNI 2847 : 2019 tabel 6.6.3.1.1 (a). Sehingga untuk balok digunakan sebesar 0,35 Ig, kolom digunakan sebesar 0,7 Ig, pelat digunakan sebesar 0,25 Ig dan dinding geser digunakan sebesar 0,35 Ig.

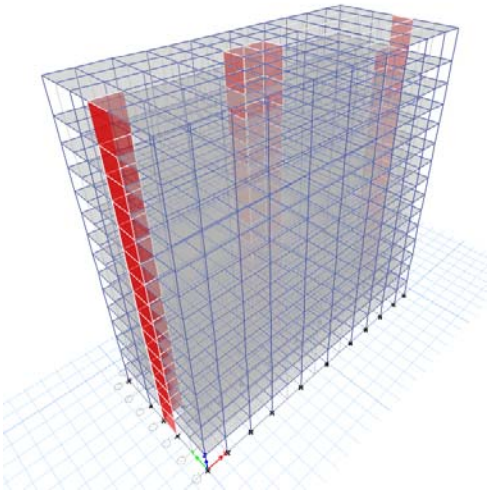
Denah struktur, tampak dan gambar 3D permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 6. 1 Denah Struktur pada Lantai 9



Gambar 6. 2 Tampak Struktur dari *Elevation View 3*



Gambar 6. 3 Tampak Permodelan 3D

6.3 Pembebanan

6.3.1 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:

Mutu beton (F'c)	: 40 MPa
Mutu baja (Fy)	: 420 MPa
Dimensi Balok	:
Balok induk	: 45/65; 35/50: 40/60
Balok anak	: 25/40; 35/50
Balok Prategang	: 50/120
Tebal Pelat Lantai	: 12 cm
Tebal Pelat Atap	: 14 cm
Tebal Pelat Basemen	: 30 cm
Dimensi Kolom	:
Basemen – Lt.4	: 90/90
Lt 5 – 9	: 75/75
Lt 10 – atap	: 60/60

Faktor keutamaan: 1,5 (Gedung Kuliah)

Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS.

- Input beban hidup:

Lantai Kelas	: 1,92 kN/m^2
Lantai Koridor	: 3,83 kN/m^2
Lantai *Ballroom*	: 4,79 kN/m^2
Lantai Atap	: 0,96 kN/m^2
Air Hujan	: 0,2 kN/m^2

- Input beban mati tambahan (*superdead*):

Input beban mati tambahan pada pelat lantai:

Penggantung	: 0,07 kN/m^2
Plafond	: 0,11 kN/m^2
Spesi (t = 2 cm)	: 0,42 kN/m^2
Tegel (t = 1 cm)	: 0,24 kN/m^2
Ducting & Plumbing	: 0,30 kN/m^2
	1,14 kN/m^2

Input beban mati tambahan pada balok :
Dinding bata : 9 kN/m^2

- Input beban mati tambahan pada pelat atap:
  Penggantung : 0,07 kN/m^2
  Plafond : 0,11 kN/m^2
  Spesi (t = 2 cm) : 0,42 kN/m^2
  Aspal (t = 1 cm) : 0,14 kN/m^2
  Ducting & Plumbing : 0,30 kN/m^2
  1,04 kN/m^2

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 5.1**).

Tabel 6. 1 Rekap Pembebanan Gravitasi

Keterangan	n Lantai	W_D kg	W_L kg
Lt. atap	1	1.140.079,20	139.886,72
Lantai 14	1	1.194.882,24	404.306,44
Lantai 13-10	4	4.779.528,96	1.111.187,36
Lt. 9-5	5	6.289.339,20	1.388.984,20
Lt. 4-basemen	4	5.453.268,16	1.111.187,36
Dinding geser	15	3.135.168,00	-
Total		21.992.265,76	4.155.552,08
$W_D + W_L$		26.147.817,84	
$W_D + W_L$ ETABS		25.511.536,37	
Kontrol Selisih		2,49%	

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D + 1L) yang dihitung manual sebesar 26.147.817,84 kg. Pembebanan yang di input pada ETABS harus mendekati dengan hasil perhitungan manual dengan batas toleransi 5%.

Tabel 6. 2 Output *Base Reactions* ETABS

TABLE: Base Reactions	
Load Case/Combo	**FZ**
	kg
D+L	25511536,37

Dari hasil pembebanan melalui program bantu ETABS didapat sebesar 25.511.536,37kg. Maka, didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebesar 2,49%.

6.3.2 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2019

1. Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung fasilitas pendidikan termasuk dalam kategori resiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) = 1,5.

2. Kelas Situs

SNI 1726:2019 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2019 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berikut adalah hasil pengolahan data tanah untuk menentukan kelas situs.

Tabel 6. 3 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	2	1
4	2	3	0.667
6	2	4	0.5
8	2	16	0.125
10	2	24	0.083

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
12	2	31	0.065
14	2	36	0.056
16	2	16	0.125
18	2	23	0.087
20	2	17	0.118
22	2	15	0.133
24	2	7	0.286
26	2	34	0.059
28	2	29	0.069
30	2	50	0.04
	30		3.41

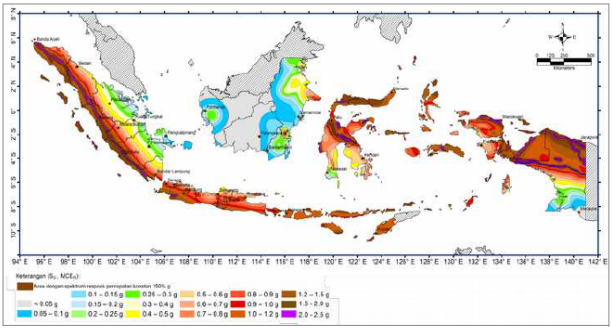
$\bar{N} = \frac{30}{3,41} = 8,794$

Mengacu pada tabel 5 SNI 1726 : 2019, dengan nilai $\bar{N}$ = 8,794, lokasi bangunan berada pada kelas situ SE (Tanah lunak).

3. Parameter Respon Spektral

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE).

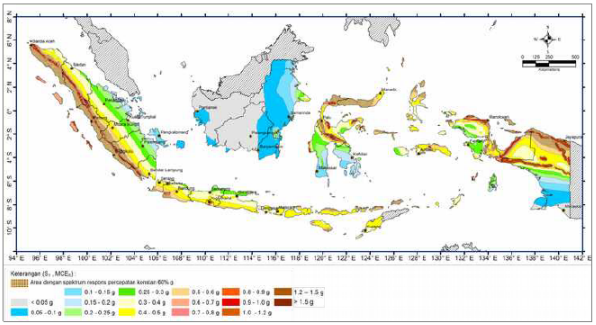
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 12 – Parameter gerak tanah S_s, gempa maksium yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (S_{BC})

Gambar 6. 4 Peta untuk Menentukan Nilai Ss

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari Gambar 6.4 untuk daerah Denpasar, Bali didapatkan nilai S_S = 0.98 g.



Gambar 13 – Parameter gerak tanah, S_1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (S_{BC})

Gambar 6. 5 Peta untuk Menentukan Nilai S_1

S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SE. Dari Gambar 6.5 untuk wilayah Denpasar Bali S_1 = 0,362 g.

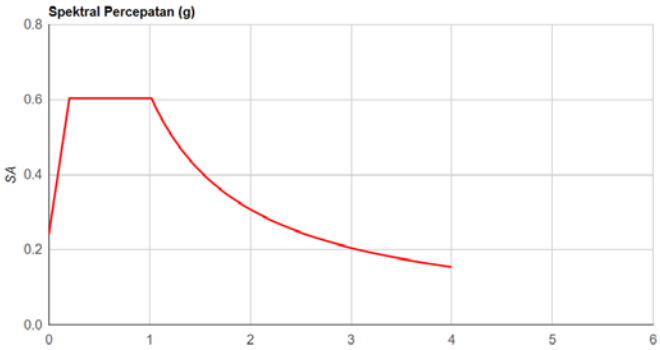
Tabel 6. 4 Parameter Percepatan Spektral Desain Denpasar Situs Tanah SE

Parameter	**Nilai**
PGA (g)	0,44
S_S (g)	0,98
S_1 (g)	0,362
F_{PGA}	0,9
F_A	0,924
F_V	2,552
S_{MS} (g)	0,906
S_{M1} (g)	0,924
S_{DS} (g)	0,604
S_{D1} (g)	0,616
T_0 (detik)	0,204
T_S (detik)	1,02

Tabel 6. 5 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0	0.242	2.420	0.244
0.204	0.604	2.520	0.235
1.020	0.604	2.620	0.226
1.020	0.550	2.720	0.218
1.120	0.505	2.820	0.211
1.220	0.467	2.920	0.204
1.320	0.434	3.020	0.197
1.420	0.405	3.120	0.191
1.520	0.380	3.220	0.185
1.620	0.358	3.320	0.180

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
1.720	0.338	3.420	0.175
1.820	0.321	3.520	0.170
1.920	0.305	3.620	0.166
2.020	0.290	3.720	0.161
2.120	0.277	3.820	0.157
2.220	0.265	4.000	0.154
2.320	0.254		



Gambar 6. 6 Grafik Respon Spektrum Desain

4. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3, bangunan dengan fungsi gedung kampus masuk ke dalam kategori resiko IV dengan Ie = 1,5. Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2019, dimana, S_{DS} = 0,604 g dan S_{D1} = 0,616 g sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

5. Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh [a] (Koefisien Modifikasi Respon), Ω_0[g] (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan C_d[b] (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 12 pada SNI 1726-2019 akan digunakan.

Dengan kategori desain seismik D, diperoleh:
$R^a = 7$
$\Omega_0{}^g = 2,5$
$C_d{}^b = 5,5$

6.4 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = Cu \times Ta$$

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan Ct adalah 0,0466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 56,2 m.

$$Ta = C_t \times {h_n}^x$$
$$Ta = 0{,}0466 \times 56{,}2^{0,9}$$
$$Ta = 1{,}75\ s$$

Dimana:
Ta = Periode fundamental pendekatan
Ct = Koefisien Pendekatan
hn = Ketinggian Struktur

Tabel 6. 6 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumus sebagai berikut:

$$T = C_u \times T_a$$
$$T = 1{,}4 \times 1{,}75$$
$$T = 2{,}45\ s$$

Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (Cu).

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah di input gaya gempa dinamik.

Tabel 6. 7 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	2,35
Modal	2	2,073
Modal	3	1,83
Modal	4	0,703
Modal	5	0,6
Modal	6	0,477
Modal	7	0,34
Modal	8	0,285
Modal	9	0,216
Modal	10	0,204
Modal	11	0,17
Modal	12	0,137
Modal	13	0,131
Modal	14	0,115
Modal	15	0,1
Modal	16	0,091
Modal	17	0,085
Modal	18	0,077
Modal	19	0,07
Modal	20	0,067

Nilai T yang didapat dari ETABS sebesar 2,165 s, maka

$$Ta < T\ ETABS < C_u \times T_a$$

$1{,}75\ s\ <\ 2{,}35 < 2{,}45\ s$ … OK!

Sehingga diambil nilai T = 2,35 s

6.5 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respon seismic, Cs, harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1.

$$Cs = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{Ie}};\ S_{DS} = 0{,}604;\ Ie = 1{,}5;\ R = 7$$

$$Cs = \frac{0{,}604}{\frac{7}{1.5}} = 0{,}12942$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2019 Tabel 12) dan nilai Cs tidak lebih dari :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)}$$

Dimana:

S_{D1} = 0,616
R = 7
T = 2,35
Ie = 1,5

$$Cs = \frac{0{,}616}{2{,}35\left(\frac{7}{1{,}5}\right)}$$

$$Cs = 0{,}0561$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari:

$$Cs = 0{,}044 \times S_{DS} \times Ie \geq 0{,}01$$

$$Cs = 0{,}044 \times 0{,}604 \times 1{,}5 = 0{,}0398 \geq 0{,}01$$

Maka nilai Cs diambil **0,0561**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan fasilitas pendidikan sebesar 0,5 sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut:

Tabel 6. 8 Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	**FZ**
	kN
D+0.5L	232064,2

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan RSNI 1726:2019.

Cs = 0,0561
W = 232064,2 kN
V = Cs x W
= 0,0561 x 232064,2 kN
= 13018,8 kN

Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (Vt) kurang dari 100% dari gaya geser V yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan $\frac{V}{V_t}$ (SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1.). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut:

Tabel 6. 9 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case/Combo	**FX**	**FY**
	kN	kN
Eq x Max	10314,58	6044,25
Eq y Max	6222,49	11140,71

V = 13018,8 kN
Vxt = 10314,58 kN
Vyt = 11140,71 kN

Maka untuk arah x,

$$Vxt > V$$

$$10314{,}58 \text{ kN} > 13018{,}8 \text{ kN} \text{ ... Not Ok!}$$

Maka untuk arah y,

$$Vyt > V$$

$$11140{,}71 \text{ kN} > 13018{,}8 \text{ kN} \text{ ... Not Ok!}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala V/Vt

Untuk Arah x :

$$\frac{V}{V_{xt}} = \frac{13018{,}8}{10314{,}58} = 1{,}263$$

Untuk Arah y :

$$\frac{V}{V_{yt}} = \frac{13018{,}8}{11140{,}71} = 1{,}169$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasilnya adalah sebagai berikut:

Tabel 6. 10 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Koreksi

Load Case/Combo	**FX**	**FY**
	kN	kN
Eq x Max	13031,46	7764,28
Eq y Max	7893,27	13046,96

V = 13018,8 kN
Vxt = 13031,46 kN
Vyt = 13046,96 kN

Maka untuk arah x,

$$Vxt > V$$
$$13031{,}46 \text{ kN} > 13018{,}8 \text{ kN} \text{ ... Ok!}$$

Maka untuk arah y,

$$Vyt > V$$
$$13046{,}96 \text{ kN} < 13018{,}8 \text{ kN} \text{ ... Ok!}$$

Hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726 : 2019 Pasal 7.9.1.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil *running* ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

6.6 Kontrol Sistem Ganda (*Dual System*)

Persyaratan sistem ganda mengacu pada (SNI 1726 : 2019 pasal 7.2.5.1). 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 SPRM dan Dinding Geser (*Shearwall).*

Tabel 6. 11 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Y

Jenis	Arah X	Persentase	Arah Y	Persentase
	kN	%	kN	%
Shear Wall	9765,09	74,93	9666,19	74,09
SRPMK	3266,37	25,07	3380,77	25,91
Total	13031,46	100	13046,96	100

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

6.7 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.

Tabel 6. 12 *Modal* Partisipasi Massa

Case	***Mode***	***Period*** **sec**	***Sum UX***	***Sum UY***
Modal	1	2,35	0,0497	0,4691
Modal	2	2,073	0,4303	0,656
Modal	3	1,83	0,6863	0,708
Modal	4	0,703	0,701	0,78
Modal	5	0,6	0,7408	0,8467
Modal	6	0,477	0,8585	0,8495
Modal	7	0,34	0,8657	0,8728
Modal	8	0,285	0,8765	0,9083
Modal	9	0,216	0,9232	0,9098
Modal	10	0,204	0,9249	0,9201
Modal	11	0,17	0,9302	0,94
Modal	12	0,137	0,9369	0,947
...	…	…	…	…
Modal	36	0,031	0,9993	0,9989
Modal	37	0,03	0,9993	0,9991
Modal	38	0,029	0,9996	0,9991
Modal	39	0,028	0,9996	0,9994
Modal	40	0,028	0,9997	0,9997
Modal	41	0,027	1	0,9997
Modal	42	0,026	1	0,9998
Modal	43	0,025	1	0,9999
Modal	44	0,024	1	1
Modal	45	0,005	1	1

Tabel 6. 13 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis

Case	*Item Type*	*Item*	*Static*	*Dynamic*
			%	*%*
Modal	*Acceleration*	UX	100	100
Modal	*Acceleration*	UY	100	100

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai lebih dari 90% untuk arah X dan arah Y, maka ketentuan menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 telah terpenuhi.

6.8 Kontrol Simpangan *(Drift)*

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan pengguna jasa, mencegah kerusakan non-struktur, serta membatasi keretakan beton yang berlebihan. Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan tabel batas simpangan pada SNI 1726:2019, sebagai berikut:

Tabel 6. 14 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin

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[d]	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus termasuk ke dalam semua struktur lainnya, *drift* dibatasi sebesar:

Δ_{ijin} = 0,010 x hsx
= 0,010 x 4000 = 40 mm (Lantai basemen dan 1)
= 0,010 x 3600 = 36 mm (Lantai 2-13)
= 0,010 x 5000 = 50 mm (Lantai 14)

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2019 pasal 7.9, yaitu:

δi = *Drift* x Cd / Ie; dengan Cd = 5.5 dan Ie = 1,5 (SNI 1726:2019, tabel 4) sehingga faktor pembesaran *drift* adalah sebagai berikut.

$\Delta i = Drift \times \frac{5{,}5}{1{,}5}$

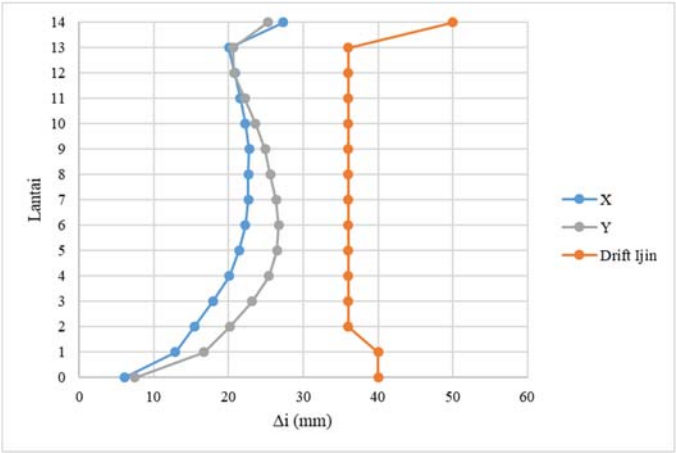
Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan *drift* dan Δi sesuai dengan SNI 1726:2019 sebagai berikut

Tabel 6. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai	Simpangan	*Drift*	Δ_i	Δijin	Kontrol
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
14	5000	80,719	7,459	27,350	50	OK
13	3600	73,26	5,467	20,046	36	OK
12	3600	67,793	5,682	20,834	36	OK
11	3600	62,111	5,884	21,575	36	OK
10	3600	56,227	6,06	22,220	36	OK
9	3600	50,167	6,199	22,730	36	OK
8	3600	43,968	6,171	22,627	36	OK
7	3600	37,797	6,174	22,638	36	OK
6	3600	31,623	6,065	22,238	36	OK
5	3600	25,558	5,84	21,413	36	OK
4	3600	19,718	5,478	20,086	36	OK
3	3600	14,24	4,889	17,926	36	OK
2	3600	9,351	4,199	15,396	36	OK
1	4000	5,152	3,508	12,863	40	OK
Base	4000	1,644	1,644	6,028	40	OK

Tabel 6. 16 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai	Simpangan	*Drift*	Δ_i	Δijin	Kontrol
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
14	5000	91,425	6,881	25,230	50	OK
13	3600	84,544	5,626	20,629	36	OK
12	3600	78,918	5,647	20,706	36	OK
11	3600	73,271	6,049	22,180	36	OK
10	3600	67,222	6,434	23,591	36	OK
9	3600	60,788	6,785	24,878	36	OK
8	3600	54,003	6,971	25,560	36	OK
7	3600	47,032	7,198	26,393	36	OK
6	3600	39,834	7,284	26,708	36	OK
5	3600	32,55	7,215	26,455	36	OK
4	3600	25,335	6,933	25,421	36	OK
3	3600	18,402	6,319	23,170	36	OK
2	3600	12,083	5,49	20,130	36	OK
1	4000	6,593	4,564	16,735	40	OK
Base	4000	2,029	2,029	7,440	40	OK



Gambar 6. 7 *Drift* Ijin

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

6.9 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksetrisitas rencana ed sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- e_{dx}=1,5ex+(0,05Bx) atau ex-(0,05Bx)
- e_{dy}=1,5ey+(0,05By) atau ey-(0,05By)

Dimana:

ex dan ey	= eksentrisitas bawaan gedung
0,05 Bx dan 0,05 By	= eksentrisitas tak terduga
Bx	= panjang gedung arah x
By	= panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel berikut:

Tabel 6. 17 Eksentrisitas Aktual dan Tak Terduga

Lantai	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		0.05bx	0.05by
	X	Y	X	Y	X	Y		
Base	29,85	12,98	26,47	15,72	3,38	-2,74	2,73	1,16
1	29,85	12,98	26,48	17,43	3,37	-4,45	2,73	1,16
2	29,85	12,98	26,54	17,58	3,30	-4,60	2,73	1,16
3	29,83	12,98	26,61	17,40	3,22	-4,42	2,73	1,16
4	29,81	12,98	26,67	17,14	3,15	-4,16	2,73	1,16
5	29,81	12,98	26,72	16,86	3,09	-3,88	2,73	1,16
6	29,81	12,98	26,77	16,56	3,04	-3,59	2,73	1,16
7	29,79	12,98	26,85	15,98	2,95	-3,01	2,73	1,16
8	29,80	12,98	26,81	16,27	2,99	-3,29	2,73	1,16
9	29,78	12,98	26,88	15,71	2,90	-2,73	2,73	1,16
10	29,78	12,98	26,90	15,44	2,88	-2,46	2,73	1,16
11	29,78	12,98	26,91	15,18	2,87	-2,20	2,73	1,16
12	29,77	12,97	26,91	14,92	2,86	-1,95	2,73	1,16
13	30,01	13,00	26,90	14,69	3,12	-1,69	2,73	1,16
14	29,86	12,97	26,76	14,53	3,10	-1,56	2,73	1,16

Tabel 6. 18 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai

Lantai	Eksentrisitas (e)		e_d = 1.5e + 0.05b		e_d = e - 0.05b		e_d pakai	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Base	3,38	-2,74	7,801	2,95	0,651	3,90	7,80	3,90
1	3,37	-4,45	7,786	5,52	0,641	5,61	7,79	5,61
2	3,30	-4,60	7,680	5,74	0,570	5,76	7,68	5,76
3	3,22	-4,42	7,557	5,47	0,488	5,58	7,56	5,58
4	3,15	-4,16	7,448	5,08	0,415	5,32	7,45	5,32
5	3,09	-3,88	7,366	4,66	0,361	5,04	7,37	5,04
6	3,04	-3,59	7,293	4,22	0,312	4,75	7,29	4,75
7	2,95	-3,01	7,148	3,35	0,215	4,17	7,15	4,17
8	2,99	-3,29	7,216	3,78	0,261	4,45	7,22	4,45
9	2,90	-2,73	7,084	2,94	0,173	3,89	7,08	3,89
10	2,88	-2,46	7,051	2,54	0,151	3,62	7,05	3,62
11	2,87	-2,20	7,032	2,14	0,138	3,36	7,03	3,36
12	2,86	-1,95	7,014	1,76	0,126	3,11	7,01	3,11
13	3,12	-1,69	7,403	1,37	0,385	2,85	7,40	2,85
14	3,10	-1,56	7,376	1,18	0,368	2,72	7,38	2,72

BAB VII
PERENCANAAN STRUKTUR PRATEGANG

7.1 Umum

Perencanaan beton prategang dilakukan pada lantai atap gedung. Sehingga jumlah balok prategang yang terdapat dalam modifikasi perencanaan gedung ini adalah 3 balok dengan bentang 23,2 m. Pada perencanaan ini metode yang digunakan pada balok prategang adalah metode pasca tarik (*post-tension*) dengan sistem sendi. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Pada desain balok, dilakukan permodelan *frame-release* pada setiap hubungan balok kolom. Tujuan dari permodelan ini adalah untuk mengurangi kekangan pada kolom akibat momen negative balok. Momen negatif yang terjadi pada hubungan balok-kolom tidak dipikul oleh kolom melainkan oleh tendon prategang pada balok dikarenakan hubungan balok-kolom yang tidak monolit.

7.2 Data Perencanaan Beton Prategang

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton prategang pada lantai atap balok:

- Panjang bentang : 23,2 m
- Dimensi balok prategang : 1200/500 mm
- f'c beton prategang : 45 MPa
- f'c beton pelat atap : 45 MPa
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 20 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu *curing* 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0{,}88 \times 45 = 39{,}6$ MPa
- $t_f = 14$ cm

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok prategang ketebalan yang digunakan yaitu 14 cm.

- Jarak antar balok prategang
  s1 = 5 m dan s2 = 4m

7.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (bw), lebar efektif sayap balok T sesuai SNI 2847:2019 pasal 6.3.2 tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing - masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Setengah jarak bersih antara balok yang bersebelahan
- Delapan kali tebal pelat

Perhitungan lebar efektif balok ialah sebagai berikut:

b_{eff} = L/4
= 23200/4 = 5800 mm

b_{eff} = bw + 2 x (8 x t_f)
= 500 + 2 x (8 x 140) = 2740 mm (menentukan)

b_{eff} = bw + b0
= 500 + 5000 = 5500 mm

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 2740 mm. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 5,8 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton prategang hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton prategang sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar s1 = 5 m, sesuai dengan jarak antar balok prategang yang sesungguhnya.

7.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon 0,94 f_{py}, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 f_{pu} dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur.

b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang 0,70 f_{pu}

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
   - Tegangan tekan (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}6 \times f_{ci} = 0{,}6 \times 39{,}6 = 23{,}76$ MPa
   - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T:
     $\sigma_{tr} = f_t > 0{,}5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.2)
     $\sigma_{tr} = 0{,}5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0{,}5 \times \sqrt{39{,}6} = 3{,}15$ MPa
   - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}7 \times f_{ci} = 0{,}7 \times 39{,}6 = 27{,}72$ MPa
   - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : (0,5) x $\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:201X pasal 24.5.3.2)
     $\sigma_{tr} = 0{,}5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0{,}5 \times \sqrt{39{,}6} = 3{,}15$ MPa

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang.
   - Tegangan tekan (beban tetap): 0,45 x f'_c (SNI 2847:2019 pasal 24.5.4.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}45 \times f'_c = 0{,}45 \times 45 = 20{,}25$ MPa
   - Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): 0,6 x f'_c (SNI 2847:2019 pasal 24.5.4.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}6 \times f'_c = 0{,}6 \times 45 = 27$ MPa
   - Tegangan tarik (SNI 2847:2019 pasal 24.5.2.1)
     Kelas U $= ft \leq 0{,}62\sqrt{f'_c}$
     $= ft \leq 0{,}62\sqrt{45}$
     $= ft \leq 4{,}16$ MPa

Kelas T $= 0{,}62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$
$= 0{,}62\sqrt{45} < ft \leq \sqrt{45}$
$= 4{,}16 < ft \leq 6{,}71$ MPa

Kelas C $= ft > \sqrt{f'_c}$
$= ft > \sqrt{45}$
$= ft > 6{,}71$ MPa

Pada perencanaan ini beton prategang diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0{,}8\sqrt{f'c}$ = 5,37 MPa.

Dimana:

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa
f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa
$f`_c$ = kuat tekan beton saat pemberian prategang awal, MPa
$f`_{ci}$ = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

7.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

7.6 Penentuan Gaya Prategang

7.6.1 Analisa Penampang Global

Balok prategang memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok prategang menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528{,}56 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{45} = 31528{,}56 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{balok}}{E_{pelat}} = \frac{31528{,}56}{31528{,}56} = 1$$

Luas penampang balok prategang didapat sebagai berikut:

be pakai = be/n
= 2740 mm/1
= 2740 mm
A pelat = be x tf
= 2740 mm x 140 mm
= 383600 mm^2
A balok = b x (h-tf)
= 500 x (1200 - 140)
= 530000 mm^2
A tot = 383600 mm^2 + 530000 mm^2
= 913600 mm^2

$$Yb = \frac{Apelat\ x\ Yb\ pelat\ +\ Abalok\ x\ Yb\ balok}{Apelat\ +\ Abalok}$$

$$Yb = \frac{\left(383600x\ (1200-\frac{140}{2})\right)+(530000x\ 530)}{913600}$$

= 781,92 mm

$$Yt = \frac{\left(383600\ x\ \frac{140}{2}\right)+(530000x670)}{913600}$$

= 418,08 mm

I_1 = 1/12 x b balok x (h balok)^3 + A balok x d^2
= 83263141478 mm^4

I_2 = 1/12 x b pelat x (h pelat)^3 + A pelat x d^2
= 47101681312 mm^4

I_{komp} = $I_1 + I_2$ = 130364822790 mm^4

Wt = $\frac{I}{Yt}$ = 311822695,3 mm^3

Wb = $\frac{I}{Yb}$ = 166722616,5 mm^3

Kt $= \frac{W_b}{A_{total}}$ = 182,48 mm

Kb $= \frac{Wt}{A_{total}}$ = 341,18 mm

7.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan harus memenuhi tegangan beton yang diijinkan.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer

  Tengah bentang:

  Tarik ijin = 3,15 MPa

  Tekan ijin = 23,76 MPa

  Tumpuan:

  Tarik ijin = 3,15 MPa

  Tekan ijin = 27,72 MPa

- Pada saat beban layan

  Tengah bentang:

  Tarik ijin = 5,37 MPa

  Tekan ijin = 20,25 MPa

  Tumpuan:

  Tarik ijin = 5,37 MPa

  Tekan ijin = 20,25 MPa

- Eksentrisitas rencana:

  Eksentrisitas tengah bentang (e) = yb – d'

  = 781,92 – 200

  = 581,92 mm

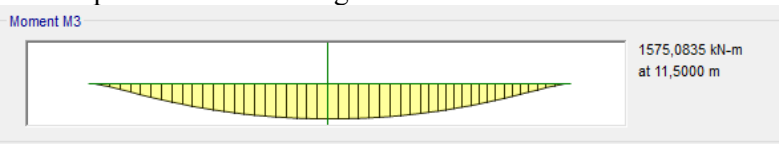
  Eksentrisitas tumpuan (e) = 100 mm (di atas cgc)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

1. Kondisi Saat Transfer Gaya Prategang

Tengah Bentang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D



Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS

Momen tumpuan kiri = 0 kNm
Momen lapangan = 1575,0835 kNm
Momen tumpuan kanan = 0 kNm

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$3{,}15 \geq -\frac{Fo}{913600} + \frac{Fo\ x\ 581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1575083500}{311822695{,}3}$$

Fo = 10623,68 kN

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$-23{,}76 \leq -\frac{Fo}{913600} - \frac{Fo\ x\ 581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1575083500}{166722616{,}5}$$

Fo = 7242,67 kN

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$-27{,}72 \leq -\frac{Fo}{913600} + \frac{Fo\ x{-}100}{311822695{,}3} - \frac{0}{311822695{,}3}$$

Fo = 19586,42 kN

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

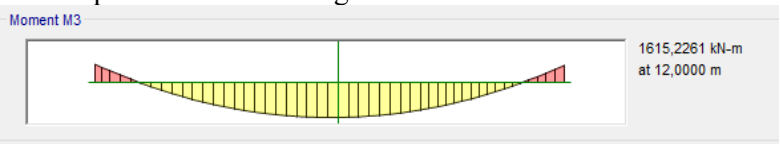
$$3{,}15 \geq -\frac{Fo}{913600} - \frac{Fo\ x{-}100}{166722616{,}5} + \frac{0}{166722616{,}51}$$

Fo = -6359,34 kN

2. Kondisi Saat Beban Layan (Setelah *Grouting*)

Tengah Bentang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L



Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS

Momen tumpuan kiri = -832,61 kNm
Momen lapangan = 1615,27 kNm
Momen tumpuan kanan = -782,48 kNm

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-20{,}25 \leq -\frac{F}{913600} + \frac{F\,x\,581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1615270000}{311822695{,}3}$

F = -19529,75 kN

Fo = -24412,19 kN (asumsi kehilangan gaya prategang 20%)

- Serat bawah (Asumsi kelas T):

$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$5{,}37 \geq -\frac{F}{913600} - \frac{F\,x\,581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1615270000}{166722616{,}5}$

F = 942,6 kN

Fo = 1178,25 kN (asumsi kehilangan gaya prategang 20%)

Tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$

$5{,}37 \geq -\frac{F}{913600} + \frac{F\,x{-}100}{311822695{,}3} - \frac{(-832610000)}{311822695{,}3}$

F = -1905,26 kN

Fo = -2381,58 kN (asumsi kehilangan gaya prategang 20%)

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$-20{,}25 \leq -\frac{F}{913600} - \frac{F\,x{-}100}{166722616{,}5} + \frac{(-832610000)}{166722616{,}51}$$

F = 30834,54 kN

Fo = 38543,17 kN (asumsi kehilangan gaya prategang 20%)

7.6.3 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu Fo dan F pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah Fo = 3000 kN. Fe = 2400 kN (asumsi kehilangan gaya prategang 20%)

1. Kondisi Saat Transfer Gaya Prategang

Tengah Bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$3{,}15 \geq -\frac{3000000}{913600} + \frac{3000000\,x\,581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1575083500}{311822695{,}3}$$

3,15 MPa ≥ -2,73 MPa (OK)

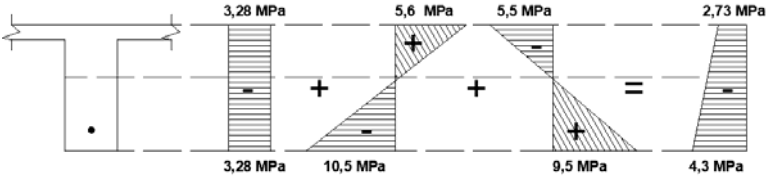
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$-23{,}76 \leq -\frac{3000000}{913600} - \frac{3000000\,x\,581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1575083500}{166722616{,}5}$$

-23,76 MPa ≤ -4,3 MPa **(OK)**

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$-27{,}72 \leq -\frac{3000000}{913600} + \frac{3000000\ x{-}100}{311822695{,}3} - \frac{0}{311822695{,}3}$$

-27,72 MPa ≤ -4,25 MPa (OK)

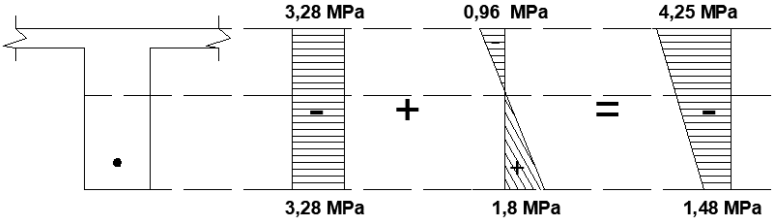
- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$3{,}15 \geq -\frac{3000000}{913600} - \frac{3000000\ x{-}100}{166722616{,}5} + \frac{0}{166722616{,}51}$$

3,15 MPa ≥ -1,48 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer

2. Kondisi Saat Beban Layan (Setelah *Grouting*)

Tengah Bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$-20{,}25 \leq -\frac{2400000}{913600} + \frac{2400000\ x\ 581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1615270000}{311822695{,}3}$$

-20,25 MPa ≤ -3,3 MPa (OK)

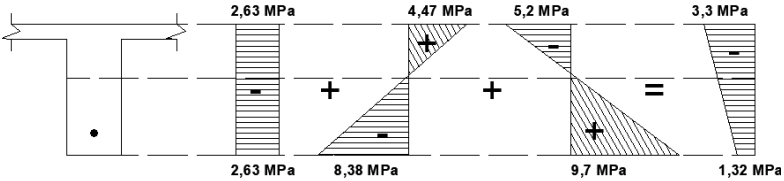
- Serat bawah (Asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$5{,}37 \geq -\frac{2400000}{913600} - \frac{2400000\ x\ 581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1615270000}{166722616{,}5}$$

5,37 MPa $\geq$ -1,35 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$5{,}37 \geq -\frac{2400000}{913600} + \frac{2400000\,x(-100)}{311822695{,}3} - \frac{(-832610000)}{311822695{,}3}$$

5,37 MPa $\geq$ -0,73 MPa (OK)

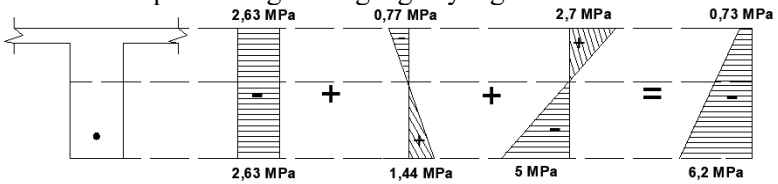
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$-20{,}25 \leq -\frac{2400000}{913600} - \frac{2400000x(-100)}{166722616{,}5} + \frac{(-832610000)}{166722616{,}51}$$

-20,25 MPa $\leq$ -6,18 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 6 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan

7.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai f_{pu} = 1860 (strand stress-relieved).

Fp_{max} = 0,74 x 1860 = 1396 MPa

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{fp_{max}} = \frac{3000000}{1396} = 2148{,}99 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning,* dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Tendon unit : 5-19
- Jumlah strand : 19
- *Minimum breaking load* : 3860 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan :

  Apakai $= {}^1\!/_4\,\pi d^2 n = {}^1\!/_4 . \pi . 12{,}7^2 \times 19$

  $= 2407{,}83 \text{ mm}^2 >$ Aperlu **(OK)**

- Nilai tegangan pakai :

  $f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2407{,}83} = 1245{,}93$ MPa

7.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

a. Kehilangan akibat slip angker

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

Es = 200000 MPa

g = 2,5 mm

fpakai = 1245,93 MPa

μ = 0,15 (wire strand tendon)
K = 0,016 (wire strand tendon)
f = 581,92 + 100 = 681,92 mm
α = sudut kelengkungan tendon $\left(\frac{8f}{L}\right)$ = 0,235
L = 23,2 m
x = $\sqrt{\frac{200000\ x\ 2,5}{1245,93\ x\ (0,15\frac{0,235}{23200}+0,016)}}$ = 500,57 mm

Sehingga diperoleh nilai dari x = 500,57 mm. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever x < 8 m, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

c. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble Effect*)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$F_{pf} = F_i.e^{-(\mu\alpha+KL)}$
$F_{pf} = 3000.e^{-(\mu\alpha+ KL)}$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

μ = 0,15 (*wire strand tendon)*
K = 0,016 (*wire strand tendon)*
α = sudut kelengkungan tendon $\left(\frac{8f}{L}\right)$ = 0,235
L = 23,2 m
Nilai F_{pf} $= 3000.e^{-(\mu\alpha+ KL)}$
$= 3000.e^{-(0,15 \text{ x } 0,235 + 0,016 \text{ x } 23,2)}$
= 2790,5 kN
ΔF_{pf} = 3000 – 2790,5 = 209,5 kN
$\Delta f_{pf} = \frac{209,5\ x10^3}{2407,83} = 87$ MPa

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$\Delta f_{pf} = \frac{87}{1245,93} x\ 100\% = 6,98\ \%$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut.

Perhitungan pada kolom.

M_B = 272,51 kNm

M_A = 0 kNm

$\Delta P = \frac{(272,51-0)}{5} = 54,5\ kN$

$\Delta f_P = \frac{54,5x1000}{2047,83} = 22,63$ MPa

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$\Delta f_P = \frac{22,63}{1245,93} x\ 100\% = 1,82\%$

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan akibat rangkak

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak:

$CR = K_{cr}.(E_s/E_c).[fc_{ir}-fc_{ds}]$

dimana :

K_{cr} = 2 untuk metode pra-tarik

= 1,6 untuk metode pasca-tarik

fc_{ds} = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

fc_{ir} = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$fc_{ir} = \frac{3000000}{913600} + \frac{3000000\ x\ 581{,}92^2}{130364822790} - \frac{1575083500x581{,}92}{130364822790}$

= 4,04 MPa

$fc_{ds} = \frac{261{,}5 \text{ x } 10^6 x\ 581{,}92}{130364822790}$

= 1,17 MPa

CR = $K_{cr}.(E_s/E_c).[fc_{ir}-fc_{ds}]$

= 1,6 x 6,34 x (4,04– 1,17)

= 29,21 MPa

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak ialah:

$\Delta f_{cr} = \frac{29{,}21}{1245{,}93} x\ 100\% = 2{,}35\ \%$

b. Kehilangan akibat susut

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut:

SH = (8,2 x 10^{-6}) $K_{SH}.E_s.\left[1 - 0{,}06\left(\frac{V}{S}\right)\right]$.[100-RH]

RH = 80%

K_{sh} = 0,77 (7 hari)

$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$

$= \frac{913600}{7880}$

= 115,9 mm = 11,59 cm

Es = 200000 MPa

SH = 7,68 MPa

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$\Delta f_{sh} = \frac{7{,}68}{1245{,}93} x\ 100\% = 0{,}62\ \%$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

RE = [Kre-J(SH+CR+ES)]*C

K_{re} = 20000 psi = 138 MPa
J = 0,15
$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1245,93}{1860} = 0,67$, sehingga diambil nilai C harus diinterpolasi
C = 0,83
RE = [138 - 0,15. (7,68 + 29,21 + 0)] x 0,83
= 109,76 MPa
Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah

$\Delta f_{re} = \frac{109,76}{1245,93} x\ 100\% = 8,81\ \%$

Sehingga, total kehilangan prategang:

Tabel 7. 1 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Jenis Kehilangan	% Besar Kehilangan	Kehilangan Total (%)	Fo (kN)	Fe (kN)
Wobble Effect	6,98	20,58	3000	2383
Kekangan Kolom	1,82			
Rangkak	2,35			
Susut	0,62			
Relaksasi	8,81			

7.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan.

a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L
Momen tumpuan kiri = -832,61 kNm
Momen lapangan = 1615,27 kNm
Momen tumpuan kanan = -782,48 kNm

Tengah Bentang

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$$-20{,}25 \quad \leq -\frac{2383000}{913600} + \frac{2383000\ x\ 581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1615270000}{311822695{,}3}$$

-20,25 MPa ≤ -3,3 MPa (OK)

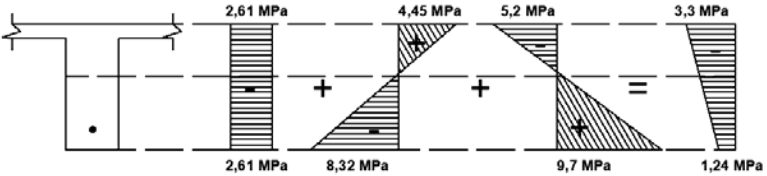
- Serat bawah:

$$\sigma_b \quad \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$5{,}37 \quad \geq -\frac{2383000}{913600} - \frac{2383000\ x\ 581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1615270000}{166722616{,}5}$$

5,37 MPa ≥ -1,24 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t \quad \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$5{,}37 \quad \geq -\frac{2383000}{913600} + \frac{2383000\ x{-}100}{311822695{,}3} - \frac{(-832610000)}{311822695{,}3}$$

5,37 MPa ≥ -0,7 MPa (OK)

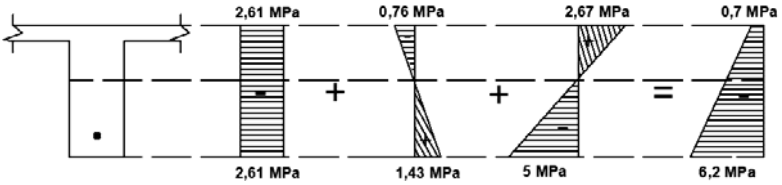
- Serat bawah:

$$\sigma_b \quad \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\ x\ e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$-20{,}25 \quad \leq -\frac{2383000}{913600} - \frac{2383000{-}100}{166722616{,}5} + \frac{(-832610000)}{166722616{,}51}$$

-20,25 MPa ≤ -6,2 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan

7.6.7 Kontrol Terhadap SNI 2847:2019 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, fpc, yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan f'c/10.

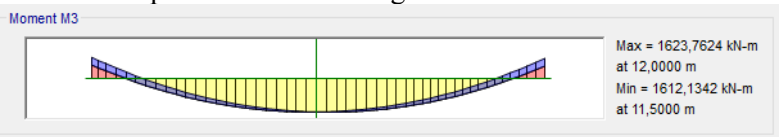
Dimana:

$\frac{Fc}{10} = \frac{45}{10}$ = 4,5 MPa dan 3,5 MPa, maka diambil nilai 3,5 MPa

Fpc = $\frac{Fe}{A} = \frac{2383}{913600}$ = 2,61 MPa < 3,5 MPa **(OK)**

7.6.8 Kontrol gaya prategang akibat gempa

1. Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+1E



Gambar 7. 9 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS

Momen tumpuan kiri = -1018,27 kNm
Momen lapangan = 1623,76 kNm
Momen tumpuan kanan = -967,3 kNm

Tengah Bentang

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-20{,}25 \leq -\frac{2383000}{913600} + \frac{2383000\ x\ 581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1623760000}{311822695{,}3}$

-20,25 MPa ≤ -3,34 MPa (OK)

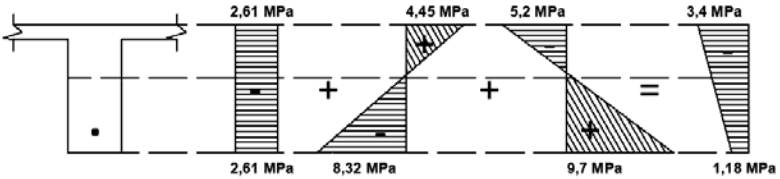
- Serat bawah (Asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$5{,}37 \geq -\frac{2383000}{913600} - \frac{2383000\ x\ 581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1623760000}{166722616{,}5}$$

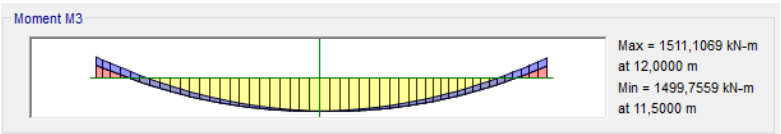
5,37 MPa ≥ -1,18 MPa (OK)

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

2. Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0.5L+1E



Gambar 7. 11 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS

Momen tumpuan kiri = -953,67 kNm
Momen lapangan = 1511,1 kNm
Momen tumpuan kanan = -909,37 kNm

Tengah Bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$-20{,}25 \leq -\frac{2383000}{913600} + \frac{2383000\ x\ 581{,}92}{311822695{,}3} - \frac{1511100000}{311822695{,}3}$$

-20,25 MPa ≤ -3 MPa (OK)

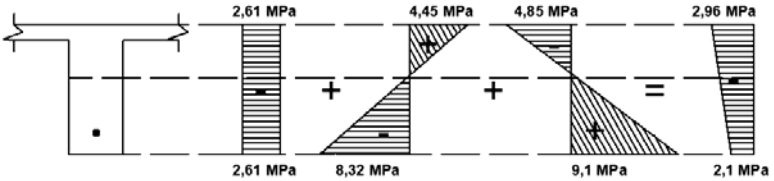
- Serat bawah (Asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$5{,}37 \geq -\frac{2383000}{913600} - \frac{2383000\,x\,581{,}92}{166722616{,}5} + \frac{1511100000}{166722616{,}5}$$

$$5{,}37\ \text{MPa} \geq -1{,}86\ \text{MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 12 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

7.7 Daerah Limit Tendon

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo}$$

Dimana:

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik
eb = batas bawah yang memperbolehkan terjadinya tarik
ft = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer
fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban kerja

F = gaya prategang efektif
Fo = gaya prategang awal
kt = kern atas
kb = kern bawah

Berikut merupakan perhitungan daerah limit kabel.

- Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (Fe).

  Momen pada koordinat x = L/2 pada balok

  a1 (atas) $= \frac{M\ max}{F} = \frac{1615270}{2383} = 667{,}83$ mm
  kt = 182,48 mm
  Kt = Yb + kt = 964,42 mm
  Limit atas = Kt-a1 = 296,59 mm

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (Fo).

  Momen pada koordinat x = L/2 pada balok

  a2 (bawah) $= \frac{M\ max}{Fo} = \frac{1575083}{3000} = 525$ mm
  kb = 335,502 mm
  Kb = Yb - kb = 440,61 mm
  Limit atas = Kt-a2 = -84,41 mm

Berikut adalah rekapitulasi perhitungan limit tendon:

Tabel 7. 2 Hasil Perhitungan Limit Kabel

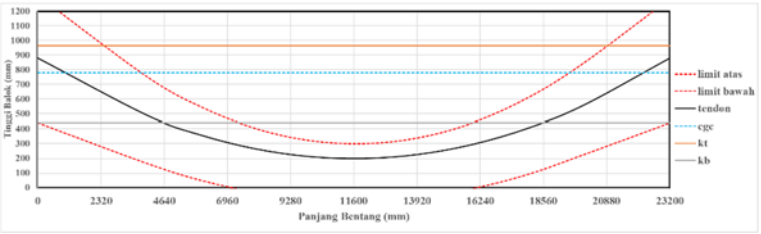
x	M DL	M total	a2	a1
	(kNm)	(kNm)		
mm	1D	1D+1L	(Md/Fo)	(Mt/Fe)
0	0,00	-832,61	0,00	-349,47
4000	822,80	510,99	274,27	214,47
6000	1171,80	1015,02	390,60	426,03
8000	1410,49	1366,08	470,16	573,38
10000	1543,81	1565,56	514,60	657,10
12000	1574,61	1615,23	524,87	677,95

x	M DL	M total	a2	a1
	(kNm)	(kNm)		
mm	1D	1D+1L	(Md/Fo)	(Mt/Fe)
14000	1503,48	1515,48	501,16	636,08
16000	1329,09	1265,37	443,03	531,11
18000	1046,00	857,83	348,67	360,05
20000	653,23	296,75	217,74	124,55
23200	0,00	-782,48	0,00	-328,43

Tabel 7. 3 Perhitungan Layout Tendon

x	Kt	Kb	Limit	Limit	cgs	y cgs act
mm	(mm)	(mm)	atas	bawah	(mm)	(mm)
0	964,42	440,61	1313,9	440,6	0,0	881,9
4000	964,42	440,61	749,9	166,3	389,2	492,7
6000	964,42	440,61	538,4	50,0	523,0	358,9
8000	964,42	440,61	391,0	-29,5	616,2	265,7
10000	964,42	440,61	307,3	-74,0	669,0	213,0
12000	964,42	440,61	286,5	-84,3	681,1	200,8
14000	964,42	440,61	328,3	-50,5	652,7	229,2
16000	964,42	440,61	433,3	-2,4	583,8	298,1
18000	964,42	440,61	604,4	91,9	474,3	407,6
20000	964,42	440,61	839,9	222,9	324,3	557,6
23200	964,42	440,61	1292,8	440,6	0,0	881,9

Berikut adalah layout daerah limit tendon:



Gambar 7. 13 Daerah Limit Tendon

7.8 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{23200}{480} = 48{,}33 \text{ mm}$$

a. Lendutan saat *jacking*

1) Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk ke atas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke atas (chambre).

p' = 8 x Fo x f / L^2
= 8 x 3000000 x 681,92/ $(23200)^2$
= 30,4 N/mm

Δp' = 5/384 x (p' x l^4 /(Ec x I))
= 5/384 x (30,4 x $(23200)^4$ / (31528,56 x 130364822790))
= 27,9 mm(ke atas)

M (-) = Fo x eo
= 3000000 x (-100)
= - 300000000 Nmm

ΔM (-) = M x L^2 / (8 x Ec x I)
= -300000000 x 23200^2 / (8 x 31528,56 x 130364822790)
= -4,9 mm

Total lendutan akibat tendon sebesar:
27,9 mm + (-4,9) mm = 23 mm (ke atas)

2) Lendutan akibat beban sendiri

Δ = -5/384 x (g x L^4 / (Ec x I))

$$= -\frac{5}{384} \text{ x } \frac{(2400\ x\ 0{,}9136\ x\ 0{,}01)\ x\ 23200^4}{31528{,}56 \text{ x } 130364822790}$$

= -20,1 mm (ke bawah)

Δ total = 23 – 20,1 = 2,9 mm (ke atas) < 48,33 mm (OK)

b. Lendutan saat beban layan

1) Lendutan akibat tekanan tendon

$\Delta = \frac{Fe}{Fo}$ x Δp'+ $\frac{Fe}{Fo}$ x ΔM

$= \frac{2383}{3000}$ x 27,9 mm + $\frac{2383}{3000}$ x -4,9

= 18,26 mm (ke atas)

2) Lendutan akibat beban sendiri

Akibat beban sendiri balok T:

Δ = -20,1 mm (ke bawah)

Akibat beban mati merata:

Δ = -5/384 x (g x L^4 / (Ec x I))

$= -\frac{5}{384}$ x $\frac{(0{,}0104)\ x\ 23200^4}{31528{,}56 \text{ x } 130364822790}$

= -1,094 (ke bawah)

Akibat beban hidup merata:

Δ = -5/384 x (g x L^4 / (Ec x I))

$= -\frac{5}{384}$ x $\frac{(0{,}0116)\ x\ 23200^4}{31528{,}56 \text{ x } 130364822790}$

= -1,368 mm (ke bawah)

Δ total = 18,26 – (20,1 + 1,094 + 1,368)

= -4,3 mm (ke bawah)

Pengaruh rangkak:

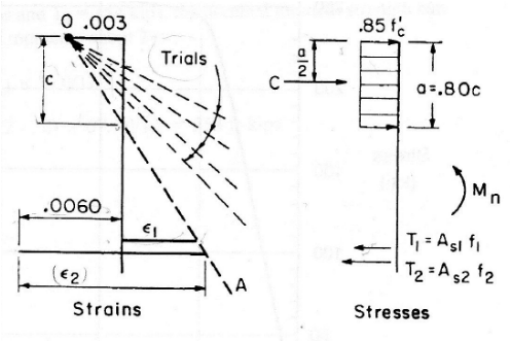
Δ total = -4,3 mm x 1,8

= -7,74 mm (ke bawah) < 48,33 mm (OK)

Maka nilai lendutan memenuhi persyaratan.

7.9 Kontrol Momen Nominal

Nilai momen nominal dapat dihitung dengan menggunakan cara dari *ACI Notes*, dimana nilai c balok didapat dari iterasi, dimana nilai c dimisalkan terlebih dahulu dan nilai C sama dengan T1+T2.



Gambar 7. 14 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton
(Sumber: ACI Notes)

- Daerah Lapangan

Di bawah ini merupakan hasil iterasi c = 356,5 mm (tanda kuning pada Tabel 7.4) dengan data sebagai berikut:

- Tulangan atas = 2 D25
- Tulangan bawah = 3 D25
- Tulangan Sengkang = D13
- fy = 420 MPa
- Aps = 2407,83 mm^2
- Fps = 1396 MPa
- E = 200000 MPa
- d = 1132,5 mm
- dt = 1000 mm

Tabel 7. 4 Hasil Iterasi c di Lapangan

No	Asumsi c (mm)	ε1	ε2	f1 (Mpa)	f2 (Mpa)	a (mm)	C (kN)	T1 (kN) Tendon Pratekan	T2 (kN) Tulangan Lentur	T (kN) T1 + T2
1	100	0,033	0,031	1913,22	1902,21	83,79	1602,40	4114,45	2801,24	6915,69
2	200	0,018	0,014	1813,59	1788,71	167,57	3204,80	3900,19	2634,09	6534,28
3	300	0,013	0,008	1778,75	1611,17	251,36	4807,21	3825,28	2372,65	6197,93
4	356,5	0,011	0,007	1761,84	1306,29	298,70	5712,56	3788,90	1923,68	5712,57
5	400	0,010	0,006	1742,36	1101,42	335,14	6409,61	3747,02	1621,97	5368,99
6	500	0,009	0,004	1651,23	761,40	418,93	8012,01	3551,02	1121,25	4672,27
7	600	0,008	0,003	1515,42	534,50	502,71	9614,41	3258,97	787,12	4046,08

Sehingga Mn = $C\left(d-\frac{a}{2}\right)-T1(d-dt)$

Mn = 5118,1 kNm

$\emptyset Mn$ = 0,8 x 5118,1 kNm

= 4094,5 kNm > 1615,27…OK

- Daerah Tumpuan

Di bawah ini merupakan hasil iterasi c = 354,6 mm (tanda kuning pada Tabel 7.5) dengan data sebagai berikut:

- Tulangan atas = 3 D25
- Tulangan bawah = 2 D25
- Tulangan Sengkang = D13
- fy = 420 MPa
- Aps = 2407,83 mm^2
- Fps = 1396 MPa
- E = 200000 MPa
- d = 1132,5 mm
- dt = 882 mm

Tabel 7. 5 Hasil Iterasi c di Tumpuan

No	Asumsi c (mm)	ε1	ε2	f1 (Mpa)	f2 (Mpa)	a (mm)	C (kN)	T1 (kN) Tendon Pratekan	T2 (kN) Tulangan Lentur	T (kN) T1 + T2
1	100	0,029	0,031	1889,71	1902,21	83,79	1602,40	4063,90	2801,24	6865,14
2	200	0,016	0,014	1801,76	1788,71	167,57	3204,80	3874,75	2634,09	6508,84
3	300	0,012	0,008	1767,28	1611,17	251,36	4807,21	3800,61	2372,65	6173,26
4	354,6	0,010	0,007	1741,21	1316,20	297,10	5682,12	3744,53	1938,27	5682,79
5	400	0,009	0,006	1702,42	1101,42	335,14	6409,61	3661,12	1621,97	5283,09
6	500	0,008	0,004	1561,30	761,40	418,93	8012,01	3357,64	1121,25	4478,89
7	600	0,007	0,003	1411,83	534,50	502,71	9614,41	3036,20	787,12	3823,32

Sehingga Mn = $C\left(d-\frac{a}{2}\right)-T1(d-dt)$

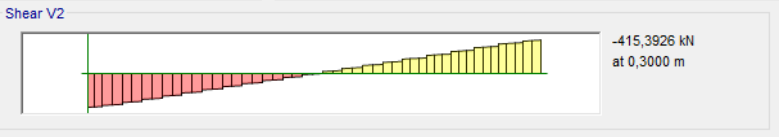
Mn = 4656,8 kNm

$\emptyset Mn$ = 0,8 x 4656,8 kNm

= 3725,4 kNm > 832,61 kNm…OK

1. Penulangan Geser

Berikut adalah diagram gaya geser pada balok prategang dengan menggunakan program bantu ETABS



Gambar 7. 15 Diagram Geser dari ETABS

Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

- Vu = 415,39 kN = 415390 N
- Mu = 1615,27 kNm
  = 1615270000 Nmm
- Vc = $(0{,}05\lambda\sqrt{Fc} + 4{,}8\,\frac{Vu.dp}{Mu})$ bw.d
  b = 500 mm
  h = 1200 mm
  dp = yb + e = 781,92 + 100 = 881,92 mm
  λ = 1
  d = 1132,5 mm
- Vc = $(0{,}05.1.\sqrt{45} + 4{,}8\,\frac{415390\ x\ 881{,}92}{1615270000})$ 500 x 1132,5
  = 618319,53 N
- Vc min = 0,17 . $\lambda\sqrt{f'c}$. bw. d
  = 0,17 x 1 x $\sqrt{45}$ x 500 x 1132,5
  = 645748,48 N
- Vc max = 0,42 . $\lambda\sqrt{f'c}$. bw . d
  = 0,42 x 1 x $\sqrt{45}$ x 500 x 1132,5
  = 1595378,6 N
- Vc pakai = Vc min = 645748,48 N (Vcmin > Vc)

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

- Vu ≤ 0,5ØVc (tidak butuh tulangan geser)
  415390 N ≤ 0,5 . 0,75. 645748,48
  415390 N ≥ 242155,68 N (Tidak OK)
  Sehingga butuh tulangan geser

- 0,5ØVc ≤ Vu ≤ ØVc (Butuh tulangan geser minimum)
  242155,68 N ≤ 415390 N ≤ 0,75 . 645784,48 N
  242155,68 N ≤ 415390 N ≤ 484338,36 N (OK)
  sehingga butuh tulangan geser minimum

- ØVc ≤ Vu ≤ ØVc + 0,66$\sqrt{fc'}$ $bw.d$
  484338,36 N ≥ 415390 N ≤ 2363644,4 N $(tidak\ OK)$

Berdasarkan persyaratan tulangan geser, maka dibutuhkan tulangan geser.

Direncanakan tulangan sengkang 2 kaki berdiameter 13 dengan jarak 200 mm

- As D13 = $\frac{1}{4}\pi 13^2$
  = 132,78 mm^2
- Av_{min} = 0,062 $\sqrt{fc}\ \frac{bw.s}{fyt}$
- Av_{min} = 0,062 $\sqrt{45}\ \frac{500.200}{420}$
  = 99,03 mm^2

Dipakai 2D13 (Av = 132,78 mm^2 ≥ $Av\ min$)

Jadi tulangan geser pakai = 2D13-200

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi RSNI 2847:2019 Pasal. 21.5.3.2:

1. d/4 = 1132,5/4 = 283,125 mm
2. 6 x D utama = 6 x 29 = 174 mm
3. 150 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm. Sengkang dipasang sepanjang 2h =

2 x 1200 = 2400 mm dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

2. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2019, yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

$$Tu < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})\sqrt{1+\frac{fpc}{0{,}33\lambda\sqrt{fc}}}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang keseluruhan

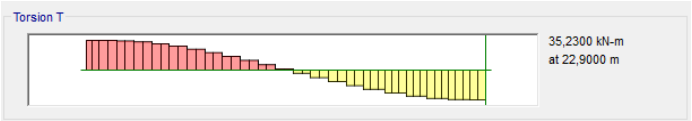
Pcp = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton)

$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

Fcp = 2,61 MPa

Berikut adalah diagram momen puntir pada balok prategang dengan program bantu ETABS.



Gambar 7. 16 Diagram Momen Puntir dari ETABS

Kontrol kebutuhan torsi :

Acp = b x h

= 500 x 1200 = 600000 mm^2

Pcp = 2 (b+h)

= 2 x (500 + 1200)

= 3400 mm

Tu = 35,23 kN.m = 35230000 N.mm

$$Tu < 0{,}75.0{,}083.1.\sqrt{45}.\ (\frac{600000^{\ 2}}{3400}).\ \sqrt{1+\frac{2{,}61}{0{,}33.1.\sqrt{45}}}$$

35230000 Nmm < 65655699 N.mm (OK)

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang tidak memerlukan tulangan torsi.

7.10 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang adalah jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar 0,62 $\sqrt{f`c}$ sehingga didapatkan ϕ *Mn* >1.2*Mcr,* dengan nilai ϕ = 0.9.

1. Tumpuan

   F = 2383 kN
   kb = 341,31 mm
   e = 100 mm
   W_T = 311822695,3 mm^3
   f_r = 0,62 $\sqrt{f`_c}$ = 0,62 $\sqrt{45}$
   = 4,16 MPa
   M_1 = F (e+kb)
   = 2383 kN x 10^3 (100 mm + 341,31 mm)
   = 1051434797 Nmm = 1051,43 kNm
   M_2 = fr x W_T
   = 4,16 MPa x 311822695,3 mm^3
   = 1296897543 Nmm = 1296,9 kNm
   Mcr = $M_1 + M_2$
   = 2348332340 Nmm
   = 2348,3 kNm

   Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:
   $\phi M_n > 1.2M_{cr}$
   3725,4 kNm >1,2 × 2348,3 kNm
   3725,4 kNm > 2817,9 kNm **(OK)**

2. Lapangan

   F = 2383 kN
   Kt = 182,49 mm
   e = 100 mm
   W_B = 166722616,5 mm^3
   f_r = 0,62 $\sqrt{f`_c}$ = 0,62 $\sqrt{45}$
   = 4,16 MPa
   M_1 = F (e+Kt)

= 2383 kN x 10^3 (100 mm + 182,49 mm)
= 1821236814 Nmm = 1821,23 kNm

M_2 = fr x W_T
= 4,16 MPa x 166722616,5 mm^3
= 693413773,2 Nmm = 6934,14 kNm

Mcr = $M_1 + M_2$
= 2514650587 Nmm
= 2514,65 kNm

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$

4094,5 kNm > 1,2 × 2514,65 kNm

4094,5 kNm > 3017,58 kNm **(OK)**

7.11 Pengangkuran Ujung

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat di belakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon.

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur.

Pu = 1,2 x P

P = 3000 kN = 3000000 N

Pu = 1,2 x 3000000 = 3600000 N

T_{pencar} = 0,25 x Pu (1 - $\frac{a}{h}$)

d_{pencar} = 0,5 (h – 2e)

Dimana:

Pu = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang

h = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

a = 265 mm (angkur strand 5-19, VSL tabel)

e = 100 mm

h = 1200 mm

Maka:

T_{pencar} = 0,25 x 3600000 (1 - $\frac{265}{1200}$) = 701250 N

d_{pencar} = 0,5 x (1200 – 2 x 100) = 500 mm

Avp = $\frac{T\ pencar}{fy} = \frac{701250}{420}$ = 1669,64 mm^2

Digunakan tulangan 2D16 (Av = 402,12 mm^2), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

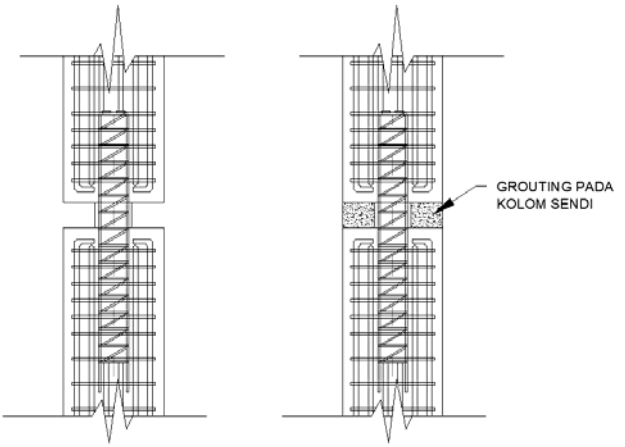
n = $\frac{1669,64}{402,12}$ = 4,15 = 5 buah

Spasi antar sengkang (s) dihitung dengan cara sebagai berikut:

S = $\frac{d\ pencar}{n} = \frac{500}{5}$ = 100 mm

7.12 Perencanaan Kolom Sendi

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan prategang oleh kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat *post tension* yang di kenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara (Gambar 7.17). Setelah *post tension* selesai dikerjakan, setelah creep dan pemendekan elastis berakhir setelah *jacking*, barulah dasar kolom tersebut di *grouting* untuk menjadikannya jepit. (Mark Fintel dan S.K. Ghosh, 1989).



Gambar 7. 17 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-*Grouting* (Jepit)

Untuk kolom dengan penampang 600 x 600 mm direncanakan:

- diameter sendi (Dc) = 200 mm
- tulangan (d) = 13 mm
- sengkang (db) = 10 mm
- decking = 20 mm
- jarak sengkang (s) = 100 mm

Kekuatan tulangan spiral adalah

$T_s = 2\ \rho_s\ A_c\ f_y$

Dimana ρ_s = presentasi tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$f'c = f'c + 4{,}1\ (\sigma s)$

dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4.As\ (Dc - db)}{Dc^2.\rho s}$$

$$\rho = \frac{4.As\ (Dc - db)}{Dc^2.s}$$

dimana:

As = luas penampang spiral

db = diameter tulangan spiral

Dc = diameter inti beton luar keluar dari spiral
As = 0,25π x 10^2 = 78,53 mm^2
Ac = 0,25π x $(200\text{-}20)^2$ = 25446.9 mm^2
rasio tulangan

$$\rho = \frac{4x78{,}53\ (200-10)}{200^2.100} = 0{,}0149$$

tegangan yang dihasilkan sengkang:
T_s = 2 x 0,0149 x 25446.9 x 420 = 318975.7 N
untuk mendapat tegangan, maka Ts dibagi dengan luasan penampang beton:
σ_s = 318975,7 / 25446,9 = 12,53 N/mm^2
Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah
f'c = 40 + 4,1 (σs)
= 40 + 4,1 (12,53 MPa)
= 91,39 MPa

7.12.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi mampu menahan beban konstruksi yang terjadi (E.G. Nawy, 2000)

Kapasitas beban aksial tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

- $\emptyset Pn = 0{,}8 \times \emptyset \times (0{,}85 \times f'c \times (\mathrm{Ag} - Ast) + fy \times Ast) > Pu\ max$
- $Pu\ max = 628{,}311\ kN$
- Ag = 0,25π x $(200)^2$ = 31415,93 mm^2
- As = 6 D13 = 796,393 mm^2
- $\emptyset Pn = 0{,}8\ .0{,}7\ (0{,}85.40.(31415{,}93 - 796{,}393) + 420\ .796{,}393)$
- $\emptyset Pn = 770\ kN$ > Pu max = 628,311 kN **(OK)**

7.13 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan beton prategang sistem bawah adalah sebagai berikut:

1. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 14 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas.
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 14.
3. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal.
4. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan *strand tendon* prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan.
5. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton f'c 45 MPa, dan *curing* dilakukan pada 7 hari.
6. Setelah beton berumur 14 hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka *joint*.
7. Setelah 24 jam terhitung setelah *jacking* atau pemberian prategang maka dilakukan perubahan perilaku yang sebelumnya kolom berperilaku sebagai sendi diubah menjadi jepit (monolit) dengan melakukan *grouting* pada kolom sendi.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB VIII
PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

8.1 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam *preliminary* desain direncanakan beberapa balok induk seperti :

Tabel 8. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama	Bentang (mm)	Arah	Dimensi	
			h (mm)	b (mm)
BI 1	7200	Memanjang	650	450
BI 2	5000	Memanjang	500	350
BI 3	4000	Memanjang	500	350
BI 4	7200	Melintang	650	450
BI 5	8000	Melintang	650	450
BI 6	4000	Melintang	600	400

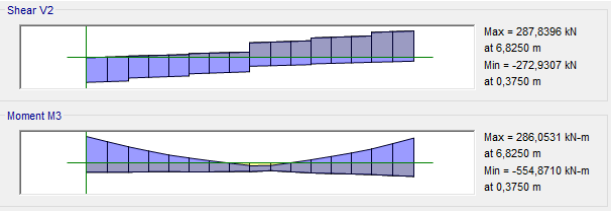
8.1.1 Data Perencanaan Penulangan Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1.

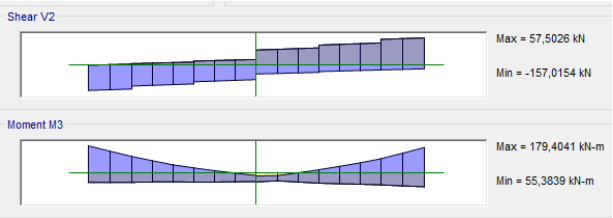
A. Data perencanaan:
   - L = 7200 mm
   - F'c = 40 MPa
   - Fy = 420 MPa
   - Tulangan lentur (D) = 25 mm
   - As tulangan lentur = 490,873 mm^2
   - Tul. sengkang (D) = 13 mm
   - As tulangan sengkang = 132,73 mm^2
   - b = 450 mm
   - h = 650 mm
   - Decking = 40 mm

- d’ = decking + Øsengkang + ½ Ølentur
  = 65,5 mm
- d = h – (decking+Øsengkang + ½ Ølentur)
  = 584,5 mm

Melalui program bantu ETABS didapatkan momen dan gaya geser maksimum pada tumpuan dan lapangan akibat kombinasi beban *ENVELOPE*, dengan diagram sebagai berikut



Gambar 8.1 Diagram Momen dan Geser Tumpuan



Gambar 8.2 Diagram Momen dan Geser Lapangan

Tabel 8. 2 Hasil Analisa Struktur pada BI1

Component	Hasil
Mu Lapangan (+)	179,4 kNm
Mu Tumpuan (-)	-554,871 kNm
Mu Tumpuan (+)	322,65 kNm
Vu (Envelope)	287,8396 kN
Vu (1,2D+1,6L)	210,2 kN
Tu	71,95 kNm

Karena struktur menggunakan sistem pemikul rangka momen khusus, maka syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah :

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi 0,1 x Ag x f'c
  0 N < 0,1 x 450 x 650 x 40 = 1170000 N (OK)
- Bentang bersih minimum ≥ 4d
  (7200 mm-750 mm) ≥ 4 x 584,5 mm
  6450 mm ≥ 4 x 584,5 =2338 mm (OK)
- Perbandingan Lebar/Tinggi balok > 0,3 dan
  $\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{45}{65} = 0{,}69 > 0{,}3$ (OK)
- Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom
  450 m < (1,75 x 750) = 1312,5 mm (OK)

8.1.2 Perencanaan Penulangan Lentur

Penulangan Tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana Ø = 0,9

a. Penulangan tumpuan atas

- Mu = -554,871 kNm
- Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$
  $= \frac{-554{,}871 \text{ x } 10^6}{0{,}9}$
  = 616523333 N.mm
- β_1 $= 0.85 - 0.05 \ \frac{(F'c-28)}{7}$
  $= 0.85 - 0.05 \ \frac{(40-28)}{7}$
  = 0.764
- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)
- ρ_{min} $= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0{,}00376$ (menentukan)

- ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.0035$
- m $= \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12{,}353$
- Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{616523333}{450\ x\ 584{,}5^2}$
  $= 4{,}01$ N/mm^2
- ρ_{perlu} $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{12{,}353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12{,}353\ x\ 4{,}01}{420}}\right)$
  $= 0{,}01019$
- Maka dipakai $\rho = 0{,}01019$ ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- Tulangan tumpuan atas

  As perlu $= \rho$ .b. d
  $= 0{,}01019$ x 450 x 584,5 $= 2680{,}067$ mm^2

  n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$
  $= \frac{2680{,}067}{490{,}873} = 5{,}46 \sim 6$ buah

  Maka akan direncanakan dipasang 2 lapis
- Kontrol jarak tulangan lapis pertama

  Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n.\emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$
  $= \frac{450 - 4(25) - 2(65{,}5) - 2(13)}{4-1}$
  $= 81\ mm > 25\ mm$ (OK)

  Maka tulangan dapat dipasang susun 2 lapis
- As pakai $=$ n x As (D25)
  $= 6\ x\ 490{,}873$ mm^2
  $= 2945{,}243$ mm$^2 > As\ Perlu\ (OK)$

Maka digunakan tulangan lentur negatif tumpuan **6D25.**

- Menghitung d' dan d baru untuk tumpuan atas

  d' $=$ decking + Øsengkang + Ølentur + 20 mm
  $= 98$ mm

  d $=$ h – d'$= 552$ mm

- Menghitung momen nominal tulangan tumpuan atas

a $= \frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$

$= \frac{2945{,}243 \ x\ 420}{0{,}85\ x\ 40\ x\ 450} = 80{,}849$ mm

ØMn = 0,9. As . fy. (d-a/2)

= 0,9 x 2945,243 x 420 x (552 – (80,849 /2))

= 0,9 x 632819470 Nmm

= 569537523 Nmm

= 569,537 kNm > Mu = 554,871 kNm (**OK**)

b. Penulangan tumpuan bawah

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

- Mu tumpuan (+) = 322,65 kNm
- 0,5 ØMn tumpuan atas = 0,5 x 569,537 kNm
  = 284,77 kNm < 322,65 kNm

0,5 Mn tulangan atas < Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur ultimate tumpuan (+).

- Mn $= \frac{Mu}{\emptyset} = 358{,}5$ kNm
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \ \frac{(F'c-28)}{7}$

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

$= 0.764$

- $\rho_{max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0{,}00376$ (menentukan)

- $\rho_{min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.0035$
- m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12{,}353$
- Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{358500000}{450\ x\ 584{,}5^2}$

$= 2{,}332$ N/mm^2

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

$= \frac{1}{12{,}353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,x\,12{,}353\,x\,2{,}332}{420}}\right)$

$= 0{,}00576$

- Maka dipakai $\rho = 0{,}00576$ ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)
- Tulangan tumpuan atas

As perlu $= \rho$ .b. d

$= 0{,}00576$ x 450 x 584,5 $= 1514{,}18$ mm^2

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

$= \frac{1514{,}18}{490{,}873} = 3{,}08 \sim 4$ buah

- Kontrol jarak tulangan

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

$= \frac{450 - 4(25) - 2(65{,}5) - 2(13)}{4-1}$

$= 81\ mm > 25\ mm$ (OK)

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

- As pakai = n x As (D25)

$= 4\ x\ 490{,}873$ mm^2

$= 1963{,}495$ mm$^2 > As\ Perlu\ (OK)$

Maka Digunakan tulangan lentur positif tumpuan **4D25.**

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : **6D25** (As pasang = 2945,243 mm^2)

Tulangan bawah : **4D25** (As pasang = 1963,495 mm^2)

c. Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{2945{,}243}{450 \times 552} = 0{,}01185$

$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{1963{,}495}{450 \times 584{,}5} = 0{,}0074$

$\rho_{cy} = \frac{0{,}85 \times fc' \times d' \times \beta}{d \times fy}\left(\frac{600}{600 - fy}\right) + \rho' = 0{,}0319 > \rho = 0{,}01185$

Sehingga tulangan belum leleh

d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif
   - Mu = -554,871 kNm
   - Mn $= \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{-554{,}871 \text{ x } 10^6}{0{,}9}$
     = 616523333 N.mm
   - Decking, ts = 40 mm
   - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 98 mm
   - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm
   - Tinggi efektif, d = 552 mm
   - Tul. Tarik 6D25, As_1 = 2945,243 mm^2
   - Tul. Tekan 4D25, As_2 = 1963,495 mm^2
   - Mencari nilai X

     $(0{,}85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600\text{-}As_1.fy)X - As_2.d.600 = 0$

     $11693{,}57\ X^2 - 353429{,}1735X - 77.165.370 = 0$

     X = 83,79 mm (Menggunakan goal seek pada Ms. Excel)
   - Mencari nilai fs' tulangan terpasang

     fs' $= (1 - \frac{d2}{x}) \times 600$

     = 130,97 MPa < 400 MPa (tulangan tidak leleh)
   - Mn_{act} $= 0{,}85.fc.b.\beta_1.X.\ (d - \frac{\beta_1 .\ X}{2}) + As_2.fs'.(d - d_2)$

     = 634605648,6 Nmm > Mn = 616523333 Nmm **(OK)**
   - Cek kondisi penampang

     c = 83,79 mm

     $\varepsilon_t = 0{,}003\left(\frac{dt-c}{c}\right) = 0{,}0167 > 0{,}005$ **(OK)**

   Penampang *tension controlled*!, penampang dapat digunakan.

e. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
   - Mn = 358,5 kNm
   - Decking, ts = 40 mm
   - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65,5 mm
   - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 98 mm
   - Tinggi efektif, d = 584,5 mm

- Tul. Tarik 4D25, As_1 = 1963,495 mm^2
- Tul. Tekan 6D25, As_2 = 2945,243 mm^2
- Mencari nilai X

  $(0,85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600-As_1.fy)X – As_2.d.600 = 0$

  $11693,57\ X^2 + 942477,7961X -115748054,3= 0$

  X = 67,04 mm (Menggunakan goal seek pada Ms. Excel)
- Mencari nilai fs' tulangan terpasang

  fs' $= (1 - \frac{d2}{x}) \times 600$

  = 13,81MPa < 400 MPa (tulangan tidak leleh)
- Mn_{act} $= 0,85.fc.b.\beta_1.X. (d - \frac{\beta_1 . X}{2}) + As_2.fs'.(d – d_2)$

  = 459267645 Nmm > Mn = 335297000 Nmm **(OK)**
- Cek kondisi penampang

  c = 67,04 mm

  $\varepsilon_t = 0,003\left(\frac{dt-c}{c}\right) = 0,0231 > 0,005$ **(OK)**

  Asumsi penampang dapat digunakan.

  Kontrol

  $Mn^+ \geq ½ \times Mn^-$

  459267645 Nmm ≥ 0,5 x 634605648,6 Nmm

  459267645 Nmm ≥ 317302824,3 Nmm **(OK)**

f. Kontrol batas penulangan tumpuan
   - $\frac{1,4.bw.d}{fy} = \frac{1,4.450.552}{420}$ = 828 mm^2

     828 mm^2 < As tul. atas = 2945,243 mm^2 **(OK)**

   - $\frac{0,25\ .\sqrt{Fc}}{fy}$. bw. d = $\frac{0,25\ .\sqrt{40}}{420}$ .450. 552= 935,130 mm^2

     935,130 mm^2 < As tul. atas = 2945,243 mm^2 **(OK)**

g. Kontrol jarak tulangan tumpuan

   Cc = tebal selimut + Ø sengkang

   = 40 + 13 = 53 mm

fs = 2/3 . fy = 2/3 . 420 = 280 MPa

S_1 = $380.(\frac{280}{fs})$ –2,5 Cc

= 247,5 mm > 98 mm **(OK)**

S_2 = $300.(\frac{280}{fs})$

= 300 mm > 98 mm **(OK)**

Penulangan Lapangan

a. Penulangan lapangan bawah

Nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- Penentuan nilai Momen:

  $¼Mu_{tumpuan}$ = ¼ x 554,871 kNm

  = 138,717 kNm

  $Mu_{lapangan}$ = 179,4 KN.m > $¼.Mu_{tumpuan}$ **(OK)**

  Maka digunakan Mu lapangan

- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$

  = $\frac{179{,}4\ x\ 10^6}{0{,}9}$

  = 199333333,3 N.mm

- β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$

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

  = 0.764

- ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

- ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

  = $\frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0,00376 (menentukan)

- ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.0035

- m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40}$ = 12,353

- Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{199333333{,}3}{450\ x\ 584{,}5^2}$

= 1,2965 N/mm^2

- ρ_{perlu} $= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{12,353}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12,353\ x\ 1,3055}{420}})$

= 0,003148

- Maka dipakai ρ_{min} = 0.00376 ($\rho_{perlu} < \rho_{min}$)
- Tulangan tumpuan atas

As perlu $= \rho$ .b. d

= 0.00376 x 450 x 584,5 = 990,188 mm^2

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

$= \frac{990,188}{490,873}$ = 2,02~ 3 buah

- Kontrol jarak tulangan

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

$= \frac{450 - 3(25) - 2(65,5) - 2(13)}{3-1}$

$= 135mm > 25\ mm$ (OK)

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

- As pakai = n x As (D25)

$= 3\ x$ 490,873 mm^2

= 1472,621 mm^2 $> As\ Perlu\ (OK)$

Maka Digunakan tulangan lentur positif tumpuan **3D25**

b. Penulangan lapangan atas

- As min = ½ x As

= ½ x 1472,621 = 495,09 mm^2

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

$= \frac{495,09}{490,873}$ = 1,01 ~ digunakan 2 buah

Dipakai 2D25 (As. pasang = 981,74 mm^2)

- Kontrol jarak tulangan

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

$= \frac{450-2(25)-2(65,5)-2(13)}{2-1}$

$= 294\ mm > 25\ mm$ (OK)

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:
Tulangan atas : **2D25** (As. pasang = 981,74 mm^2)
Tulangan bawah : **3D25** (As. pasang = 1472,621 mm^2)

c. Kontrol balok T

- be $< \frac{L}{4} = \frac{7200}{4}$
  $<$ 1800 mm (menentukan)
  be $<$ bw + 16hf
  $<$ 450 + 16.120
  $<$ 2370 mm
  be $<$ bw + 2b$_0$
  $<$ 450 + (7200-450) = 7200 mm

  Maka nilai be = 1800 mm
- a $= \frac{As\ fy}{0,85f'c.be}$
  $= \frac{1472,621\ .\ 420}{0,85\ .\ 40\ .1800}$
  = 10,106 mm
- x $= \frac{a}{\beta 1}$
  $= \frac{10,106}{0,764}$
  = 13,223 mm < hf = 120 mm (Balok T palsu)
- a$_{baru}$ $= \frac{As\ fy}{0,85f'c.bw}$ (analisa dengan balok persegi)
  $= \frac{1472,621\ .\ 420}{0,85\ .\ 40\ .\ 450}$
  = 40,425 mm
- Mn act $= As\ fy\ (d - \frac{a}{2})$
  $= 1472,621.420\ (584,5 - \frac{40,425}{2})$
  = 349012442,6 Nmm
- $\emptyset Mn$ = 0,9 x Mn

= 0,9 x 349012442,6 Nmm
= 314111198,3 Nmm > Mu =179400000 Nmm **(OK)**

- c $= \frac{a}{\beta 1}$
  $= \frac{40,425}{0,764}$
  = 52,91 mm
- *Check Strain*
  ε_t $= \frac{d-c}{c} 0.003$ > 0.005
  $= \frac{584,5-52,91}{52,91} 0.003$ > 0,005
  = 0,0303 > 0,005 **(OK)**

8.1.3 Perencanaan Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok

- s < ¼.d = 145,6 mm
- s < 6.Ø = 132 mm (menentukan)
- s < 150 mm
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok:

- s < ½.d = 291,25 mm ≈ 300 mm

Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. 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.

a. Momen ujung Mpr

Mpr merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat

komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 fy. karena nilai gempa arah ke kanan dan ke kiri sama maka ditinjau 1 arah saja.

- a1 $= \frac{As\ .\ 1{,}25\ .\ fy}{0{,}85 f'c.bw}$
  $= \frac{2945{,}243\ .\ 1{,}25\ .\ 420}{0{,}85\ .\ 40\ .\ 450}$
  = 101,062 mm
- Mpr1 $= As\ .\ 1{,}25\ .\ fy\left(d - \frac{a}{2}\right)$
  $= 2945{,}243.\ 1{,}25\ .\ 420\left(552 - \frac{101{,}062}{2}\right)$
  = 1093 kN.m
- a2 $= \frac{As'\ .\ 1{,}25\ .\ fy}{0{,}85 f'c.bw}$
  $= \frac{1963{,}495\ .\ 1{,}25\ .\ 420}{0{,}85\ .\ 40\ .\ 450}$
  = 67,374 mm
- Mpr2 $= As'\ .\ 1{,}25\ .\ fy\left(d - \frac{a}{2}\right)$
  $= 1963{,}495\ .\ 1{,}25\ .\ 420\left(584{,}5 - \frac{50{,}531}{2}\right)$
  = 567,796 kN.m

b. Gaya geser total pada muka tumpuan
<u>Gaya geser akibat beban gravitasi</u>
V_G = 210,2 kN

<u>Akibat gempa</u>

- ln = panjang balok – lebar kolom
  = 7200 – 750
  = 6450 mm
  = 6,45 m
- V_{sway} $= \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln}$
  $= \frac{1093\ + 567{,}796}{6{,}45}$
  = 257,488 kN

- V_{ekn} $= Vg - \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$
  $= 210{,}2\ kN - 257{,}488\ kN$
  $= -47{,}49\ kN$
- V_{ekn} $= Vg + \frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$
  $= 196{,}22\ kN + 236{,}489\ kN$
  $= 467{,}49\ kN$

c. Perhitungan kebutuhan tulangan geser di sendi plastis
Kuat geser beton (Vc=0) apabila:
- V_{sway} $> 0{,}5$ x gaya geser total
  $257{,}488\ kN > 0{,}5 \times 467{,}49\ kN$
  $257{,}488\ kN > 233{,}745\ kN$ **(OK)**
- Gaya geser aksial tekan $< Ag \times \frac{fc}{20}$
  $0\ N < 0{,}05 \times 450 \times 650 \times 40 = 585000\ N$ (**OK)**

Dikarenakan kedua syarat memenuhi, maka Vc dianggap 0.
- Vs $= \frac{Ve}{\emptyset} - Vc$
  $= \frac{467490}{0{,}75} - 0$
  $= 623317{,}28\ N$
- Av $= 2.A(D13)$ (dipasang 2 kaki)
  $= 265{,}46\ mm^2$
- $\frac{Av}{s}$ $= \frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$
- s $= \frac{Av\ .\ fy\ .\ d}{Vs}$
  $= \frac{265{,}46\ .\ 420\ .\ 584{,}5}{623317{,}28}$
  $= 104{,}55\ mm \sim 100\ mm$
- s *max* $< \frac{1}{4}.d = 145{,}6\ mm$
  $< 6.\emptyset = 132\ mm$ (menentukan)
  $< 150\ mm$

Maka digunakan sengkang **2D13-100 mm**

d. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
Tulangan geser di luar sendi plastis (>2h = 1300)

- Vu_{2h} hasil interpolasi Ve

  $-47{,}49 + \frac{(6{,}45 - 1{,}3)}{6{,}45} \times (467{,}49 + 47{,}49) = 337{,}38\ kN$

- Vc $= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  $= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{40}$ x 450 x 584,5
  = 276304,01 N
- Vsmax $= \frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  $= \frac{2}{3}$ x $\sqrt{40}$ x 450 x 584,5
  = 1105216,04 N
- Vsmin $= \frac{1}{16}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  $= \frac{1}{16}$ x $\sqrt{40}$ x 450 x 584,5
  = 103614 N
- V's $= \frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d
  $= \frac{1}{3}$ x $\sqrt{40}$ x 450 x 584,5
  = 552608,0211N

Persyaratan

- $Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - \text{Vc} < Vs\ max$ (penampang dapat digunakan)
  360593,55 N < 1105216,04 N **(OK)**
- $Vu \leq \frac{1}{2}\emptyset$ Vc (tidak perlu tulangan geser)
  364220 N ≥ 103614 N **(Tidak OK)**

Maka dibutuhkan tulangan geser dengan perhitungan sebagai berikut:

- Av $= 2.A_s$ (D13)
  $= 265{,}46\ mm^2$
- $\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$
- s $= \frac{\text{Av. fy. d}}{Vs}$

$$= \frac{265{,}46 \;.\; 420 \;.\; 584{,}5}{360593{,}55}$$

= 180,11 mm ~ digunakan 150mm

- s_{max} $\leq \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318$ mm > s =150mm **(OK)**

≤ 600 mm > s =150mm **(OK)**

Maka dipakai sengkang **2D13-150 mm** pada daerah luar sendi plastis (<2h = 1300mm).

8.1.4 Perencanaan Penulangan Torsi

Didapatkan besarnya torsi maksimum dengan program bantu ETABS sebagai berikut:

- Tu = 81,37 kN.m
- Vu = 467,49 kN

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang
   - Acp = Luas bruto penampang beton
     = b x h
     = 450 x 650 = 292500 mm^2
   - Pcp = keliling luar penampang beton
     = 2 x (b + h)
     = 2 x (450 + 650) = 2200 mm
   - bh = (b – 2.cover – Øgeser)
     = 357 mm
   - hh = (h – 2.cover – Øgeser)
     = 557 mm
   - Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
     = bh x hh = 198849 mm^2
   - Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
     = 2 x (bh + hh) = 1828 mm

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

Tu < ∅. 0,083$\lambda\sqrt{fc}$ ($\frac{Acp^2}{Pcp}$)

Dimana:
Acp = Luas penampang total
Pcp = Keliling penampang total
λ = 1 (beton normal)
∅ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

Sehingga dapat dihitung:

Tu < ∅. 0,083$\lambda\sqrt{fc}$ ($\frac{Acp^2}{Pcp}$)

Tu < ∅. 0,083.1.$\sqrt{40}$ ($\frac{292500^2}{2200}$)

81370000 Nmm > 15218584,77 N.mm **(Tidak OK)**

Maka diperlukan tulangan torsi.

- Cek penampang balok:

$$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2} \leq Ø\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$$

Dimana:

- Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw x d
  = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{40}$ x 450 x 584,5
  = 276304,01 N

Sehingga:

- $\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2}$

  $\sqrt{(\frac{467{,}49}{450\ x\ 584{,}5})^2 + (\frac{81{,}37x\ 1828}{1{,}7\ x\ 198849^2})^2}$ = 2,75 MPa

- Ø ($\frac{Vc}{bw\ x\ d}$ + 0,66 $\sqrt{fc}$)

  0,75.($\frac{276304{,}01}{450\ x\ 584{,}5}$ + 0,66 $\sqrt{40}$) = 3,921 MPa

- 2,75 MPa < 3,921MPa **(OK)**

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

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 198849 mm^2 = 184194 mm^2
- ØTn ≥ Tu

$\frac{Tu}{\emptyset} = \frac{2.Ao.At.fyt}{S}.\cot \Theta$

$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\emptyset.2.Ao.fyt.cot\ \Theta}$ = 0,7642 mm^2/mm

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis (<2h = 1300 mm)

  $\frac{Av}{s} + 2x\frac{At}{s}$ = 1,2208 + (2 x 0,7642)
  = 2,7491 mm^2/mm
  $A_{(v+t)}$ = 2,7491 mm^2/mm x 100 mm
  = 274,9097 mm^2
  Jumlah kaki = $\frac{274,9097}{0,25\ x\ \pi x 13^2}$ = 2,07 ≈ 3 buah

  Sehingga digunakan 3D13-100 pada daerah sendi plastis (<2h = 1300 mm)

- Di luar sendi plastis (>2h = 1300 mm)

  $\frac{Av}{s} + 2x\frac{At}{s}$ = 0,70 + (2 x 0,7642)
  = 2,231 mm^2/mm
  $A_{(v+t)}$ = 2,231 mm^2/mm x 150 mm
  = 334,7 mm^2
  Jumlah kaki = $\frac{334,7}{0,25\ x\ \pi x 13^2}$ = 2,52 ≈ 3 buah

  Sehingga digunakan **2D13-150** pada daerah luar sendi plastis (>2h = 1300 mm)

d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

- A_l = $\frac{At}{s}$. Poh . $(\frac{fyt}{fy})$. $\cot^2 \Theta$
  = 0,7642 . 1828 . $(\frac{420}{420})$. $\cot^2 45$
  = 1396,875 mm^2 (menentukan)

- $A_{1min} = \frac{0{,}42 \,.\, \sqrt{fc} \,.\, Acp}{fy} - (\frac{At}{s}) \,.\, poh \,.\, (\frac{fyt}{fy})$
  $= \frac{0{,}42 \,.\, \sqrt{40} \,.\, 292500}{420} - 0{,}7642.\ 1828 \,.\, (\frac{420}{420})$
  $= -1141{,}125\ mm^2$

Tulangan longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok.

- A_l torsi untuk kiri kanan $= 0{,}5 \times A_l$
  $= 0{,}5 \times 1396{,}875\ mm^2$
  $= 698{,}43762 mm^2$
- Digunakan 2D25 ($As = 981{,}75 mm^2 > A_l$ perlu) **(OK)**

Tulangan dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

8.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran ldh sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.4 untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

Ldh $> 8.db = 200$ mm

Ldh > 150 mm

Ldh $> \frac{0{,}24.fy.db}{\sqrt{fc}} = 398{,}45$ mm

Maka digunakan Ldh = 400 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 300 mm.

Tabel 8. 3 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk Lantai 1-14

Nama	L (mm)	Arah	Dimensi (mm)	Tumpuan			Lapangan		
				Atas (M-)	Bawah (M+)	Tengah (Torsi)	Atas (M-)	Bawah (M+)	Tengah (Torsi)
BI 1	7200	Memanjang	450/650	6D25	4D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BI 2	5000	Memanjang	350/500	5D25	3D25	2D25	2D25	2D25	2D25
BI 3	4000	Memanjang	350/500	5D25	3D25	2D25	2D25	2D25	2D25
BI 4	7200	Melintang	450/650	7D25	5D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BI 5	8000	Melintang	450/650	7D25	5D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BI 6	4000	Melintang	400/600	6D25	4D25	2D25	2D25	3D25	2D25

Tabel 8. 4 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk Lantai 1-14

Nama	L (mm)	Arah	Dimensi (mm)	Geser + Torsi	
				Sendi Plastis	Diluar Sendi Plastis
BI 1	7200	Memanjang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 2	5000	Memanjang	350/500	2D13-100	2D13-150
BI 3	4000	Memanjang	350/500	2D13-100	2D13-150
BI 4	7200	Melintang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 5	8000	Melintang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 6	4000	Melintang	400/600	3D13-100	2D13-150

Tabel 8. 5 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk Lantai Atap

Nama	L (mm)	Arah	Dimensi (mm)	Tumpuan			Lapangan		
				Atas (M-)	Bawah (M+)	Tengah (Torsi)	Atas (M-)	Bawah (M+)	Tengah (Torsi)
BIA 1	7200	Memanjang	450/650	4D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BIA 2	5000	Memanjang	350/500	3D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BIA 3	4000	Memanjang	350/500	3D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BIA 4	7200	Melintang	450/650	4D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BIA 5	8000	Melintang	450/650	4D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25
BIA 6	4000	Melintang	400/600	4D25	3D25	2D25	3D25	3D25	2D25

Tabel 8. 6 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok Induk Atap

Nama	L (mm)	Arah	Dimensi (mm)	Geser + Torsi	
				Sendi Plastis	Diluar Sendi Plastis
BI 1	7200	Memanjang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 2	5000	Memanjang	350/500	3D13-100	3D13-150
BI 3	4000	Memanjang	350/500	3D13-100	3D13-150
BI 4	7200	Melintang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 5	8000	Melintang	450/650	3D13-100	3D13-150
BI 6	4000	Melintang	400/600	3D13-100	3D13-150

8.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K1 pada lantai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

8.2.1 Data Perencannan Kolom

- H : 900 mm
- B : 900 mm
- Mutu Beton : 40 MPa
- Mutu Baja Tulangan : 420 MPa
- Tebal decking : 50 mm
- Diameter Tulangan Utama : 29 mm
- Diameter Sengkang : 16 mm
- Pu : 10846,9 kN

8.2.2 Syarat Komponen Struktur Kolom

Berikut adalah syarat komponen struktur kolom:

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c/10$.

$$\frac{Ag\ x\ f'c}{10} = \frac{900\ x\ 900\ x\ 40}{10} = 3240000\ N = 3240\ kN$$

Pu = 10846,9 kN > 3240 kN **(OK)**

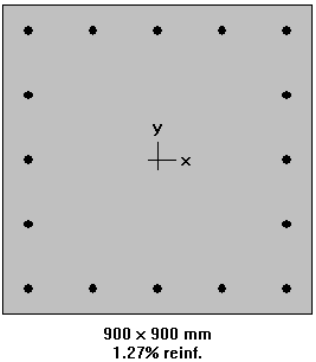
Maka pasal diatas berlaku:

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm. Ukuran penampang terpendek 900 mm > 300 mm **(OK)**
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4
  Ratio b/h = 900/900 = 1 > 0,4 (OK)

8.2.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan lebih dari 0,06 A_g. Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 16 buah dengan diameter 29 mm. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu *spColumn*.

Dengan konfigurasi kolom memiliki rasio tulangan, ρ_g = 1,27% atau 16D29.



Gambar 8. 3 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

8.2.4 Kontrol Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 29 mm.

$$S = \frac{b_w - 2.decking - 2.\phi sengkang - n.\phi tul\ utama}{n-1}$$

$$= \frac{900 - 2.50 - 2.16 - 5.29}{5-1} = 155{,}75 \text{ mm} > 29 \text{ mm}$$

8.2.5 Cek Kapasitas Kolom Terhadap Beban Aksial

Besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut:

- Ast = n x 0,25 π D^2
  = 16 x 0,25 π 29^2 = 10562,96 mm^2

- $\phi P_n(max) = 0{,}8 \times \phi \times \left[0{,}85 \times f_c' \times \left(A_g - A_{st}\right) + f_y \times A_{st}\right]$
  $= 0{,}8 \times 0{,}65 \times [0{,}85 \times 40 \times (810.000 - 7.853{,}98) + 420 \times 7.853{,}98]$
  = 16442,07 kN > Pu = 10846,9 kN **(OK)**

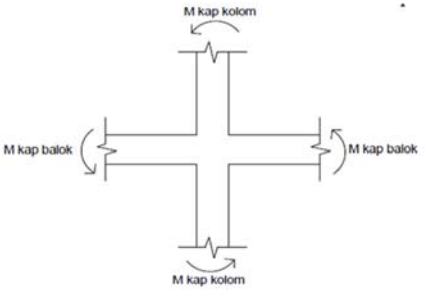
8.2.6 Persyaratan *Strong Column – Weak Beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas bahwa:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

Dimana:

ΣMnc adalah momen kapasitas kolom dan ΣMg merupakan momen pada muka *joint*, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tarik).



Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK

1. Menghitung nilai $\sum M_g$

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan. Pada kolom yang ditinjau merupakan *joint* pertemuan 2 balok BI1 (45/65) disebelah kiri dan kanan pada arah x. Sedangkan BI6 (40/60) sebagai balok kiri dan BI5 (45/65) sebagai balok kanan pada arah y. Sehingga ΣMg yang dimaksud adalah total jumlah momen nominal dari tulangan bawah balok kanan dan tulangan atas balok kiri serta pelat yang berada dalam kondisi tarik.

a. Arah X (BI1 45/65)
   - Lebar efektif pelat (be)

     Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

     be = bw + 2 hw

     = 450 + (2 x (650-120)) = 1510 mm

     be = bw + 8 hf

= 450 + (8 x 120) = 1410 mm

Diambil nilai terkecil, maka be pakai adalah 1410 mm

- Luas tulangan (As)

  As. tarik = As $_{\text{tarik balok}}$ + As $_{\text{tarik pelat}}$
  = As 6D25 + 1205,76
  = 4151 mm^2

  As. tekan = As $_{\text{tekan balok}}$
  = As 4D25 = 1963,495 mm^2

- Besar nilai Mg

  a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

  $M_g = \emptyset\ x\ As\ x\ fy\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

  a^+ = 53,89 mm

  M_g^+ = 413814361,7 Nmm = 413,81 kNm

  a^- = 116,78 mm

  M_g^- = 776734121,5 Nmm = 776,73 kNm

  M_g total = $M_g^+ + M_g^-$
  = 1190,54 kN.m

b. Arah Y (BI 5 45/65 dan BI 6 40/60)

Kanan (BI5)

- Lebar efektif pelat (be)

  Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

  be = bw + 2 hw
  = 450 + (2 x (650-120)) = 1510 mm

  be = bw + 8 hf
  = 450 + (8 x 120) = 1410 mm

  Diambil nilai terkecil, maka be pakai adalah 1410 mm

- Luas tulangan (As)

  As. tekan = As $_{\text{tekan balok}}$
  = As 5D25 = 2454,36 mm^2

- Besar nilai Mg

  a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

  $M_g = \emptyset\ x\ As\ x\ fy\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

  a^+ = 67,37 mm

  M_g^+ = 511017240,5 Nmm

  = 511,02 kNm

Kiri (BI6)

- Lebar efektif pelat (be)

  Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

  be = bw + 2 hw

  = 400 + (2 x (600-120)) = 1360 mm

  be = bw + 8 hf

  = 400 + (8 x 120) = 1360 mm

  Diambil nilai terkecil, maka be pakai adalah 1360 mm

- Luas tulangan (As)

  As. tarik = $As_{\text{tarik balok}} + As_{\text{tarik pelat}}$

  = As 6D25 + 1205,76

  = 4151 mm^2

- Besar nilai Mg

  a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

  $M_g = \emptyset\ x\ As\ x\ fy\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

  a^- = 113,95 mm

  M_g^- = 776734121,5 Nmm

  = 776,73 kNm

Maka:

M_g total = $M_g^+ + M_g^-$

= 1287,75 kN.m

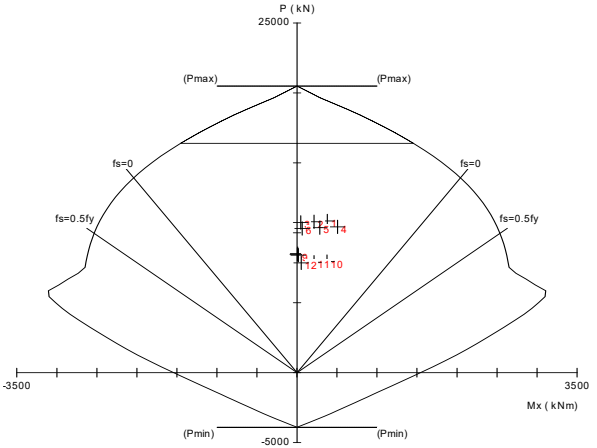
2. Menghitung Nilai $\sum M_{nc}$

Nilai Mnc didapat dari diagram interaksi P-M dengan *spColumn*. Mnc merupakan jumlah kuat nominal dari kolom di

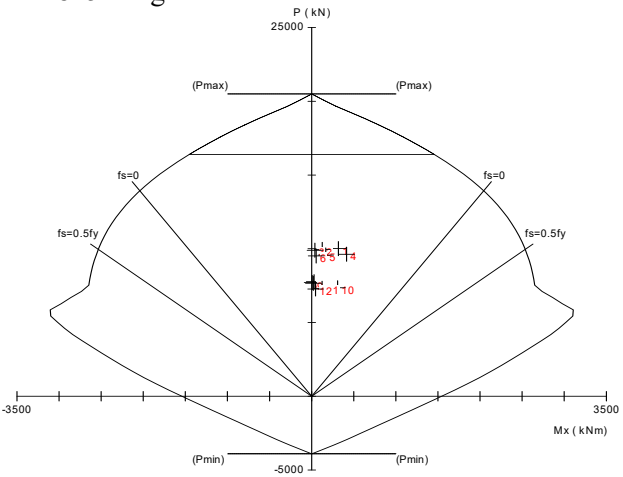
muka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil perhitungan terpasang akibat kombinasi beban berfaktor.

Pada perhitungan ini, yang ditinjau adalah kolom lantai 1 (K1) sebagai kolom bawah dan kolom lantai 2 (K1) sebagai kolom atas dengan dimensi yang sama.

Arah X



Gambar 8. 5 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1 Arah X



Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2 Arah X

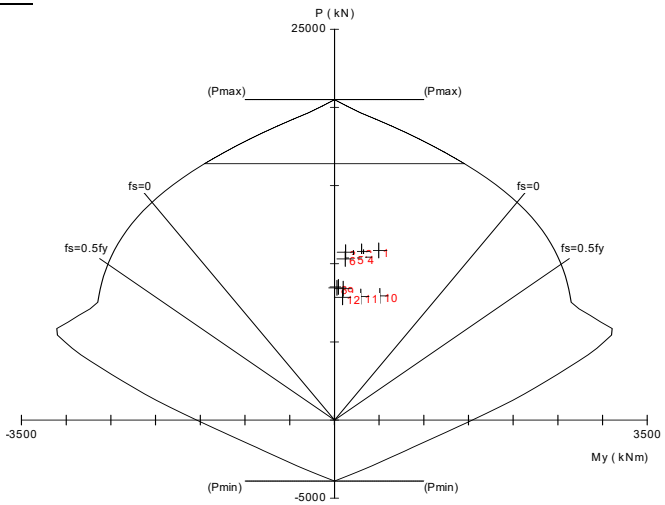
Tabel 8. 7 øMnx Kolom Lantai 1 Arah X

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}
	kN	kNm	kNm
1	10846,9	377,74	2463,56
2	10790,5	211,52	2468,66
3	10734,1	46,64	2473,67
4	10421,4	505,58	2499,98
5	10365	284,44	2504,46
6	10308,6	64,68	2508,87
7	8511,22	8,47	2614,53
8	8454,81	3,84	2616,81
9	8398,4	16,14	2619,04
10	7938,33	374,53	2635,51
11	7896,03	212,98	2636,88
12	7853,72	52,78	2638,23

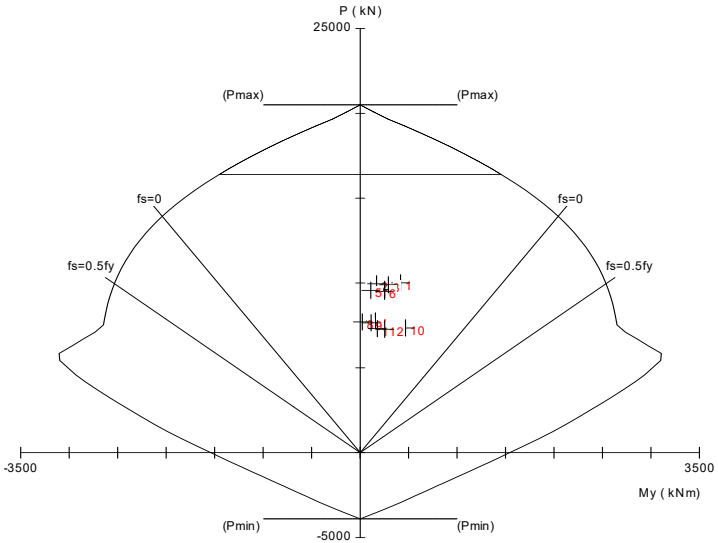
Tabel 8. 8 øMnx Kolom Lantai 2 Arah X

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}
	kN	kNm	kNm
1	10008,9	317,62	2531,03
2	9952,48	124,86	2534,96
3	9896,08	38,29	2538,83
4	9624,01	413,78	2556,48
5	9567,61	166,16	2561,66
6	9511,2	51,96	2565,02
7	7766,04	28,12	2640,96
8	7709,63	4,46	2642,66
9	7653,22	19,21	2644,33
10	7355,1	306,86	2653,28
11	7312,79	123,18	2667,51
12	7270,48	45,7	2681,58

Arah Y



Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1 Arah Y



Gambar 8. 8 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2 Arah Y

Tabel 8. 9 øMny kolom lantai 1 Arah Y

No	P_u	M_{uy}	ϕM_{ny}
	kN	kNm	kNm
1	10846,9	493,52	2463,56
2	10790,5	303,52	2468,66
3	10734,1	123,48	2473,67
4	10421,4	325,21	2499,98
5	10365	212,72	2504,46
6	10308,6	119,75	2508,87
7	8511,22	43,28	2614,53
8	8454,81	27,55	2616,81
9	8398,4	98,38	2619,04
10	7938,33	507,64	2635,51
11	7896,03	294,3	2636,88
12	7853,72	90,92	2638,23

Tabel 8. 10 øMny kolom lantai 2 Arah Y

No	P_u	M_{uy}	ϕM_{ny}
	kN	kNm	kNm
1	10008,9	415,94	2531,03
2	9952,48	168,59	2534,96
3	9896,08	290,15	2538,83
4	9624,01	253,16	2556,48
5	9567,61	108,57	2561,66
6	9511,2	250,21	2565,02
7	7766,04	156,57	2640,96
8	7709,63	21,96	2642,66
9	7653,22	112,65	2644,33
10	7355,1	467,46	2653,28
11	7312,79	175,77	2667,51
12	7270,48	253	2681,58

3. Kontrol syarat *strong column - weak beam*
   Maka dapat diketahui nilai:
   Mnc_{atas} = 2463,56 kNm
   Mnc_{bawah} = 2531,03 kNm
   $\sum M_{nc}$ = 2463,56 kNm + 2531,03 kNm
   = 4814,59 kNm
   Arah X:
   $1.2 . \sum M_{nb}$ = 1,2 x 1090,84 kNm
   = 1428,648 kNm
   Sehingga,
   $\sum M_{nc} \geq \sum M_{nb}$ **(OK)**

   Arah Y:
   $1.2 . \sum M_{nb}$ = 1,2 x 1287,75 kNm
   = 1545,3 kNm
   Sehingga,
   $\sum M_{nc} \geq \sum M_{nb}$ **(OK)**

8.2.7 Desain Tulangan Transversal Kolom

1. Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement.* Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitis yang memadai.

a. Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop) dibutuhkan sepanjang lo dari ujung-ujung kolom dengan lo merupakan nilai terbesar dari:
   - Tinggi komponen struktur di *joint*, h = 900 mm
   - $\frac{1}{6}$ x bentang bersih kolom = $\frac{1}{6}$ x (4000 – 650) = 558,3 mm
   - 450 mm

   Maka lo yang dipakai = 900 mm

b. Menentukan spasi maksimum *hoop* (smax) pada daerah sepanjang lo dari ujung ujung kolom. Smax merupakan nilai terbesar dari:

- $\frac{1}{4}$ x dimensi penampang kolom terkecil = 225 mm
- 6 x db longitudinal terkecil = 174 mm
- So, dengan so tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.
- hx = nilai terkecil dari
  $hx_1 = \frac{2\ x\ bc}{3} = \frac{2\ x\ 784}{3} = 522{,}67$ mm
  $hx_2 = 330$ mm
  Maka dipilih hx 330 mm.
- So = $100 + \frac{350-0{,}5\ hx}{3}$ = 106 mm

Maka dipakai spasi sebesar 100 mm

c. Penentuan luas tulangan *confinement*

Untuk daerah sepanjang lo dari ujung kolom, berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4 total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (kondisi Pu > 0,3.Ag.f;c):

- bc = 900 – 2.50 – 16
  = 784 mm
- Ach = $(b - 2\ x\ deck)^2$
  = 640000 mm^2
- kf = $\frac{f'c}{175} + 0{,}6 \geq 1$
  = 1
- kn = $\frac{n1}{n1-2}$ = 1,143
- Ash1 = $0{,}3\frac{s\ .\ bc\ .f'_c}{f_y}\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)$
  = 595 mm^2
- Ash2 = $0{,}09\frac{s\ .\ bc\ .f'_c}{f_y}$
  = 672 mm^2

- Ash3 $= 0{,}2.kf.kn\frac{s\,.\,bc\,.Pu}{f_y.Ach}$
  $= 723{,}13\ mm^2$
- As (D16) $= \frac{1}{4}\,.\,\pi.16^2$
  $= 200{,}29\ mm^2$
- As pakai $= 4$ As (D16)
  $= 804{,}25\ mm^2 > 723{,}13\ mm^2$ (OK)

Sehingga digunakan tulangan **4D16-100 mm**

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo di masing-masing ujung kolom / di luar daerah sendi plastis), diberi hoops dengan spasi minimum (tidak lebih dari):

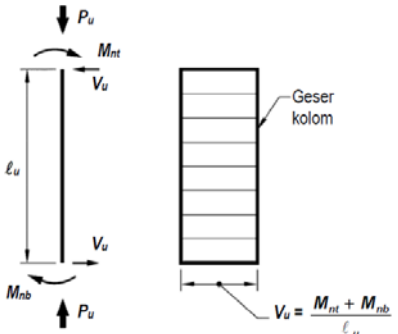
- $6\,db = 6\,.29 = 174\ mm$
- ≤ 150 mm

Sehingga menggunakan tulangan **4D16-150mm.**

2. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser

a. Menentukan Gaya Geser Desain

Pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik (M_{pr}) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (V_e).



Gambar 8. 9 Penentuan Gaya Geser pada Kolom

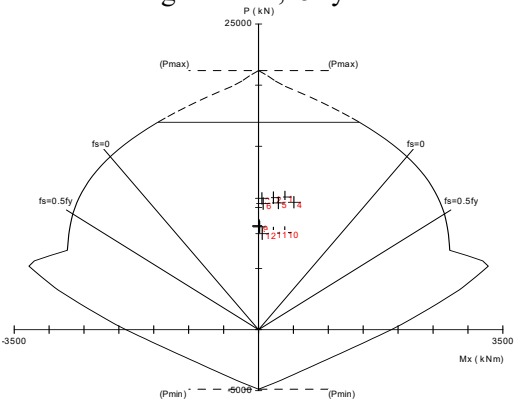
Perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai M_{pr} pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** (f_s =1,25f_y). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai M_{pr}.

Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 420 MPa diperbesar 1,25% menjadi 525 MPa. Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai V_{e1}, tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai V_{e2} dan harus melebihi nilai Vu hasil ETABS.

- $V_{e1} = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prbawah}}{lu}$
- $V_{e2} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln}$
- Vu hasil analisa struktur

b. Perhitungan gaya geser desain
   - Menghitung nilai Ve_1

     Mprc atas dan Mprc bawah didapatkan dari diagram interaksi Pn-Mpr kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan fs = 1,25 fy dan ϕ = 1. Berikut merupakan output diagram interaksi dengan fs = 1,25 fy.



Gambar 8. 10 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah fs = 1,25 fy

Tabel 8. 11 Output Program Sp Column, Ujung Bawah dan Atas Kolom Lt.1

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nx}
	kN	kNm	kNm
1	10846,9	377,74	2565,77
2	10790,5	211,52	2570,54
3	10734,1	46,64	2575,24
4	10421,4	505,58	2599,84
5	10365	284,44	2604,03
6	10308,6	64,68	2608,14
7	8511,22	8,47	2698,43
8	8454,81	3,84	2700,18
9	8398,4	16,14	2701,88
10	7938,33	374,53	2714,12
11	7896,03	212,98	2715,11
12	7853,72	52,78	2716,08

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc\ bawah} + M_{prc\ atas}}{lu}$$
$$= \frac{2714{,}12\ kN.m + 2716{,}08 kN.m}{(4-0{,}65)\ m}$$
$$= 1620{,}955\ \text{kN}$$

- Menghitung Ve_2
  Nilai Mpr 1 dan Mpr 2 merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 1093 kNm dan 567,79 kNm

$$V_{e2} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} = \frac{(1093\ kN.m + 567{,}79\ kN.m)}{(4-0{,}6{,}5)\ m}$$
$$= 495{,}76\ \text{kN}$$

- Vu hasil analisa struktur ETABS
  Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai:
  Vu = 191,6 kN < V_e maks = 1620,955 kN **(OK)**
  Nilai Ve tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.
  Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan **(OK).**

c. Perhitungan Tulangan Geser

o Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2019, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

Gaya geser yang ditimbulkan gempa, Vsway, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

Ve > 50% Vu

1620,955 kN > 95,8 kN (**OK**)

$\frac{Ag\ x\ f'c}{20} = \frac{900\ x\ 900\ x\ 40}{20}$

= 1620 kN < Pu = 10846,9 (**NOT OK**)

Sehingga Vc diperhitungkan.

o Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom.

d $= 900 - 50 - 16 - \frac{29}{2}$ = 819,5 mm

Vc $= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x b x d

$= \frac{1}{6}$ x $\sqrt{40}$ x 900 x 819,5

= 777445N = 777,445 kN

Kontrol kebutuhan:

$Vu \leq \frac{1}{2}$Ø Vc (tidak perlu tulangan geser)

1620,95 N ≥ 388,722 N **(Tidak OK)**

(maka diperlukan tulangan geser**)**

Vs $= \frac{Ve}{\emptyset} - Vc$

$= \frac{1620,955}{0,75} - 777,445$

= 1023,29 kN

Av = 4 x 0,25 x π x 16^2 = 804 mm^2

s $= \frac{\text{Av x fy x d}}{\text{Vs}}$

= 200,03 mm > spakai=100 mm (**OK)**

Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai **4D16-100 mm**

- Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah diluar lo.
  Perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, dengan nilai Nu diambil yang terkecil dari semua kombinasi yang ada yaitu:

  $V_c = 0{,}17.\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right).\lambda\sqrt{f_c'}.b_w.d$

  $= 0{,}17\ x\left(1+\frac{7853{,}72x10^3}{14x\ 900\ x\ 900}\right)x\ 1\sqrt{40}\ x\ 900x819{,}5$

  $= 1315880$ N $= 1315{,}88$ kN

  $V_s = \frac{Ve}{\emptyset} - Vc$

  $= \frac{1620{,}955}{0{,}75} - 1315{,}88$

  $= 845{,}3935$ kN

  $A_v = 4 \times 0{,}25 \times \pi \times 16^2 = 804\ mm^2$

  $s = \frac{Av\ x\ fy\ x\ d}{Vs}$

  $= 327{,}43$ mm > spakai=150 mm (**OK)**

  Sehingga pada daerah diluar lo dipakai **4D16-150 mm**

8.2.8 Sambungan Lewatan Kolom

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. Besarnya ld dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1\ x\ \lambda\ x\ \sqrt{f'c}}\ \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\frac{Cb+K_{tr}}{db}}\right).db$

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 $= 50 + 16 + \frac{29}{2} = 80{,}5$ mm

c_2 $= \frac{900 - 2\ x\ 80{,}5}{2} = 184{,}75$ mm

maka diambil nilai $c_b = c_{min} = 80{,}5$ mm

$(c_b + k_{tr}) / d_b$ $= 2{,}775 > 2{,}5$ sehingga digunakan 2,5

l_d $= \left(\frac{420}{1{,}1 \text{ x } 1 \text{ x } \sqrt{40}} \frac{1.1.1}{2{,}5}\right) \times 29$

$= 700{,}3$ mm

1,3 ld $= 1{,}3 \text{ x } 700{,}3$ mm

$= 910{,}39$ mm

Komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015*hs*** dalam kedua arah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi ***h*** harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

0,0015 x h x s $= 0{,}0015 \text{ x } 900 \text{ x } 100$

$= 135$ mm^2 < Av = 804,2 mm^2 (OK)

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi:

0,83 x 1,3ld $= 0{,}83 \text{ x } 910{,}39$

$= 755{,}6$ mm ~ 760 mm

Digunakan sambungan lewatan sepanjang **760 mm**

Berikut adalah rekapitulasi penulangan pada kolom:

Tabel 8. 12 Rekap Penulangan Longitudinal dan Panjang Lewatan

Nama	Dimensi (mm)	Tulangan Longitudinal					Panjang Lewatan (mm)
		db (mm)	*top-bott*	*side*	n	*Ratio* (1%-6%)	
K1	900/900	29	10	6	16	1,27%	760
K2	750/750	29	10	6	16	1,83%	760
K3	600/600	29	10	6	16	2,87%	760
K4	600/600	29	12	8	20	3,58%	760

Tabel 8. 13 Rekap Penulangan Transversal

Nama	Dimensi (mm)	Tulangan Transversal		
		Lo (mm)	Daerah Lo	Diluar Daerah Lo
K1	900/900	900	4D16-100	4D16-150
K2	750/750	750	4D16-100	4D16-150
K3	600/600	600	4D16-100	4D16-150
K4	600/600	725	4D16-100	4D16-150

8.3 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

8.3.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

- Tebal dinding : 40 cm
- Tebal decking : 40 mm
- Tulangan : 25 mm
- d' : 347,5 mm
- Mutu tulangan (fy) : 420 MPa
- Mutu beton (f'c) : 45 MPa
- Tinggi lantai : 500 cm (maksimum)
- Lebar dinding : 400 cm (x) dan 400 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu:

Arah X

Pu : 16544,67 kN

Mu : 30627,66 kNm

Vu : 2060,73 kN

Arah Y
Pu : 16544,67 kN
Mu : 23448,26 kNm
Vu : 2684,76 kN

8.3.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

- 40 cm ≥ H / 25 = 500 / 25 = 20 cm (OK)
- 40 cm ≥ L / 25 = 400 / 25 = 16 cm (OK)

Jadi, ketebalan *shearwall* 400 mm sudah memenuhi persyaratan.

8.3.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

- $V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$
  $2060{,}73\ \text{k}N < 0.83x\ (400x4000)x\sqrt{45}$
  $2060{,}73\ kN < 8908{,}948\ kN$ **(OK)**

8.3.4 Pemeriksaan Kebutuhan Lapisan Tulangan

Terdapat dua kondisi untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- Bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$
  $Vu < 0.17\ x\ 400\ x\ 4000\ x\ \sqrt{45}$
  $2060{,}73\ \ kN < \ 1824{,}6\ kN$ → 2 lapis tulangan
- Bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
  400 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Maka penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

8.3.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \emptyset\, Vn$$

$$Vn = A_{cv}[\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_n fy]$$

$\frac{hw}{lw} = \frac{56{,}2}{4} = 15{,}88 > 2$; maka digunakan $\alpha_c = 0.17$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D25 dengan s = 150 mm pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{As}{d'\ x\ s} = \frac{2\ x\ 0{,}25\ x\ \pi\ x\ 25^2}{347{,}5\ x\ 150} = 0{,}0188$$

$$Vn = 400\ x\ 4000\left[\ 0.17\sqrt{45} + \ 0{,}0188\ x\ 420\right]$$

$$Vn = 16407{,}03\ kN$$

$$\emptyset Vu = 12305{,}27\ kN > \ 2060{,}73\ kN$$ **(OK)**

8.3.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Rasio tulangan Vertikal (ρl) tidak boleh kurang dari 0.0015
- Rasio tulangan horizontal (ρt) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2D25 dengan rasio tulangan:

$$\rho_n = \frac{As}{d\prime\ x\ s} = \frac{2\ x\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 25^2}{347{,}5\ x\ 150} = 0{,}006 > 0{,}0025$$ **(OK)**

8.3.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari:

  $s \leq \frac{Lw}{5}$ = 800 mm **(OK)**

  $s \leq 3h$ = 1200 **(OK)**

  $s \leq 450\ mm$ **(OK)**

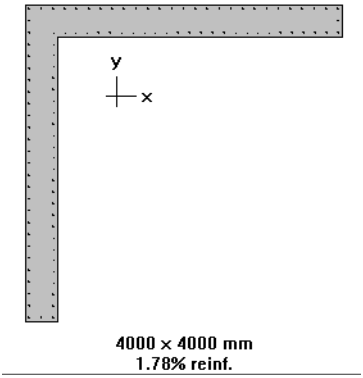
  S pakai = 150 mm **(OK)**

- Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari:

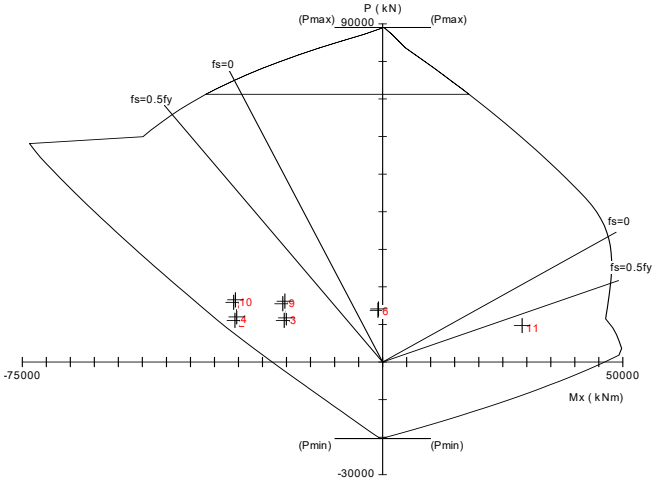
  $s \leq \frac{Lw}{3}$ = 1333 mm **(OK)**

$s \leq 3h$ = 1200 **(OK)**
$s \leq 450\ mm$ **(OK)**
S pakai = 150 mm **(OK)**

8.3.8 Perencanaan Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur



Gambar 8. 11 Konfigurasi Penulangan *Shearwall* Pier 1



Gambar 8. 12 Diagram Interaksi P-M *Shearwall* Pier 1 Arah X

Pada gambar tersebut dapat disimpulkan bahwa dinding geser (dengan konfigurasi penulangan yang telah direncanakan 2D25 - 150 mm) memiliki kekuatan yang memadai untuk menahan kombinasi gaya aksial dan lentur terfaktor yang bekerja.

8.3.9 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada *shearwall* lebih dari 0.2f'c.

Melalui Pendekatan Tegangan

xa = 2852,631 mm

xb = 1147,368 mm

I = 4,608 x 10^{12} mm^4

- Untuk ujung sisi kanan:

$$\frac{Mu.xa}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2\ f'c$$

$$\frac{30627{,}66\ x\ 10^6\ x\ 2852{,}631}{4{,}608 \text{ x } 10^{12}} + \frac{16544{,}67\ x\ 10^3}{400\ x\ 4000 + 400\ x\ 3600} > 0.2\ x\ 45$$

$26{,}92\ MPa > 9\ MPa$ **(Butuh Komponen Batas)**

- Untuk ujung sisi kiri:

$$\frac{Mu.xb}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2\ f'c$$

$$\frac{30627{,}66\ x\ 10^6\ x\ 1147{,}368}{4{,}608 \text{ x } 10^{12}} + \frac{16544{,}67\ x\ 10^3}{400\ x\ 4000 + 400\ x\ 3600} > 0.2\ x\ 45$$

$14{,}08\ MPa > 9\ MPa$ **(Butuh Komponen Batas)**

Melalui Pendekatan Perpindahan

Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

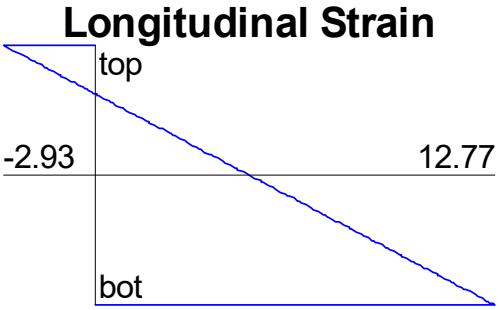
$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{80{,}719}{56200} = 0{,}00144 < 0{,}007$$

Maka $\frac{\delta u}{hw}$ pakai = 0.007

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{4000}{600\ (0.007)} = 952{,}4 \text{ mm}$$

Dari hasil analisis menggunakan aplikasi bantu Response2000, berdasarkan Gambar 8.13 didapat jarak c = 1250 mm > 952,4 mm.



Gambar 8. 13 *Longitudinal Strain* Untuk Menentukan Nilai c

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 = $1250 - 0.1(4000)$
  = 850 mm (menentukan)
- c/2 = $\frac{1250}{2} = 625$ mm

Digunakan jarak komponen pembatas pada ujung kanan dan kiri yaitu 850 mm

8.3.10 Penulangan Daerah *Special Boundary Element*

a. Tulangan Longitudinal

Dipasang 8D25 dan 2 x (850-400) mm/150 mm = 6D25 di daerah komponen batas khusus. Rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan adalah:

$$\rho_l = \frac{14\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 25^2}{400\ x\ 850} = 0{,}02 > 0{,}005\ (\boldsymbol{OK})$$

b. Tulangan *confinement* pada *boundary element*

Gunakan hoop berbentuk persegi dengan diameter tulangan D16.

Karakteristik inti penampang:

bc = dimensi inti (*core*) diukur dari sumbu ke sumbu hoop
= 400 – (2x40) = 320 mm

Spasi maksimum *hoop* ditentukan oleh yang terkecil diantara

- $\frac{1}{4}\ panjang\ sisi\ terpendek = \frac{1}{4}\ x\ 400\ mm = 100\ mm$
- $6\ db = 6\ x\ 19\ mm = 96\ mm$
- $sx\ \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$

hx = 320 mm

$$sx\ \leq 100 + \frac{350 - 320}{3}$$

$$sx\ \leq 110\ mm$$

Maka digunakan tulangan *hoop* 2D16 spasi 100 mm.

Tabel 8. 14 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan *Shearwall*

Tipe	Tulangan		Komponen Batas		
	Horizontal	Vertikal	Arah X (mm)	Arah Y (mm)	Tulangan *Confinement*
DG1	2D25-150	2D25-150	850	850	2D16-100
DG2	2D32-100	2D32-100	1200	940	2D16-100
DG3	2D29-150	2D29-150	850	850	2D16-100

8.4 Hubungan Balok Kolom

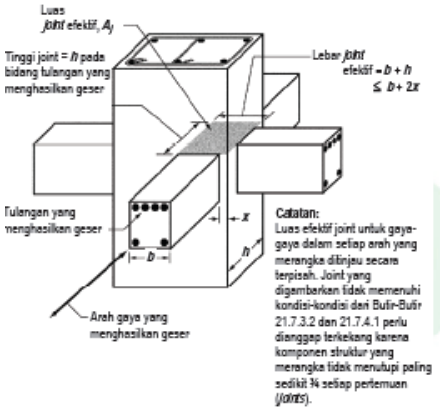
a. Mengecek syarat panjang *joint*

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar. Perhitungan kolom menggunakan K1 (90/90).

- B = 900 mm
- H = 900 mm
- db balok = 29 mm
- 20 x db = 20 x 29 = 580 mm ≤ 900 mm **(OK)**

b. Menentukan luas efektif *joint*

Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar *joint* efektif.



Gambar 8. 14 Luas *Joint* Efektif

- bw = 450 mm
- h = 900 mm
- x = $\frac{(900-450)}{2}$ = 225 mm

Tinggi *joint* = 900 mm

Lebar *joint* efektif merupakan nilai terkecil dari:

- b + h = 450 + 900 = 1350 mm
- b + 2x = 450 + 2. (225) = 900 mm (menentukan)

Diambil nilai lebar *joint* efektif = 900 mm

Maka:

Aj = tinggi *joint* x lebar efektif *joint*
= 900 mm x 900 mm
= 810000 mm^2

c. Penulangan transversal untuk *confinement*

Untuk *joint* interior, jumlah tulangan *confinement* setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang

dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertikal tulangan *confinement* ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm.

$0{,}5\,\frac{Ash}{S} = 0{,}5\,\frac{672}{100} = 3{,}36$ mm

Digunakan 4D16

As = 804,24 mm^2

S = $\frac{804{,}24}{3{,}36} = 239$ mm

Jadi digunakan 4D16–100 mm

d. Menghitung gaya geser pada *joint*

- Menghitung Mg

  Balok yang memasuki *joint* memiliki:

  Mprb1 = 1093 KN.m

  Mprb2 = 567,796 KN.m

  Pada *joint*, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

  Me = 0,5 (Mprb1 + Mprb2)

  = 834,89 KN.m

- Menghitung geser pada kolom atas

  $V_{sway} = \frac{Me+Me}{l}$

  $= \frac{2\,x\,834{,}89}{4-0{,}65}$

  = 498,4 KN

- Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

  1. Gaya tarik pada balok di tumpuan kiri (BI1)

     As balok kiri 6 D25 + As pelat = 4151 mm^2

     T_1 = As x 1,25.fy

     = 2179,3 kN

  2. Gaya tekan pada balok di tumpuan kanan (BI1)

     As balok kanan 4 D25 = 1963,49 mm^2

     C_2 = As x 1,25.fy

     = 1030,83 kN

- Menghitung gaya geser

  Vj = $(T_1 + C_2) - V_{sway}$

= (2179,3 + 1030,83) – 498,4
= 2711,7 KN (searah T)

e. Cek kuat geser *joint*

Menghitung kuat geser *joint* yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

Vn = 1,7 x $\sqrt{fc}$ x Aj
= 1,7 x $\sqrt{40}$ x 810000
= 8708,9 kN

ØVn = 0,75 x 8708,9 kN
= 6531,6 kN > Vj = 2711,7 KN **(OK)**

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

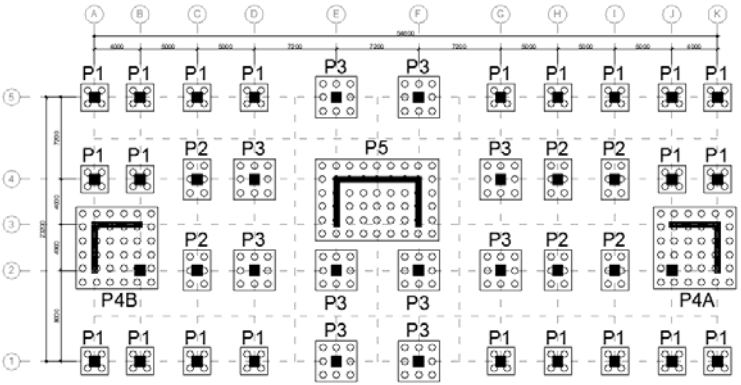
BAB IX
PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

9.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2019 pasal 4.2.3 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E



Gambar 9. 1 Denah Pondasi

9.1.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton *(Spun pile)* produk dari PT. Wika

Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* : 1570 cm^2
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- *Bending moment crack* : 29 t.m
- *Bending momen ultimate* : 58 t.m
- *Allowable axial load* : 229,5 ton

9.1.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Qu = Qp + Qs.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu:

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

   Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila N>15

a. N1 = 15 + ½(N-15)
b. N1 = 0.6 N

Kemudian pilih harga N1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N2 = \frac{4N1}{(1 + 0{,}4\ Po)} \text{ untuk Po} < 7{,}5 \text{ ton}$$

$$N2 = \frac{4N1}{(3{,}25 + 0{,}1\ Po)} \text{ untuk Po} < 7{,}5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test (SPT)* dengan rumus sebagai berikut:

$Qu = Qp + Qs$

$Qp = Cn \times A\ ujung = 40 \times \tilde{N} \times$ A ujung

$Qs = \Sigma Cli \times$ Asi

Dimana:

Ñ = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

Cli = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = Oi x hi

Oi = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

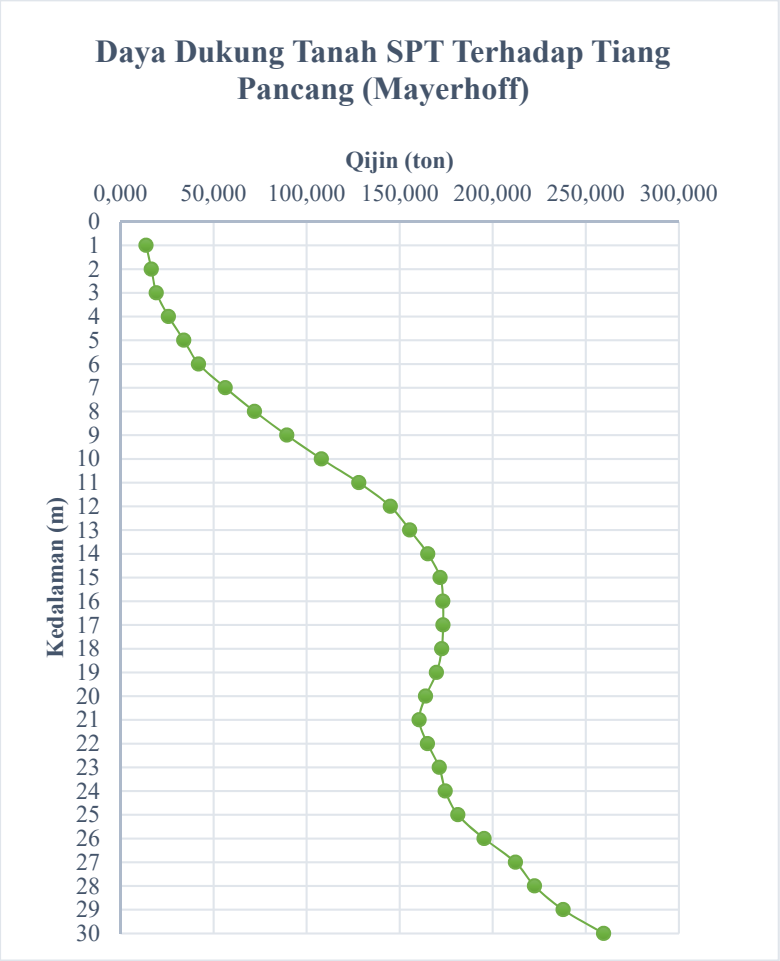
$$P\ ijing\ 1\ tiang = \frac{Qult}{SF}$$

Dimana:

SF = *safety factor* = 3

Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 1 – 30 m

Depth (m)	N	Qp	Qs	Qult	Qijin = Qult/SF	Qizin
		(ton)	(ton)	Qp + Qs	SF=3 ; (ton)	kN
0	0					
1	0	41,202	0,000	41,202	13,734	134,729
2	2	45,929	3,770	49,699	16,566	162,515
3	2,5	49,320	8,482	57,802	19,267	189,013
4	3	63,682	13,734	77,416	25,805	253,151
5	3,5	82,896	19,137	102,033	34,011	333,648
6	4	101,301	24,660	125,961	41,987	411,891
7	10	131,832	37,148	168,980	56,327	552,566
8	16	160,807	55,264	216,071	72,024	706,551
9	20	192,133	75,975	268,108	89,369	876,714
10	24	225,025	98,874	323,899	107,966	1059,150
11	27,5	259,917	124,37	384,292	128,097	1256,634
12	31	282,416	152,58	434,998	144,999	1422,444
13	33,5	283,829	182,50	466,332	155,444	1524,905
14	36	281,320	214,07	495,395	165,132	1619,942
15	26	278,814	236,472	515,286	171,762	1684,986
16	16	269,762	250,020	519,782	173,261	1699,687
17	19,5	253,727	266,254	519,981	173,327	1700,339
18	23	232,761	285,086	517,847	172,616	1693,360
19	20	208,228	301,196	509,424	169,808	1665,816
20	17	177,200	314,670	491,870	163,957	1608,415
21	16	154,259	327,153	481,412	160,471	1574,216
22	15	156,126	338,674	494,799	164,933	1617,994
23	11	166,987	346,975	513,961	171,320	1680,654
24	7	171,502	352,167	523,668	174,556	1712,395
25	20,5	176,857	367,114	543,971	181,324	1778,787
26	34	194,864	391,494	586,358	195,453	1917,391
27	31,5	223,047	413,712	636,760	212,253	2082,204
28	29	233,647	433,839	667,485	222,495	2182,676
29	39,5	252,794	460,818	713,612	237,871	2333,513
30	50	284,543	494,438	778,981	259,660	2547,267



Gambar 9. 2 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

Daya dukung ijin tiang pancang diameter 600 mm disajikan dalam Tabel 9.1 diatas dipakai pada kedalaman 27 meter dengan daya dukung sebesar 208,2 ton. Panjang tiang pancang yang digunakan adalah 27 m-5 m = 22 m.

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakan.

Tabel 9. 2 Beban pada Pondasi Tipe 1 (P1)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	panca
DL	3808,80	-12,24	-30,46	32,43	-15,25	2082,2	4
1DL+0,7Ey Min	3753,98	-43,65	-95,98	-291,51	-137,94	2082,2	4
1DL+0,7Ey Max	5411,73	15,50	36,98	353,39	102,82	2082,2	4
1DL+0,7Ex Min	4238,90	-74,32	-57,61	-104,61	-261,36	2082,2	4
1DL+0,7Ex Max	4926,81	46,16	-1,39	166,49	226,24	2082,2	4
1DL+0,75LL+0,525Ey	4766,79	-38,96	-88,03	-201,22	-111,25	2082,2	4
1DL+0,75LL+0,525Ey	6010,10	5,40	11,69	282,45	69,32	2082,2	4
1DL+0,75LL+0,525Ex	5130,48	-61,96	-59,25	-61,05	-203,81	2082,2	4
1DL+0,75LL+0,525Ex	5646,41	28,40	-17,09	142,28	161,88	2082,2	4
1DL+0,75LL	5388,45	-16,78	-38,17	40,62	-20,96	2082,2	4
1DL + 1L	2922,30	-9,04	-22,16	24,32	-11,39	2082,2	4
0,6DL+0,7Ey Min	1920,84	-38,02	-84,18	-303,88	-130,92	2082,2	4
0,6DL+0,7Ey Max	3578,59	21,13	48,78	341,01	109,85	2082,2	4
0,6DL+0,7Ex Min	2405,76	-68,69	-45,81	-116,99	-254,33	2082,2	4
0,6DL+0,7Ex Max	3093,66	51,79	10,41	154,12	233,26	2082,2	4

Tabel 9. 3 Beban pada Pondasi Tipe 2 (P2)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
DL	4965,43	-0,46	4,43	-10,62	-0,95	2082,2	6
1DL+0,7Ey Min	5085,95	-37,03	-86,26	-374,28	-163,48	2082,2	6
1DL+0,7Ey Max	5127,61	35,98	84,95	364,98	161,54	2082,2	6
1DL+0,7Ex Min	5096,31	-65,47	-37,23	-161,41	-285,90	2082,2	6
1DL+0,7Ex Max	5117,25	64,42	35,91	152,11	283,97	2082,2	6
1DL+0,75LL+0,525Ey	6237,10	-27,94	-61,33	-287,27	-123,01	2082,2	6
1DL+0,75LL+0,525Ey	6268,35	26,81	67,07	267,18	120,76	2082,2	6
1DL+0,75LL+0,525Ex	6244,87	-49,27	-24,56	-127,62	-214,83	2082,2	6
1DL+0,75LL+0,525Ex	6260,58	48,15	30,30	107,52	212,58	2082,2	6
1DL+0,75LL	6252,73	-0,56	2,87	-10,05	-1,13	2082,2	6
1DL + 1L	3197,20	-0,18	4,32	-8,41	-0,44	2082,2	6
0,6DL+0,7Ey Min	3043,24	-36,82	-86,00	-372,42	-163,09	2082,2	6
0,6DL+0,7Ey Max	3084,90	36,19	85,21	366,84	161,93	2082,2	6
0,6DL+0,7Ex Min	3053,60	-65,26	-36,97	-159,55	-285,52	2082,2	6
0,6DL+0,7Ex Max	3074,54	64,63	36,18	153,97	284,36	2082,2	6

Tabel 9. 4 Beban pada Pondasi Tipe 3 (P3)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
DL	5061,95	4,83	-26,98	27,99	5,58	2082,2	9
1DL+0,7Ey Min	3581,36	-38,53	-120,58	-297,39	-165,33	2082,2	9
1DL+0,7Ey Max	7133,89	46,51	65,06	354,82	174,55	2082,2	9
1DL+0,7Ex Min	4006,83	-71,30	-74,62	-129,09	-293,14	2082,2	9
1DL+0,7Ex Max	6708,42	79,28	19,10	186,52	302,36	2082,2	9
1DL+0,75LL+0,525Ey	5001,38	-26,70	-101,58	-211,73	-121,47	2082,2	9
1DL+0,75LL+0,525Ey	7665,78	37,08	37,65	277,43	133,44	2082,2	9
1DL+0,75LL+0,525Ex	5320,49	-51,28	-67,11	-85,50	-217,33	2082,2	9
1DL+0,75LL+0,525Ex	7346,67	61,66	3,18	151,20	229,30	2082,2	9
1DL+0,75LL	6333,58	5,19	-31,97	32,85	5,99	2082,2	9
1DL + 1L	2898,22	2,36	-12,00	11,75	2,70	2082,2	9
0,6DL+0,7Ey Min	1438,31	-40,13	-109,48	-308,87	-167,18	2082,2	9
0,6DL+0,7Ey Max	4990,84	44,91	76,16	343,34	172,71	2082,2	9
0,6DL+0,7Ex Min	1863,78	-72,90	-63,52	-140,57	-294,99	2082,2	9
0,6DL+0,7Ex Max	4565,37	77,69	30,20	175,04	300,52	2082,2	9

Tabel 9. 5 Beban pada Pondasi Tipe 4A (P4A)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancan
DL	12228	-54,56	-24,53	-7,09	-5,66	2082,2	36
1DL+0,7Ey Min	8570	-1409,25	-2660,01	-1535,59	-176,88	2082,2	36
1DL+0,7Ey Max	26809	1327,02	2581,26	1529,68	166,12	2082,2	36
1DL+0,7Ex Min	5845,4	-1567,04	-1650,85	-762,88	-334,08	2082,2	36
1DL+0,7Ex Max	24027	1484,82	1572,10	756,97	323,33	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525Ey	8108,2	-1084,94	-2007,18	-1154,55	-134,93	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525Ey	24935	967,26	1923,78	1144,41	122,31	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525Ex	5595,7	-1203,29	-1250,31	-575,01	-252,84	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525Ex	22848	1085,61	1166,91	564,87	240,22	2082,2	36
1DL+0,75LL	13884	-58,84	-41,70	-5,07	-6,31	2082,2	36
1DL + 1L	4671,6	-33,83	-21,05	-1,50	-2,19	2082,2	36
0,6DL+0,7Ey Min	8966,5	-1392,80	-2644,26	-1534,41	-174,72	2082,2	36
0,6DL+0,7Ey Max	21979	1343,47	2597,01	1530,86	168,27	2082,2	36
0,6DL+0,7Ex Min	6758,2	-1550,60	-1635,10	-761,70	-331,93	2082,2	36
0,6DL+0,7Ex Max	19197	1501,27	1587,85	758,15	325,48	2082,2	36

Tabel 9. 6 Beban pada Pondasi Tipe 4B (P4B)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
DL	12467,37	55,58	-22,21	-10,22	4,89	2082,2	36
1DL+0,7Ey Min	3124,70	-909,16	-1576,49	-888,28	-165,82	2082,2	36
1DL+0,7Ey Max	22013,02	993,05	1499,77	878,80	175,30	2082,2	36
1DL+0,7Ex Min	384,53	-1418,82	-1740,58	-941,59	-319,61	2082,2	36
1DL+0,7Ex Max	24753,19	1502,71	1663,87	932,10	329,09	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525E	7225,33	-653,36	-1193,27	-670,16	-122,49	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525E	21391,58	773,30	1113,92	655,15	133,35	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525E	5170,21	-1035,60	-1316,34	-710,14	-237,83	2082,2	36
1DL+0,75LL+0,525E	23446,70	1155,54	1236,99	695,13	248,69	2082,2	36
1DL+0,75LL	14308,46	59,97	-39,68	-7,50	5,43	2082,2	36
1DL + 1L	4740,42	34,43	-19,66	-1,88	1,69	2082,2	36
0,6DL+0,7Ey Min	-1902,85	-925,94	-1561,14	-886,38	-167,71	2082,2	36
0,6DL+0,7Ey Max	16985,48	976,27	1515,11	880,69	173,40	2082,2	36
0,6DL+0,7Ex Min	-4643,01	-1435,60	-1725,24	-939,69	-321,51	2082,2	36
0,6DL+0,7Ex Max	19725,64	1485,93	1679,21	934,00	327,19	2082,2	36

Tabel 9. 7 Beban pada Pondasi Tipe 5 (P5)

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancan
DL	25569,89	0,52	13,21	-68,53	-1,09	2082,2	54
1DL+0,7Ey Min	813,24	-2249,18	-3609,78	-2072,34	-991,31	2082,2	54
1DL+0,7Ey Max	49247,26	2249,84	3697,57	1910,35	989,28	2082,2	54
1DL+0,7Ex Min	7104,46	-4316,15	-4286,37	-1165,12	-2036,47	2082,2	54
1DL+0,7Ex Max	57164,96	4316,82	4374,16	1003,13	2034,44	2082,2	54
1DL+0,75LL+0,525E	11032,76	-1686,81	-2697,96	-1588,43	-744,14	2082,2	54
1DL+0,75LL+0,525E	47358,27	1687,45	2782,56	1398,58	741,31	2082,2	54
1DL+0,75LL+0,525E	5094,49	-3237,04	-3205,40	-908,02	-1528,01	2082,2	54
1DL+0,75LL+0,525E	53296,55	3237,69	3290,00	718,17	1525,18	2082,2	54
1DL+0,75LL	29195,52	0,32	42,30	-94,92	-1,42	2082,2	54
1DL + 1L	10567,74	-0,22	26,43	-49,60	-1,00	2082,2	54
0,6DL+0,7Ey Min	9198,86	-2249,31	-3627,34	-2039,94	-990,90	2082,2	54
0,6DL+0,7Ey Max	39235,16	2249,71	3680,01	1942,75	989,69	2082,2	54
0,6DL+0,7Ex Min	17116,56	-4316,29	-4303,93	-1132,73	-2036,06	2082,2	54
0,6DL+0,7Ex Max	47152,86	4316,68	4356,60	1035,53	2034,85	2082,2	54

Berdasarkan tabel di atas:

- Jumlah tiang pancang tipe 1 digunakan 4 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 2 digunakan 6 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 3 digunakan 9 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 4 digunakan 36 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 5 digunakan 54 buah

9.1.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

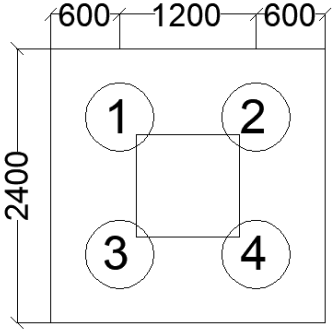
Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin\ tanah}\ (1\ tiang)$$

Perhitungan jarak tiang

2D ≤ S ≤ 3D	dengan S = jarak antar tiang
120 ≤ S ≤ 240	dipakai S = 120 cm
1D ≤ S ≤ 2D	dengan S = jarak tepi
60 ≤ S ≤ 120	dipakai S = 60 cm

Pondasi Tipe 1 (P1)



Gambar 9. 3 Konfigurasi Tiang Pancang P1

Contoh Perhitungan pada tiang pancang no 4:
P Kolom = 6010,1 kN
P *Pile Cap* = 2,4 x 2,4 x 1,2 x 23,54 = 162,73 kN
Mx = 282,45 kNm
My = 69,3 kNm

x = 0,6 m
y = 0,6 m
$\sum x^2$ = 1,44 m^2
$\sum y^2$ = 1,44 m^2

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

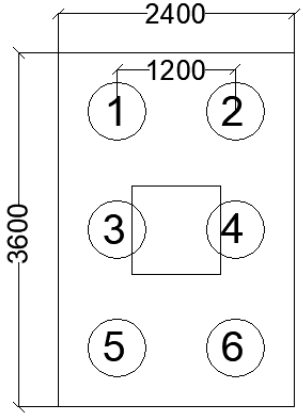
$$P_{max} = \frac{6010{,}1 + 162{,}73}{4} + \frac{282{,}45 \times 0{,}6}{1{,}44} + \frac{69{,}3 \times 0{,}6}{1{,}44}$$

$$P_{max} = 1689{,}78\ kN \leq\ Pijin =\ 2082{,}2\ kN\ (1\ tiang)$$ ... OK

Tabel 9. 8 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P1

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	3971,533	4	992,883	32,43	-15,25	1000,04	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	3916,715	4	979,179	-291,51	-137,94	800,2418	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	5574,468	4	1393,62	353,39	102,82	1583,705	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	4401,64	4	1100,41	-104,61	-261,36	947,9235	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	5089,543	4	1272,39	166,49	226,24	1436,023	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey M	4929,526	4	1232,38	-201,22	-111,25	1102,185	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey M	6172,84	4	1543,21	282,45	69,32	**1689,78**	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex M	5293,219	4	1323,3	-61,05	-203,81	1212,947	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex M	5809,147	4	1452,29	142,28	161,88	1579,022	2082,2	OK
1DL+0,75LL	5551,183	4	1387,8	40,62	-20,96	1395,984	2082,2	OK
1DL + 1L	3085,039	4	771,26	24,32	-11,39	776,646	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	2083,573	4	520,893	-303,88	-130,92	339,7261	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	3741,326	4	935,331	341,01	109,85	1123,189	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	2568,498	4	642,124	-116,99	-254,33	487,4078	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	3256,401	4	814,1	154,12	233,26	975,5077	2082,2	OK

Pondasi Tipe 2 (P2)



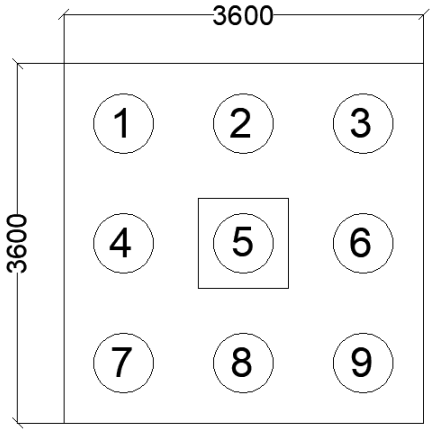
Gambar 9. 4 Konfigurasi Tiang Pancang P2

P *Pile Cap* = 3,6 x 2,4 x 1,2 x 23,54 = 244,1 kN
$\sum x^2$ = 2,16 m^2
$\sum y^2$ = 5,76 m^2

Tabel 9. 9 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P2

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	5209,54	6	868,26	-10,62	-0,95	870,73	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	5330,06	6	888,34	-374,28	-163,48	1011,73	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	5371,71	6	895,29	364,98	161,54	1016,20	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	5340,42	6	890,07	-161,41	-285,90	1003,12	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	5361,36	6	893,56	152,11	283,97	1004,13	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	6481,21	6	1080,20	-287,27	-123,01	1174,22	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	6512,45	6	1085,41	267,18	120,76	1174,61	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	6488,98	6	1081,50	-127,62	-214,83	1167,76	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	6504,68	6	1084,11	107,52	212,58	1165,56	2082,2	OK
1DL+0,75LL	6496,83	6	1082,81	-10,05	-1,13	1085,21	2082,2	OK
1DL + 1L	3441,31	6	573,55	-8,41	-0,44	575,43	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	3287,34	6	547,89	-372,42	-163,09	670,78	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	3329,00	6	554,83	366,84	161,93	676,24	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	3297,70	6	549,62	-159,55	-285,52	662,17	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	3318,64	6	553,11	153,97	284,36	664,17	2082,2	OK

Pondasi Tipe 3 (P3)



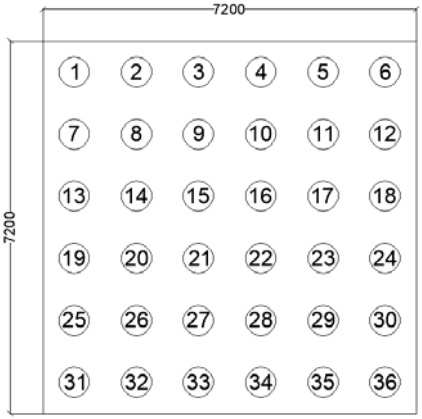
Gambar 9. 5 Konfigurasi Tiang Pancang P3

P *Pile Cap* = 3,6 x 3,6 x 1,2 x 23,54 = 366,1 kN
$\sum x^2$ = 8,64 m^2
$\sum y^2$ = 8,64 m^2

Tabel 9. 10 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P3

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	5428,11	9	603,12	27,99	5,58	607,8	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	3947,51	9	438,61	-297,39	-165,33	502,9	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	7500,05	9	833,34	354,82	174,55	906,9	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	4372,99	9	485,89	-129,09	-293,14	544,5	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	7074,57	9	786,06	186,52	302,36	854	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	5367,53	9	596,39	-211,73	-121,47	642,7	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	8031,94	9	892,44	277,43	133,44	949,5	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	5686,64	9	631,85	-85,50	-217,33	673,9	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	7712,83	9	856,98	151,20	229,30	909,8	2082,2	OK
1DL+0,75LL	6699,73	9	744,41	32,85	5,99	749,8	2082,2	OK
1DL + 1L	3264,37	9	362,71	11,75	2,70	364,7	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	1804,46	9	200,50	-308,87	-167,18	266,6	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	5357,00	9	595,22	343,34	172,71	666,9	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	2229,94	9	247,77	-140,57	-294,99	308,3	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	4931,52	9	547,95	175,04	300,52	614	2082,2	OK

Pondasi Tipe 4A dan 4B (P4A dan P4B)



Gambar 9. 6 Konfigurasi Tiang Pancang P4

P *Pile Cap* = 7,2 x 7,2 x 1,2 x 23,54 = 1464,625 kN
$\sum x^2$ = 151,2 m^2
$\sum y^2$ = 151,2 m^2

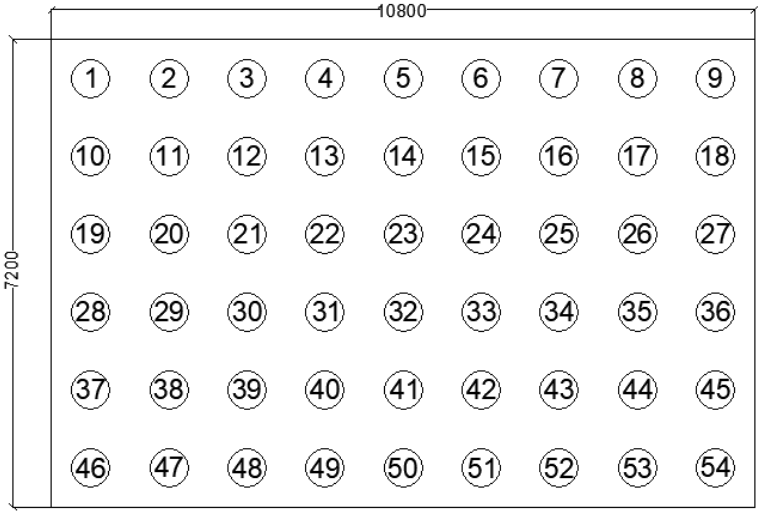
Tabel 9. 11 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P4A

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	13692,39	36	380,34	-7,09	-5,66	380,60	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	10034,66	36	278,74	-1535,59	-176,88	312,72	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	28273,54	36	785,38	1529,68	166,12	819,02	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	7310,03	36	203,06	-762,88	-334,08	224,82	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	25491,14	36	708,09	756,97	323,33	729,52	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	9572,82	36	265,91	-1154,55	-134,93	291,50	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	26399,21	36	733,31	1144,41	122,31	758,44	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	7060,34	36	196,12	-575,01	-252,84	212,55	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	24312,41	36	675,34	564,87	240,22	691,32	2082,2	OK
1DL+0,75LL	15348,72	36	426,35	-5,07	-6,31	426,58	2082,2	OK
1DL + 1L	6136,23	36	170,45	-1,50	-2,19	170,52	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	10431,16	36	289,75	-1534,41	-174,72	323,67	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	23443,57	36	651,21	1530,86	168,27	684,92	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	8222,87	36	228,41	-761,70	-331,93	250,11	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	20661,17	36	573,92	758,15	325,48	595,42	2082,2	OK

Tabel 9. 12 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P4B

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	13932,00	36	387,00	-10,22	4,89	387,30	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	4589,32	36	127,48	-888,28	-165,82	148,40	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	23477,65	36	652,16	878,80	175,30	673,07	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	1849,15	36	51,37	-941,59	-319,61	76,39	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	26217,81	36	728,27	932,10	329,09	753,30	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	8689,96	36	241,39	-670,16	-122,49	257,11	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	22856,20	36	634,89	655,15	133,35	650,54	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	6634,83	36	184,30	-710,14	-237,83	203,11	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	24911,33	36	691,98	695,13	248,69	710,71	2082,2	OK
1DL+0,75LL	15773,08	36	438,14	-7,50	5,43	438,40	2082,2	OK
1DL + 1L	6205,04	36	172,36	-1,88	1,69	172,43	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	-438,22	36	-12,17	-886,38	-167,71	8,74	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	18450,10	36	512,50	880,69	173,40	533,42	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	-3178,39	36	-88,29	-939,69	-321,51	-63,26	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	21190,27	36	588,62	934,00	327,19	613,64	2082,2	OK

Pondasi Tipe 5 (P5)



Gambar 9. 7 Konfigurasi Tiang Pancang P5

P *Pile Cap* = 10,8 x 7,2 x 1,2 x 23,54 = 2196,56 kN

$\sum x^2$ = 518,4 m^2
$\sum y^2$ = 226,8 m^2

Tabel 9. 13 Hasil Perhitungan Pmax Per Tiang pada P5

Load Combination	∑P (kN)	n Tiang	P/n (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	P Max (kN)	P ijin (kN)	Pmax < Pijin
DL	27766,83	54	514,2	-68,53	-1,09	515,12	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Min	3010,182	54	55,744	-2072,34	-991,31	92,33	2082,2	OK
1DL+0,7Ey Max	51444,2	54	952,67	1910,35	989,28	987,10	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Min	9301,397	54	172,25	-1165,12	-2036,47	206,52	2082,2	OK
1DL+0,7Ex Max	59361,9	54	1099,3	1003,13	2034,44	1131,40	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	13229,7	54	244,99	-1588,43	-744,14	272,90	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	49555,21	54	917,69	1398,58	741,31	943,05	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	7291,424	54	135,03	-908,02	-1528,01	161,19	2082,2	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	55493,49	54	1027,7	718,17	1525,18	1051,28	2082,2	OK
1DL+0,75LL	31392,46	54	581,34	-94,92	-1,42	582,61	2082,2	OK
1DL + 1L	12764,68	54	236,38	-49,60	-1,00	237,05	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Min	11395,79	54	211,03	-2039,94	-990,90	247,19	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ey Max	41432,1	54	767,26	1942,75	989,69	802,12	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Min	19313,5	54	357,66	-1132,73	-2036,06	391,49	2082,2	OK
0,6DL+0,7Ex Max	49349,8	54	913,89	1035,53	2034,85	946,42	2082,2	OK

9.1.4 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang
S = Jarak antar tiang pancang
m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup
n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Tabel 9. 14 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P1

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	3971,53	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,7Ey Min	3916,72	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,7Ey Max	5574,47	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,7Ex Min	4401,64	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,7Ex Max	5089,54	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	4929,53	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	6172,84	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	5293,22	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	5809,15	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL+0,75LL	5551,18	4	2	2	0,79	6578,53	OK
1DL + 1L	3085,04	4	2	2	0,79	6578,53	OK
0,6DL+0,7Ey Min	2083,57	4	2	2	0,79	6578,53	OK
0,6DL+0,7Ey Max	3741,33	4	2	2	0,79	6578,53	OK
0,6DL+0,7Ex Min	2568,5	4	2	2	0,79	6578,53	OK
0,6DL+0,7Ex Max	3256,4	4	2	2	0,79	6578,53	OK

Tabel 9. 15 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P2

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	5209,54	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,7Ey Min	5330,06	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,7Ey Max	5371,71	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,7Ex Min	5340,42	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,7Ex Max	5361,36	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	6481,21	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	6512,45	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	6488,98	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	6504,68	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL+0,75LL	6496,83	6	3	2	0,74	9235,09	OK
1DL + 1L	3441,31	6	3	2	0,74	9235,09	OK
0,6DL+0,7Ey Min	3287,34	6	3	2	0,74	9235,09	OK
0,6DL+0,7Ey Max	3329,00	6	3	2	0,74	9235,09	OK
0,6DL+0,7Ex Min	3297,70	6	3	2	0,74	9235,09	OK
0,6DL+0,7Ex Max	3318,64	6	3	2	0,74	9235,09	OK

Tabel 9. 16 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P3

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	5428,11	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,7Ey Min	3947,51	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,7Ey Max	7500,05	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,7Ex Min	4372,99	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,7Ex Max	7074,57	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	5367,53	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	8031,94	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	5686,64	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	7712,83	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL+0,75LL	6699,73	9	3	3	0,71	13264,46	OK
1DL + 1L	3264,37	9	3	3	0,71	13264,46	OK
0,6DL+0,7Ey Min	1804,46	9	3	3	0,71	13264,46	OK
0,6DL+0,7Ey Max	5357,00	9	3	3	0,71	13264,46	OK
0,6DL+0,7Ex Min	2229,94	9	3	3	0,71	13264,46	OK
0,6DL+0,7Ex Max	4931,52	9	3	3	0,71	13264,46	OK

Tabel 9. 17 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P4A

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	13692,39	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ey Min	10034,66	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ey Max	28273,54	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ex Min	7310,03	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ex Max	25491,14	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	9572,82	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	26399,21	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	7060,34	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	24312,41	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL	15348,72	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL + 1L	6136,23	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ey Min	10431,16	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ey Max	23443,57	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ex Min	8222,87	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ex Max	20661,17	36	6	6	0,64	47686,22	OK

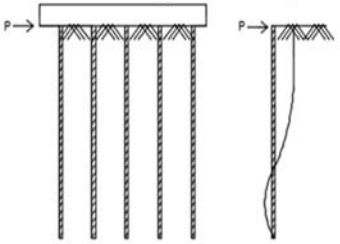
Tabel 9. 18 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P4B

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	13932	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ey Min	4589,32	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ey Max	23477,65	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ex Min	1849,153	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,7Ex Max	26217,81	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	8689,959	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	22856,2	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	6634,834	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	24911,33	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL+0,75LL	15773,08	36	6	6	0,64	47686,22	OK
1DL + 1L	6205,041	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ey Min	-438,223	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ey Max	18450,1	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ex Min	-3178,39	36	6	6	0,64	47686,22	OK
0,6DL+0,7Ex Max	21190,27	36	6	6	0,64	47686,22	OK

Tabel 9. 19 Kontrol Tiang Pancang Kelompok P5

Load Combination	∑P (kN)	Jumlah Tiang	m	n	μ	QL Group (kN)	QL>∑P
DL	27766,83	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,7Ey Min	3010,18	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,7Ey Max	51444,20	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,7Ex Min	9301,40	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,7Ex Max	59361,90	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	13229,70	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	49555,21	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	7291,42	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	55493,49	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL+0,75LL	31392,46	54	6	9	0,63	70779,85	OK
1DL + 1L	12764,68	54	6	9	0,63	70779,85	OK
0,6DL+0,7Ey Min	11395,79	54	6	9	0,63	70779,85	OK
0,6DL+0,7Ey Max	41432,10	54	6	9	0,63	70779,85	OK
0,6DL+0,7Ex Min	19313,50	54	6	9	0,63	70779,85	OK
0,6DL+0,7Ex Max	49349,80	54	6	9	0,63	70779,85	OK

9.1.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9. 8 Gaya Lateral Tiang Pancang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang (Gambar 9.10) dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.
Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi
Fd = koefisien defleksi
P = Gaya lateral 1 tiang
T = *Relative stiffnes Factor*

Dalam perhitungan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya lateral ini, beban geser pada pondasi dikalikan dengan faktor = 2 (untuk R > 5).

Contoh perhitungan pada P1:

Jumlah tiang = 4
Mutu Beton = 52 MPa
Hmax = 95,98 kN / 9,81 x 2 = 19,56 t
Hmax 1 tiang = 19,56 t /4 = 4,89 t

- T = $(\frac{EI}{f})^{\frac{1}{5}}$
  f = 0,352 kg/cm^3
  E = $338921{,}8\ kg/cm^2$
  I = $510508\ cm^4$

Fd = 0,94 (*deflection coefficient*)

- $T = (\frac{EI}{f})^{\frac{1}{5}} = (\frac{510508\ x\ 338921{,}8}{0{,}352})^{\frac{1}{5}} = 218\ cm$
- $\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$
- $\delta = 0{,}94\left(\frac{4{,}89\ x\ 1000\ x\ 218^3}{338921{,}8\ x\ 510508}\right) \leq 2.5\ cm$
- $\delta = 0{,}28\ cm \leq 2.5\ cm$ ….(**OK)**

Kontrol Momen:

M_{crack} = 29 tm (tabel spesifikasi tiang pancang)

L/T = 22m /2,18m = 10

Berdasarkan grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 0.88

$M = Fm(PT) \leq M_{banding\ crack}$

$M = 0{,}88 \times (4{,}89\ x\ 2{,}18) \leq 29\ tm$

$M = 9{,}38\ tm\ \leq 29\ tm$ **(OK)**

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol gaya lateral pada semua tipe pondasi:

Tabel 9. 20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P1

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr> Mmax
DL	4	1,55	0,09	OK	2,98	29	OK
1DL+0,7Ey Min	4	4,89	0,28	OK	9,38	29	OK
1DL+0,7Ey Max	4	1,88	0,11	OK	3,61	29	OK
1DL+0,7Ex Min	4	3,79	0,21	OK	7,26	29	OK
1DL+0,7Ex Max	4	2,35	0,13	OK	4,51	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	4	4,49	0,25	OK	8,60	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	4	0,60	0,03	OK	1,14	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	4	3,16	0,18	OK	6,06	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	4	1,45	0,08	OK	2,78	29	OK
1DL+0,75LL	4	1,95	0,11	OK	3,73	29	OK
1DL + 1L	4	1,13	0,06	OK	2,17	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	4	4,29	0,24	OK	8,23	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	4	2,49	0,14	OK	4,77	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	4	3,50	0,20	OK	6,71	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	4	2,64	0,15	OK	5,06	29	OK

Tabel 9. 21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P2

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr> Mmax
DL	6	0,15	0,01	OK	0,29	29	OK
1DL+0,7Ey Min	6	2,93	0,16	OK	5,62	29	OK
1DL+0,7Ey Max	6	2,89	0,16	OK	5,54	29	OK
1DL+0,7Ex Min	6	2,22	0,13	OK	4,27	29	OK
1DL+0,7Ex Max	6	2,19	0,12	OK	4,20	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	6	2,08	0,12	OK	4,00	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	6	2,28	0,13	OK	4,37	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	6	1,67	0,09	OK	3,21	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	6	1,64	0,09	OK	3,14	29	OK
1DL+0,75LL	6	0,10	0,01	OK	0,19	29	OK
1DL + 1L	6	0,15	0,01	OK	0,28	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	6	2,92	0,16	OK	5,60	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	6	2,90	0,16	OK	5,55	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	6	2,22	0,12	OK	4,25	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	6	2,20	0,12	OK	4,21	29	OK

Tabel 9. 22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P3

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr>M max
DL	9	0,61	0,03	OK	1,17	29	OK
1DL+0,7Ey Min	9	2,73	0,15	OK	5,24	29	OK
1DL+0,7Ey Max	9	1,47	0,08	OK	2,83	29	OK
1DL+0,7Ex Min	9	1,69	0,10	OK	3,24	29	OK
1DL+0,7Ex Max	9	1,80	0,10	OK	3,44	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	9	2,30	0,13	OK	4,41	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	9	0,85	0,05	OK	1,64	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	9	1,52	0,09	OK	2,92	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	9	1,40	0,08	OK	2,68	29	OK
1DL+0,75LL	9	0,72	0,04	OK	1,39	29	OK
1DL + 1L	9	0,27	0,02	OK	0,52	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	9	2,48	0,14	OK	4,76	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	9	1,73	0,10	OK	3,31	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	9	1,65	0,09	OK	3,17	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	9	1,76	0,10	OK	3,37	29	OK

Tabel 9. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P4A

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr> Mmax
DL	36	0,31	0,02	OK	0,58	29	OK
1DL+0,7Ey Min	36	15,06	0,85	OK	28,31	29	OK
1DL+0,7Ey Max	36	14,62	0,82	OK	27,47	29	OK
1DL+0,7Ex Min	36	9,35	0,53	OK	17,57	29	OK
1DL+0,7Ex Max	36	8,90	0,50	OK	16,73	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	36	11,37	0,64	OK	21,36	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	36	10,89	0,61	OK	20,48	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	36	7,08	0,40	OK	13,31	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	36	6,61	0,37	OK	12,42	29	OK
1DL+0,75LL	36	0,33	0,02	OK	0,63	29	OK
1DL + 1L	36	0,19	0,01	OK	0,36	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	36	14,97	0,84	OK	28,14	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	36	14,71	0,83	OK	27,64	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	36	9,26	0,52	OK	17,40	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	36	8,99	0,51	OK	16,90	29	OK

Tabel 9. 24 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P4B

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr> Mmax
DL	36	0,315	0,02	OK	0,60	29	OK
1DL+0,7Ey Min	36	8,928	0,50	OK	17,12	29	OK
1DL+0,7Ey Max	36	8,493	0,48	OK	16,29	29	OK
1DL+0,7Ex Min	36	9,857	0,55	OK	18,90	29	OK
1DL+0,7Ex Max	36	9,423	0,53	OK	18,07	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	36	6,758	0,38	OK	12,96	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	36	6,308	0,35	OK	12,10	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	36	7,455	0,42	OK	14,30	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	36	7,005	0,39	OK	13,43	29	OK
1DL+0,75LL	36	0,340	0,02	OK	0,65	29	OK
1DL + 1L	36	0,195	0,01	OK	0,37	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	36	8,841	0,50	OK	16,95	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	36	8,580	0,48	OK	16,46	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	36	9,770	0,55	OK	18,74	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	36	9,510	0,53	OK	18,24	29	OK

Tabel 9. 25 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada P5

Kombinasi	n Tiang	Hmax/ tiang (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M_{max} (tm)	M_{crack} (tm)	Mcr> Mmax
DL	54	0,04	0,00	OK	0,09	29	OK
1DL+0,7Ey Min	54	12,27	0,69	OK	23,52	29	OK
1DL+0,7Ey Max	54	12,56	0,71	OK	24,09	29	OK
1DL+0,7Ex Min	54	14,67	0,82	OK	28,13	29	OK
1DL+0,7Ex Max	54	14,86	0,84	OK	28,50	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Min	54	9,17	0,52	OK	17,58	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ey Max	54	9,45	0,53	OK	18,13	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Min	54	11,00	0,62	OK	21,09	29	OK
1DL+0,75LL+0,525Ex Max	54	11,18	0,63	OK	21,44	29	OK
1DL+0,75LL	54	0,14	0,01	OK	0,28	29	OK
1DL + 1L	54	0,09	0,01	OK	0,17	29	OK
0,6DL+0,7Ey Min	54	12,33	0,69	OK	23,64	29	OK
0,6DL+0,7Ey Max	54	12,50	0,70	OK	23,98	29	OK
0,6DL+0,7Ex Min	54	14,67	0,82	OK	28,13	29	OK
0,6DL+0,7Ex Max	54	14,80	0,83	OK	28,39	29	OK

9.1.6 Perencanaan *Pile Cap*

Pondasi Tipe 3 (P3)

Dalam perencanaan *Pile Cap* digunakan metode tegangan ultimate sesuai SNI 1726:2019 pasal 4.2.2. *Pile Cap* direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan *Pile Cap* adalah sebagai berikut:

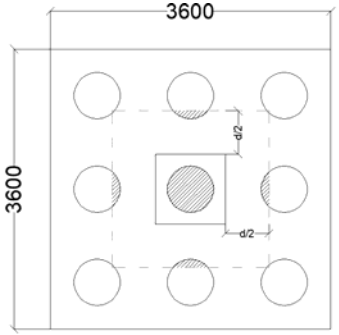
- P_u kolom = 9966,58 kN
- N Tiang = 9 buah
- Dimensi *Pile Cap* = 3,6×3,6×1,2 m
- Mutu beton (fc') = 45 MPa
- Mutu baja (fy) = 420 MPa
- Diameter tulangan = 25 mm
- Selimut beton = 75 mm
- λ = 1 (beton normal)
- Tinggi efektif (d)

  d_x = 1200 – 75 – ½ 25 = 1112,5 mm

  d_y = 1200 – 75 – 25 – ½(25) = 1087,5 mm

1) Kontrol Geser Ponds
   a. Akibat kolom

Pile Cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



Gambar 9. 9 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

Pu *punch* = Pu kolom + Wu *Pile Cap* - Pu pile daerah kritis
= 9966,58 + 140,746 – (0,12 x (1223,9 + 1082,73 + 1213 + 1072,9) + 1148)
= 8404,73 kN

Untuk pondasi tapak non-prategang (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0{,}17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0{,}333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:
α_s = 40 untuk kolom interior
β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = 1
b_o = Keliling penampang kritis
= 2 (b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)

$= 2\ (900 + 1112{,}5) + 2\ (900 + 1112{,}5)$

$= 8050$ mm

$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\,b_o d$

$= 0{,}17 \times (1+\frac{2}{1}) \times 1 \times \sqrt{45} \times 8050 \times 1112{,}5$

$= 30638841{,}01$ N

$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$

$= 0{,}083 \times (\frac{40\times1112{,}5}{8050} + 2).1.\sqrt{45}.8050.1112{,}5$

$= 37536778{,}11$ N

$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$

$= 0{,}333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 8050 \times 1112{,}5$

$= 20005360{,}89$ N (menentukan)

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang *Pile Cap* dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut:

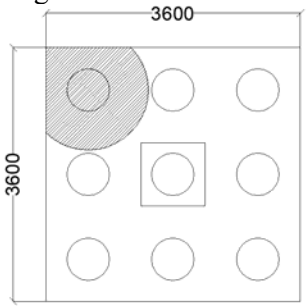
$\emptyset V_n = 0{,}75 \times 20005360{,}89$ N

$= 15004020{,}67$ N

$= 15004$ kN > P_u *punch* = 8404,73 kN **(OK)**

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran *Pile Cap* memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

b. Akibat pancang



Gambar 9. 10 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
= $\frac{90}{90}$ = 1
b_o = Keliling penampang kritis
= 2674 mm^2

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser pons pada *Pile Cap* akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2019:

V_{c1} = $0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}b_o d$
= 0,17 × (1+$\frac{2}{1}$) × 1 × $\sqrt{45}$ × 2674 × 1112,5
= 59867198,29 N
V_{c2} = $0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$
= 0,083 × ($\frac{40\times1112{,}5}{2674}$ + 2).1.$\sqrt{45}$.2674.1112,5
= 30876787,38 N
V_{c3} = $0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$
= 0,333 × 1 × $\sqrt{45}$ × 2674 × 1112,5
= 6645259,01 N (menentukan)

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang *Pile Cap* dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$\emptyset V_n$ = 0,75 × 6645259,01 N
= 4983944,258 N
= 4983,94 kN > Pmax = 1289,25 kN **(OK)**

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran *Pile Cap* memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

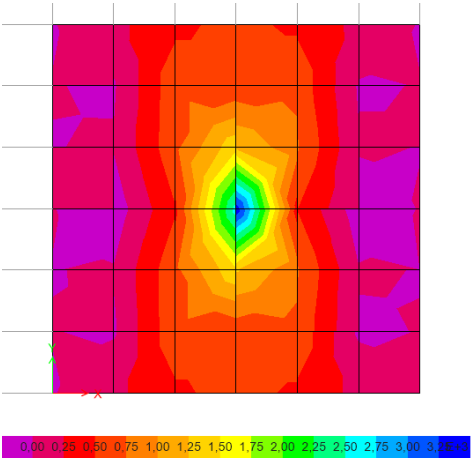
Tabel 9. 26 Rekapitulasi Kontrol Geser Ponds

Jenis	Akibat Kolom			Akibat Pancang		
	Pu Punch (kN)	ØVc (kN)	ØVc>Pu Punch	Pmax (kN)	ØVc (kN)	ØVc>P max
P1	294,64	15004,02	OK	2093,90	4983,94	OK
P2	4699,66	15004,02	OK	1370,00	4983,94	OK
P3	8404,73	15004,02	OK	1289,25	4983,94	OK
P4A	30789,30	48916,74	OK	1317,47	4983,94	OK
P4B	27364,63	48916,74	OK	1167,93	4983,94	OK
P5	60392,74	67129,51	OK	1858,47	4983,94	OK

2) Penulangan *Pile Cap*

Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.

a. Penulangan *Pile Cap* Arah Sumbu X



dalam satuan kNm

Gambar 9. 11 Momen P3 dari ETABS (M11)

Didapat momen M11 (arah x) dari ETABS:

Mmax = 3470,25 kN.m
= 3470250000 N.mm
Mmin = 174 kN.m
= 174000000 N.mm

Penulangan bawah

$\rho_{min} = \frac{0,25\times\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25\times\sqrt{45}}{420} = 0,0039$

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

Maka, $\rho_{min} = 0,0039$

$\rho_{max} = 0,025$ (SNI 2847:2019)

$R_n = \frac{Mmax}{\phi\times b\times dx^2} = \frac{3470250000}{0,9\times2400\times1112,5} = 0,86$

$m = \frac{f_y}{0,85\times f_c'} = \frac{420}{0,85\times45} = 10,98$

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

$= \frac{1}{10,98}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times10,98\times0,86}{420}}\right)$

$= 0,00208 < \rho_{min} = 0,0039$

$A_{Sperlu} = \rho bd = 0,0039 \times 1.000 \times 1112,5 = 4442,18\ mm^2$

$s = \frac{0,25\times\pi\times\emptyset^2\times1000}{Asperlu} = \frac{0,25\times\pi\times25^2\times1000}{4442,18} = 110,5$ mm

Sehingga digunakan tulangan lentur bawah arah x **D25-100 mm**

Penulangan atas

$R_n = \frac{Mmin}{\phi\times b\times dx^2} = \frac{174000000}{0,9\times2400\times1112,5} = 0,044$

$m = \frac{f_y}{0,85\times f_c'} = \frac{420}{0,85\times45} = 10,98$

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

$$= \frac{1}{10{,}98}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10{,}98 \times 0{,}044}{420}}\right)$$

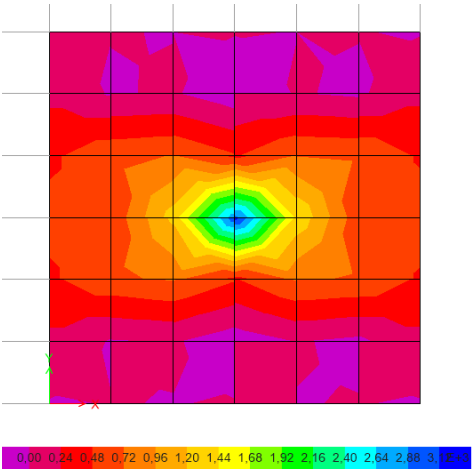
$$= 0{,}0001 < \rho_{min} = 0{,}0039$$

$A_{Sperlu} = \rho bd = 0{,}0039 \times 1.000 \times 1112{,}5 = 4442{,}18\ mm^2$

$$s = \frac{0{,}25 \times \pi \times Ø^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442{,}18} = 110{,}5\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur atas arah x **D25-100 mm**

b. Penulangan *Pile Cap* Arah Sumbu Y



dalam satuan kNm

Gambar 9. 12 Momen P3 dari ETABS (M22)

Didapat momen M22 (arah y) dari ETABS:

Mmax = 3240,74 kN.m
= 3240740000 N.mm

Mmin = 171,4 kN.m
= 174140000 N.mm

Penulangan bawah

$\rho_{min} = \frac{0{,}25\times\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0{,}25\times\sqrt{45}}{420} = 0{,}0039$

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

Maka, $\rho_{min} = 0{,}0039$

$\rho_{max} = 0{,}025$ (SNI 2847:2019)

$R_n = \frac{Mmax}{\phi\times b\times dx^2} = \frac{3240740000}{0{,}9\times2400\times1087{,}5} = 0{,}845$

$m = \frac{f_y}{0{,}85\times f_c'} = \frac{420}{0{,}85\times45} = 10{,}98$

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

$= \frac{1}{10{,}98}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times10{,}98\times0{,}845}{420}}\right)$

$= 0{,}00204 < \rho_{min} = 0{,}0039$

$A_{Sperlu} = \rho bd = 0{,}0039 \times 1.000 \times 1087{,}5 = 4342{,}36\ mm^2$

$s = \frac{0{,}25\times\pi\times\emptyset^2\times1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25\times\pi\times25^2\times1000}{4342{,}36} = 113$ mm

Sehingga digunakan tulangan lentur bawah arah y **D25-100 mm**

Penulangan atas

$R_n = \frac{Mmin}{\phi\times b\times dx^2} = \frac{171400000}{0{,}9\times2400\times1087{,}5} = 0{,}045$

$m = \frac{f_y}{0{,}85\times f_c'} = \frac{420}{0{,}85\times45} = 10{,}98$

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

$= \frac{1}{10{,}98}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times10{,}98\times0{,}045}{420}}\right)$

$= 0{,}0001 < \rho_{min} = 0{,}0039$

$A_{Sperlu} = \rho bd = 0{,}0039 \times 1.000 \times 1087{,}5 = 4342{,}36\ mm^2$

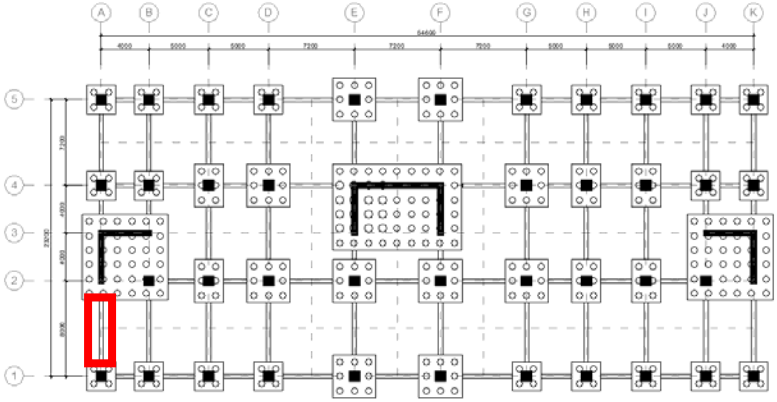
$$s = \frac{0{,}25 \times \pi \times Ø^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4342{,}36} = 113\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur atas arah x **D25-100 mm**

Tabel 9. 27 Rekapitulasi Penulangan *Pile Cap*

Jenis	Penulangan Arah X		Penulangan Arah Y	
	Bawah	Atas	Bawah	Atas
P1	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100
P2	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100
P3	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100
P4A	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100
P4B	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100
P5	D25-100	D25-100	D25-100	D25-100

9.1.7 Perencanaan *Tie Beam*



Gambar 9. 13 Denah *Tie Beam*

Struktur *Tie Beam* digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

Adapun beban-beban yang ditimpakan ke *Tie Beam* meliputi berat *Tie Beam* sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Berikut adalah data perencanaan *Tie Beam*:

- b = 350 mm
- h = 500 mm
- Ag = 120000mm^2
- f'c = 45 MPa
- fy = 420 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Tul utama = D19
- Tul. Sengkang = D10
- d = 500-(40+10+ ½ 19)
  = 440,5 mm

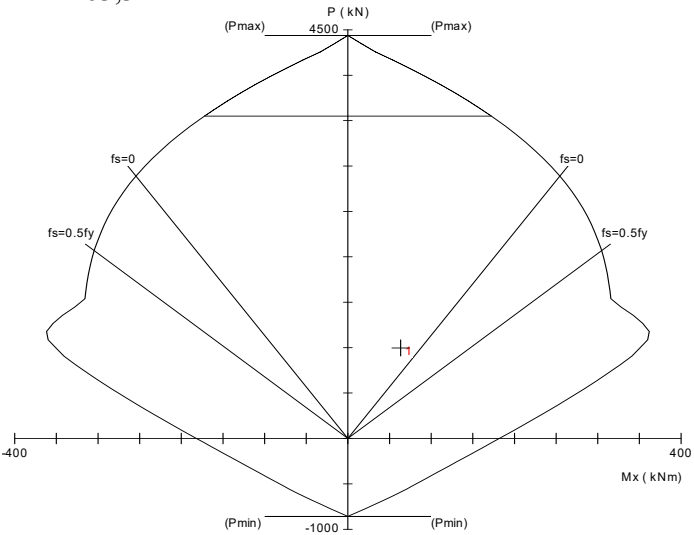
Penulangan *Tie Beam* didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya di idealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun contoh perhitungan beban pada *tie beam* yang telah ditandai pada Gambar 9.13 adalah sebagai berikut:

- Berat sendiri *tie beam*
  q = $1{,}4 \times 0{,}35\ m \times 0{,}5\ m \times 2400$ kg/m^3
  = 588 kg/m = 5,88 kN/m
- Berat dinding basemen
  q = $1{,}4\ x\ 3{,}35\ m\ x\ 0{,}3\ m\ x\ 2400$ kg/m^3
  = 4032 kg/m = 40,32 kN/m
- Beban pelat basemen
  q = (2169,2 kg/m^2 – 4000 kg/m^2) x 2 m x 0,75
  = -2746,2 kg/m = -27,46 kN/m

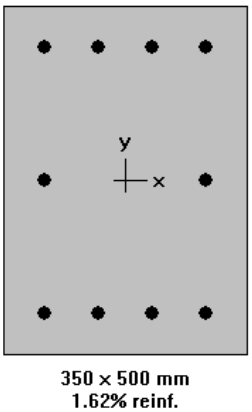
qu = 5,88 + 40,32 – 27,46 = 18,74 kN/m
L = 5,2 m
Mu = $\frac{1}{8} qu.L^2 = \frac{1}{8} \times 18{,}74 \times 5{,}2^2\ kgm$
= 63,34 kNm

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

P = 10% Pu
= 10% x 9966,58 kN
= 996,66 kN
M = 63,34 kNm



Gambar 9. 14 Diagram Interaksi P-M



Gambar 9. 15 Penulangan Lentur *Tie Beam*

Penulangan Geser *Tie Beam*

Vu $= \frac{1}{2} qu \times L = \frac{1}{2} \times 18{,}74 \times 5{,}2 = 48{,}72\ kN$

d' = 500 – 40 -10 -19/2 = 440,5 mm

Vc $= \frac{bw \times d \times \sqrt{fc'}}{5{,}2} = \frac{350 \times 440{,}5 \times \sqrt{45}}{5{,}2} = 187517\ N$

= 187,517 kN

ØVc = 0,75 x 160,728 kN

= 140,63 kN > Vu = 48,72 (**OK)**

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan

Jadi dipasang tulangan geser minimum

Smaks = d/2 atau 300 mm

d/2 = 440,5/2

= 220,25 mm

Av min $= \frac{bw \times s}{3fy} = \frac{350\ X\ 220{,}25}{3 \times 420} = 61{,}18\ mm^2$

Dipasang tulangan sengkang **2D10-150 mm** (Av = 157 mm^2)

9.1.8 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang

Dalam perencanaan tulangan tusuk konde, tiang pancang diasumsikan sebagai kolom. Sehingga perhitungan terkait kebutuhan tulangan longitudinal, tulangan transversal, dan panjang penyaluran disesuaikan dengan perhitungan pada perencanaan struktur kolom. Berikut merupakan spesifikasi dan pembebanan pada kolom:

- Diameter kolom = 600 – 2×100
  = 400 mm
- Tebal decking (d') = 50 mm
- Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa
- Mutu beton ($f'c$) = 52 Mpa

1 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

- Pmax : 1689,78 kN

- Vu : 97,2 kN
- Mu : 186,41 kNm

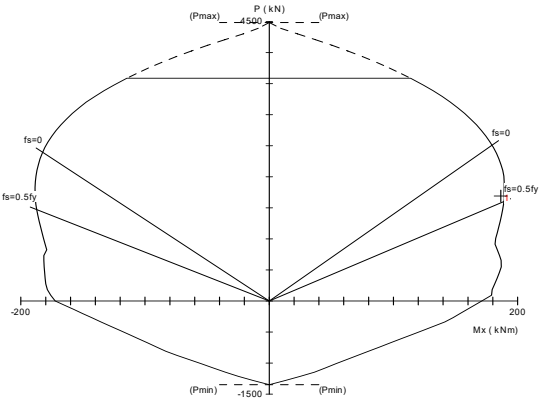
Menurut SNI 2847:2019 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq Ag \times \frac{f'c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak kurang dari 300 mm.
  400 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4
  Rasio b/h = 400/400 = 1 > 0.4

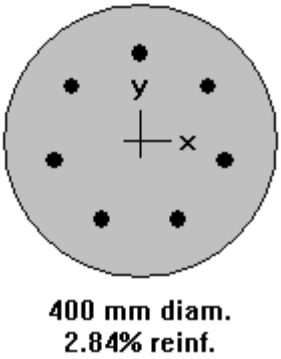
Pmax $\geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$
1689,78 kN ≥ 1306,903 kN **(OK)**

2 Penulangan Longitudinal

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu *spColumn*, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 9. 16 Diagram Interaksi Tiang Pancang Diameter 400 mm



Gambar 9. 17 Hasil Penulangan Aplikasi *SpColumn*

Berdasarkan perhitungan menggunakan program bantu *spColumn* digunakan tulangan tusuk konde 7D25 dengan nilai momen sebagai berikut:

ØMn = 189,56 kNm > Mu = 186,41 kNm **(OK)**

3 Kontrol rasio tulangan longitudinal

Tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

- Ast = 3436,11 mm^2
- Ag = 125663,7 mm^2

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program *spColumn* diperoleh Tulangan longitudinal: 7D25, dengan rasio tulangan = 2,584 %.

0,01Ag < As < 0,06 Ag

1256,6 mm^2 < 3436,11 mm^2 < 7539,82 mm^2 **(OK)**

4 Kontrol kapasitas beban aksial tiang pancang terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2019, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\emptyset Pn = 0{,}85\ \emptyset \left(0{,}85\ f'c(Ag - Ast) + fy\ (Ast)\right)$$

Dimana:

Pmax = 1689,78 kN

Φ = 0,7

Ag $= \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2$ = 125663,7 mm^2

Ast = 7 ¼ π 25^2 = 3436,11 mm^2

Sehingga:

$\emptyset Pn = 0{,}85x0{,}7\left(0{,}85x52(125663{,}7 - 3436{,}11) + 420\ (3436{,}11)\right)$

$\emptyset Pn$= 4073148,9 N

$\emptyset Pn$= 4073,15 kN $> Pu$ = 1689,78 kN **(OK)**

5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2019:

Fs = 1,25×Fy = 1,25×420 = 525 MPa

Ln = 5×d = 5×400 = 2000 mm

Mpr = 516,8 kNm

Vex $= \frac{2\times Mpr}{Ln} = \frac{2 \times 516{,}8}{2} = 516{,}8\ kN$

Vex =516,8 $kN > Vu = 97{,}2$ kN (**OK**)

6 Perhitungan tulangan geser

Tulangan sengkang menggunakan diameter 19 mm. Syarat sengkang spiral 25 mm ≤ s ≤ 75 mm.

D_c = 400 – 2×50 – 19 = 281 mm

A_{ch} $= \frac{1}{4} \times \pi \times {D_c}^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 281^2 = 62015{,}82$ mm^2

ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2019 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan, diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$\rho_s = 0{,}12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}}\right)$

$= 0{,}12 \times \left(\frac{52}{420}\right)$

= 0,014

$\rho_s = 0{,}45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$

$= 0{,}45 \times \left(\frac{125663{,}7}{62015{,}82} - 1\right) \times \frac{52}{420}$

= 0,057 (menentukan)

$A_{s\ perlu}$ $= \rho_s \times Ag$
$= 0{,}057 \times 125663{,}7$
$= 7185{,}5\ mm^2$

s $= \frac{\pi/_4 \times {d_b}^2 \times 1000}{As\ perlu}$
$= \frac{\pi/_4 \times 19^2 \times 1000}{7185{,}5}$
$= 39{,}46$ mm

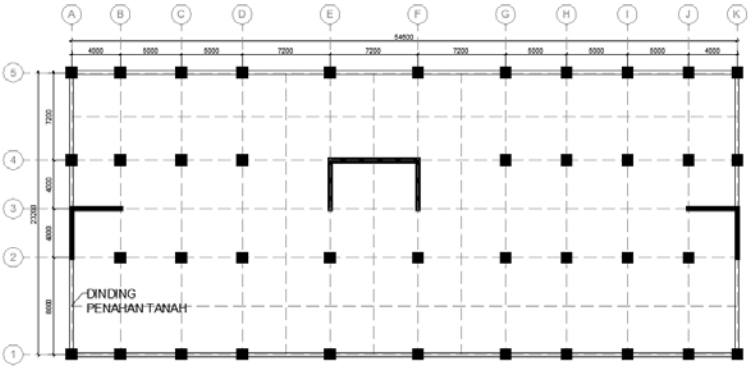
Didapat tulangan sengkang D19 – 30 mm.
(25 mm < 30 mm < 75 mm) **(OK)**

9.2 Perencanaan Basemen

9.2.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar q = 0,8 t/m'.

1. Data Perencanaan

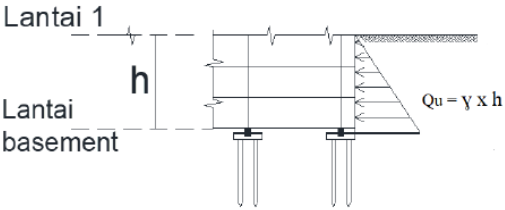


Gambar 9. 18 Denah Dinding Penahan Tanah

- γsat = 1,721 t/m'
- γair = 1 t/m'
- γ' = 1,721 – 1 = 0,721 t/m'
- θ = 0
- c' = 0,3 t/m^2

- Dimensi = 8 m x 3,35 m (terbesar)
- Tebal dinding = 0,3 m

2. Tekanan Aktif Tanah



Gambar 9. 19 Diagram Tegangan pada Dinding Penahan Tanah

σv^' (-0,65) = $q + \gamma' \times h = 0{,}8 + 0{,}721 \times 0{,}65$

= $1{,}27\ t/m'$

σv^' (-4) = $\sigma v1 + \gamma' \times h$

= $1{,}27 + 0{,}721 \times (4 - 0{,}65)$

= $3{,}684\ t/m'$

Ka = $tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right) = tan^2\left(45 - \frac{0}{2}\right) = 1$

σh^' (-0,65) = $(\sigma v' \times Ka) - \left(2 \times c' \times \sqrt{Ka}\right)$

σh^' (-0,65) = $1{,}27 - \left(2 \times 0{,}3 \times \sqrt{1}\right) = 0{,}67\ t/m'$

σh total (-0,65) = $\sigma h' + \gamma air \times h$

= 0,67 + 1 × 0,65

= 1,32 t/m'

σh^' (-4) = $(\sigma v' \times Ka) - \left(2 \times c' \times \sqrt{Ka}\right)$

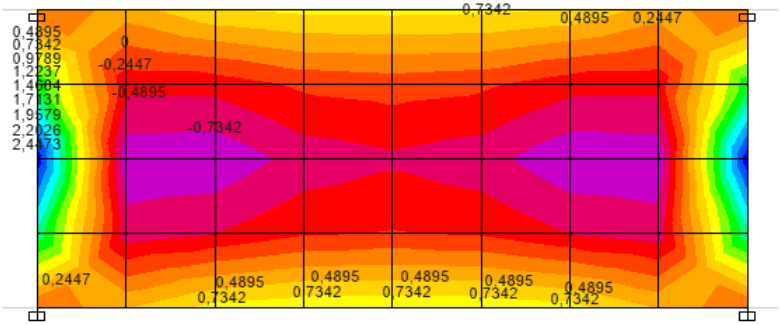
σh^' (-4) = $(3{,}684 \times 1) - \left(2 \times 0{,}3 \times \sqrt{1}\right) = 3{,}084\ t/m'$

σh total (-4) = $\sigma h' + \gamma air \times h$

= 3,084 + 1 × 4

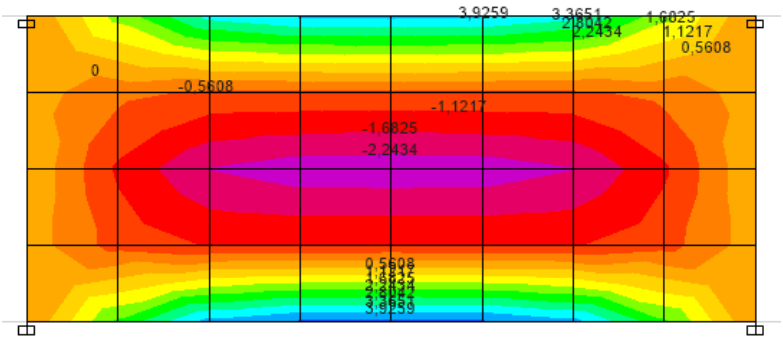
= 7,084 t/m'

Untuk momen yang didapat menggunakan bantuan dari aplikasi ETABS seperti pada gambar di bawah ini.



dalam satuan ton-m

Gambar 9. 20 Momen M 11 akibat Tekanan Horizontal Tanah



dalam satuan ton-m

Gambar 9. 21 Momen M 22 akibat Tekanan Horizontal Tanah

Arah X (M11)

Mmax = 4,483 tm
= 43,978 kNm

Mmin = 1,56 tm
= 15,3 kNm

Arah Y (M22)

Mmax = 7,68 tm
= 75,34 kNm

Mmin = 4,159 tm
= 40,79 kNm

3. Penulangan Dinding Penahan Tanah
   - Mutu Beton : 40 MPa
   - Mutu Baja : 420 MPa
   - D Tulangan : D16
   - Tebal selimut : 40 mm
   - dx : 300 – 40 - ½ 16 = 252 mm
   - dy : 300 – 40 - 16 - ½ 16 = 236 mm

Berikut perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

a. Penulangan lentur positif Arah X (M11)

Mu = 43,978 kNm = 43978000 Nmm

ρ_{min} = 0,00376 (menentukan)

ρ_{min} = 0,0033

ρ_{max} = 0,025

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}9 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{43978000}{0{,}9 \times 1000 \times 252^2}$$

= 0,769

$$\rho = \frac{1}{12{,}35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}35 \times 0.769}{420}}\right)$$

= 0,0019 < ρ_{min} = 0,00376

Maka, diambil ρ = 0.00376

As_{perlu} = ρbd = 0.00376×1.000×252 = 948,68 mm^2

$$S = \frac{0{,}25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{948{,}68}$$

= 211,94 mm

Sehingga digunakan tulangan lentur positif **D16-200 mm.**

b. Penulangan lentur negative Arah X (M11)
Mu = 15,3 kNm = 15300000 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}9 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{15300000}{0{,}9 \times 1000 \times 252^2}$$

$$= 0{,}3$$

$$\rho = \frac{1}{12{,}35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}35 \times 0.3}{420}}\right)$$

$$= 0{,}0007 < \rho_{min} = 0{,}00376$$

Maka, diambil ρ = 0.00376

$As_{perlu} = \rho bd = 0.00376 \times 1.000 \times 252 = 948{,}68\ mm^2$

$$S = \frac{0{,}25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{948{,}68}$$

$$= 211{,}94\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur negatif **D16-200 mm.**

c. Penulangan lentur positif Arah Y (M22)
Mu = 75,34 kNm = 75340000 Nmm

ρ_{min} = 0,00376 (menentukan)

ρ_{min} = 0,0033

ρ_{max} = 0,025

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}9 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{75340000}{0{,}9 \times 1000 \times 236^2}$$

$$= 1{,}5$$

$$\rho = \frac{1}{12{,}35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}35 \times 1{,}5}{420}}\right)$$

$$= 0{,}0037 < \rho_{min} = 0{,}00376$$

Maka, diambil ρ = 0.00376

As_{perlu} = ρbd = 0.00376×1.000×236 = 888,45 mm^2

$$S = \frac{0{,}25\times\pi\times\emptyset^2\times1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0{,}25\times\pi\times16^2\times1000}{888{,}45}$$

= 226,31 mm

Sehingga digunakan tulangan lentur positif **D16-200 mm.**

d. Penulangan lentur negative Arah Y (M22)

Mu = 40,79 kNm = 40790000 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}9\times b\times d^2}$$

$$= \frac{40790000}{0{,}9\times1000\times236^2}$$

= 0,81

$$\rho = \frac{1}{12{,}35}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times12{,}35\times 0{,}81}{420}}\right)$$

= 0,002 < ρ_{min} = 0,00376

Maka, diambil ρ = 0.00376

As_{perlu} = ρbd = 0.00376×1.000×236 = 888,45 mm^2

$$S = \frac{0{,}25\times\pi\times\emptyset^2\times1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0{,}25\times\pi\times16^2\times1000}{888{,}45}$$

= 226,31 mm

Sehingga digunakan tulangan lentur negatif **D16-200 mm**.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB X
KESIMPULAN DAN SARAN

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan seluruh hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan desain modifikasi Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap dan sistem ganda ini, dapat ditarik beberapa kesimpulan diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama berdasarkan SNI 2847:2019 adalah sebagai berikut:

   Struktur Sekunder

   - Tangga
     - Tebal pelat tangga : 150 mm
     - Tebal pelat bordes : 150 mm
   - Balok anak:
     - Balok Anak 1 (BA1) : 350/500 mm
     - Balok Anak 2 (BA2) : 250/400 mm
     - Balok Anak 3 (BA3) : 250/400 mm
     - Balok Anak 4 (BA4) : 350/500 mm
     - Balok Anak 5 (BA5) : 350/500 mm
   - Tebal Pelat:
     - Lantai 1-14 : 120 cm
     - Lantai atap : 140 cm
     - Basemen : 300 mm
   - Balok Lift:
     - Balok Penggantung : WF 500x200x11x19
     - Balok Penumpu : WF 500x200x11x19

   Struktur Utama

   - Balok induk:
     - Balok Induk 1 (BI1) : 450/650 mm
     - Balok Induk 2 (BI2) : 350/500 mm

- Balok Induk 3 (BI3) : 350/500 mm
- Balok Induk 4 (BI4) : 450/650 mm
- Balok Induk 5 (BI5) : 450/650 mm
- Balok Induk 6 (BI6) : 400/600 mm

o Balok prategang:
- Balok Prategang 1 (BP1) : 500/1200 mm

o Kolom:
- Lantai Basemen-4 (K1) : 900/900 mm
- Lantai 5-9 (K2) : 750/750 mm
- Lantai 10-13 (K3) : 600/600 mm
- Lantai 14 (K4) : 600/600 mm

o Tebal Dinding geser:
- Dinding Geser 1 (DG1) : 400 mm
- Dinding Geser 2 (DG2) : 400 mm
- Dinding Geser 3 (DG3) : 400 mm
-

Struktur Bawah

o Dimensi *Pile Cap* :
- Tipe 1 (P1) : 2,4 m x 2,4 m x 1,2 m
- Tipe 2 (P2) : 2,4 m x 3,6 m x 1,2 m
- Tipe 3 (P3) : 3,6 m x 3,6 m x 1,2 m
- Tipe 4 (P4) : 7,2 m x 7,2 m x 1,2 m
- Tipe 5 (P5) : 10,8 m x 7,2 m x 1,2 m

o Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT. Wijaya Karya Beton)
- Tipe 1 (P1) : 4 buah (D600)
- Tipe 2 (P2) : 6 buah (D600)
- Tipe 3 (P3) : 9 buah (D600)
- Tipe 4 (P4) : 36 buah (D600)
- Tipe 5 (P5) : 54 buah (D600)

o Tebal dinding basemen : 300 mm

2. Perhitungan pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013. Beban yang dimasukkan ke dalam permodelan struktur merupakan beban mati tambahan (DL), beban hidup (LL), dan beban gempa (Eqx dan Eqy).

3. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana menggunakan analisa respon spectrum di daerah Kota Denpasar berdasarkan peraturan SNI 1726:2019.
4. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS yang telah memenuhi kontrol persyaratan struktur berdasarkan peraturan SNI 1726:2019 sebagai berikut:
   - Kontrol pembebanan gravitasi:
     Hasil selisih antara perhitungan manual dan dengan aplikasi bantu ETABS adalah sebesar 2,49% (kurang dari 5%). Maka permodelan struktur sudah dianggap sesuai.
   - Kontrol periode waktu getar alami fundamental:
     Dengan program bantu ETABS didapatkan nilai T struktur sebesar 2,35 detik, lebih besar dari nilai Ta.
   - Kontrol gaya geser dasar:
     Sudah memenuhi persyaratan nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 100% nilai respon statik.
   - Kontrol sistem ganda:
     Sudah memenuhi persyaratan SRPMK harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut
   - Kontrol Partisipasi Massa:
     Sudah memenuhi persyaratan perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.
   - Kontrol batas simpangan (*drift*):
     Sudah memenuhi persyaratan *drift* ijin sebesar 0,01 tinggi lantai.
5. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.

6. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan perhitungan tiang pancang (spun pile) produk dari WIKA Beton dengan metode tegangan ijin dan *pile cap* direncanakan berdasarkan metode tegangan ultimate.
7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana dituangkan pada gambar teknik dengan program bantu *AutoCAD* pada lampiran.

10.2 Saran

Berdasarkan keseluruhan analisa yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, beberapa saran yang dapat disampaikan penulis adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan pembebanan gempa pada gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya serta sesuai dengan fungsi gedung agar perhitungan beban gempa dalam perencanaan lebih tepat sasaran.
2. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.
3. Perencanaan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
4. Perlu adanya peningkatan dalam pengembangan teknologi beton prategang, agar kedepan pengaplikasiannya lebih mudah di lapangan, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.
5. Pada perencanaan gedung harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan di lapangan dapat berjalan dengan lebih lancar dan sesuai perencanaan.

DAFTAR PUSTAKA

Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition**. Inggris: Spon Press

American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010). **Minimun Design Loads for Buildings and Other Structure**. Restorn : Virginia 20191

Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan**. Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan

Astawa, Tavio dan Raka, 2014. **"Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones", Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation**. 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.

Badan Standarisasi Nasional. 2019. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019)**. Jakarta : BSNI.

Badan Standarisasi Nasional. 2019. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2019)**. Jakarta : BSNI

Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta : BSNI.

Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary**. 2008. Famington Hills.

Gilbert, R.I, Mickleborough, N.C. 2005. **Design of Prestressed Concrete**. Inggris: Spon Press

Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Marshall, Vernon dan Robberts, John M. **Presstressed Concrete Design and Practice**. Midrand: Concrete Society of Southern Africa

Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga

Sulendra, I Ketut dan Tatong, Burhan. 2011. **Analisis Teknis Pekerjaan Balok-Plat Lantai Bangunan Pascasarjana UNTAD dengan Metode Combidec-Presstress**. Palu: Universitas Tadulako.

Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya:Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Xiao Han Wu, Shunsuke Otani, dan Hitoshi Shiohara. 2001. **Tendon Model for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures**. ASCE

LAMPIRAN

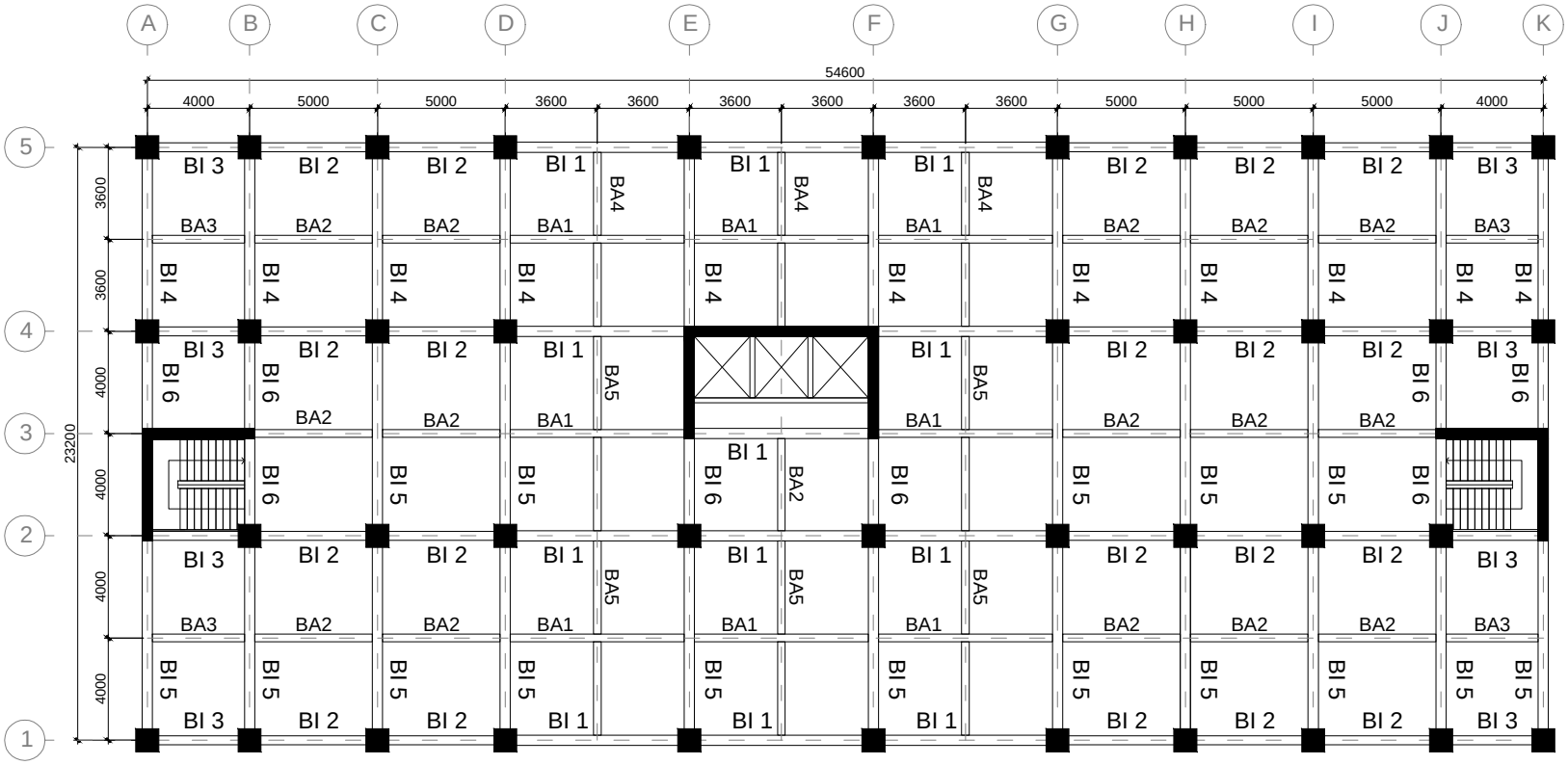
"Halaman ini sengaja dikosongkan"

NO LEMBAR	JUDUL GAMBAR	SKALA
1	DAFTAR ISI LAMPIRAN GAMBAR	-
2	DENAH RENCANA BALOK LANTAI 1-14	1 : 200
3	DENAH RENCANA BALOK LANTAI ATAP	1 : 200
4	DENAH RANCANA PELAT LANTAI 1-14	1 : 200
5	DENAH RENCANA PELAT LANTAI ATAP	1 : 200
6	DENAH RENCANA PELAT BASEMENT	1 : 200
7	DENAH KOLOM LANTAI BASEMENT-4	1 : 200
8	DENAH KOLOM LANTAI 5-9	1 : 200
9	DENAH KOLOM LANTAI 10-13	1 : 200
10	DENAH KOLOM LANTAI 14	1 : 200
11	DENAH RENCANA PONDASI	1 : 200
12	POTONGAN PORTAL MEMANJANG	1 : 300
13	POTONGAN PORTAL MELINTANG	1 : 300
14	PENULANGAN TANGGA	1 : 40
15	POTONGAN A-A TANGGA	1 : 20
16	DETAIL PENULANGAN TANGGA	1 : 10
17	PENULANGAN PELAT LANTAI 2 ARAH TEPI	1 : 40
18	PENULANGAN PELAT LANTAI 2 ARAH TENGAH	1 : 40
19	PENULANGAN PELAT LANTAI 1 ARAH	1 : 75
20	PENULANGAN PELAT BASEMENT	1 : 50
21	PENULANGAN BALOK ANAK	1 : 20
22	PENULANGAN BALOK ANAK	1 : 20
23	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14	1 : 20
24	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14	1 : 20
25	PENULANGAN BALOK INDUK LT ATAP	1 : 20

NO LEMBAR	JUDUL GAMBAR	SKALA
26	PENULANGAN BALOK INDUK LT ATAP	1 : 20
27	PENULANGAN KOLOM	1 : 20
28	HUBUNGAN BALOK KOLOM	1 : 40
29	DETAIL HUBUNGAN BALOK KOLOM	1 : 20
30	PENULANGAN DINDING GESER DG1 DAN DG3	1 : 30
31	PENULANGAN DINDING GESER DG2	1 : 30
32	PENULANGAN BALOK PRATEKAN	1 : 20
33	DETAIL ANGKUR BALOK PRATEKAN	1 : 8
34	POTONGAN BALOK PRATEGANG	1 : 75
35	DETAIL POTONGAN BALOK PRATEGANG	1 : 30
36	PENULANGAN PILE CAP TIPE 1 (P1)	1 : 40
37	PENULANGAN PILE CAP TIPE 2 (P2)	1 : 40
38	PENULANGAN PILE CAP TIPE 3 (P3)	1 : 50
39	PENULANGAN PILE CAP TIPE 4 (P4)	1 : 50
41	PENULANGAN PILE CAP TIPE 5 (P5)	1 : 75
42	DETAIL PENULANGAN PILE CAP TIPE 5 (P5)	1 : 50
43	PENULANGAN DINDING PENAHAN TANAH	1 : 20
44	POTONGAN STRUKTUR BASEMENT	1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DAFTAR ISI LAMPIRAN GAMBAR		1	44

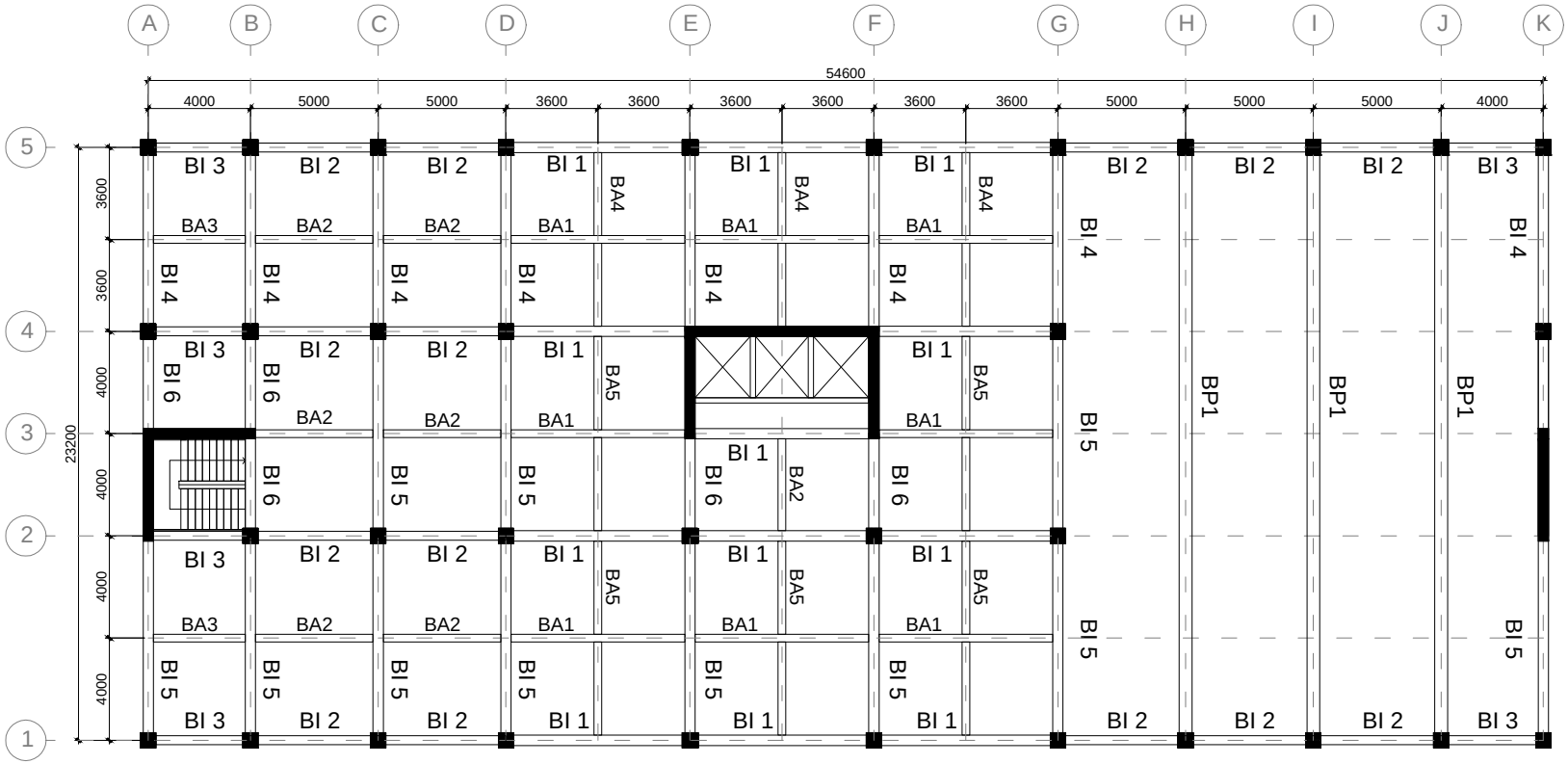


DENAH STRUKTUR RENCANA BALOK LANTAI 1-14

SKALA 1:200

BALOK INDUK		BALOK ANAK	
NAMA	DIMENSI	NAMA	DIMENSI
BI1	450/650	BA1	350/500
BI2	350/500	BA2	250/400
BI3	350/500	BA3	250/400
BI4	450/650	BA4	350/500
BI5	450/650	BA5	350/400
BI6	400/650		

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH STRUKTUR RENCANA BALOK LANTAI 1-14	1 : 200	2	44

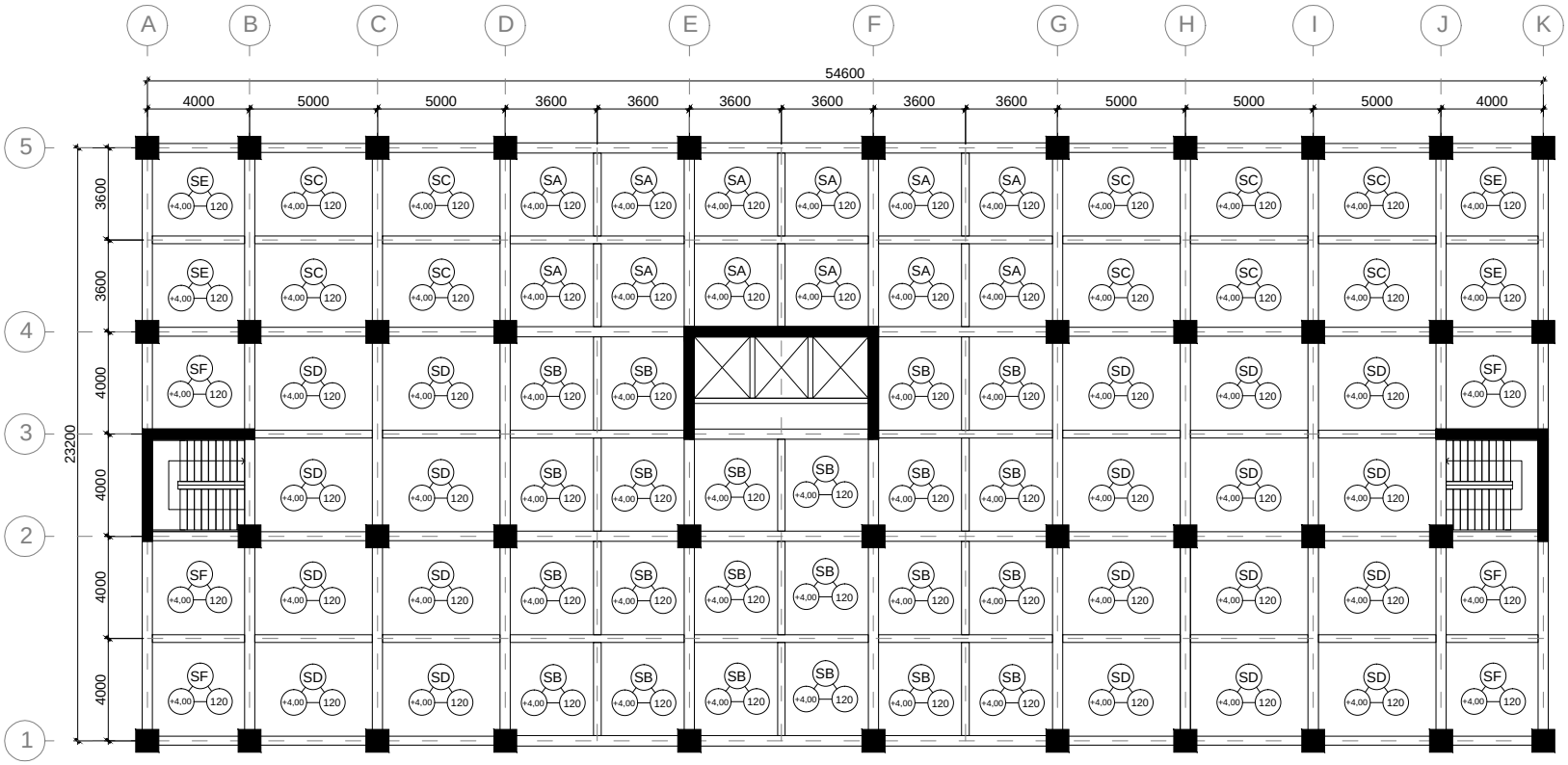


DENAH STRUKTUR RENCANA BALOK LANTAI ATAP

SKALA 1:200

BALOK INDUK		BALOK ANAK		BALOK PRATEKAN	
NAMA	DIMENSI	NAMA	DIMENSI	NAMA	DIMENSI
BI1	450/650	BA1	350/500	BP1	500/1200
BI2	350/500	BA2	250/400		
BI3	350/500	BA3	250/400		
BI4	450/650	BA4	350/500		
BI5	450/650	BA5	350/400		
BI6	400/650				

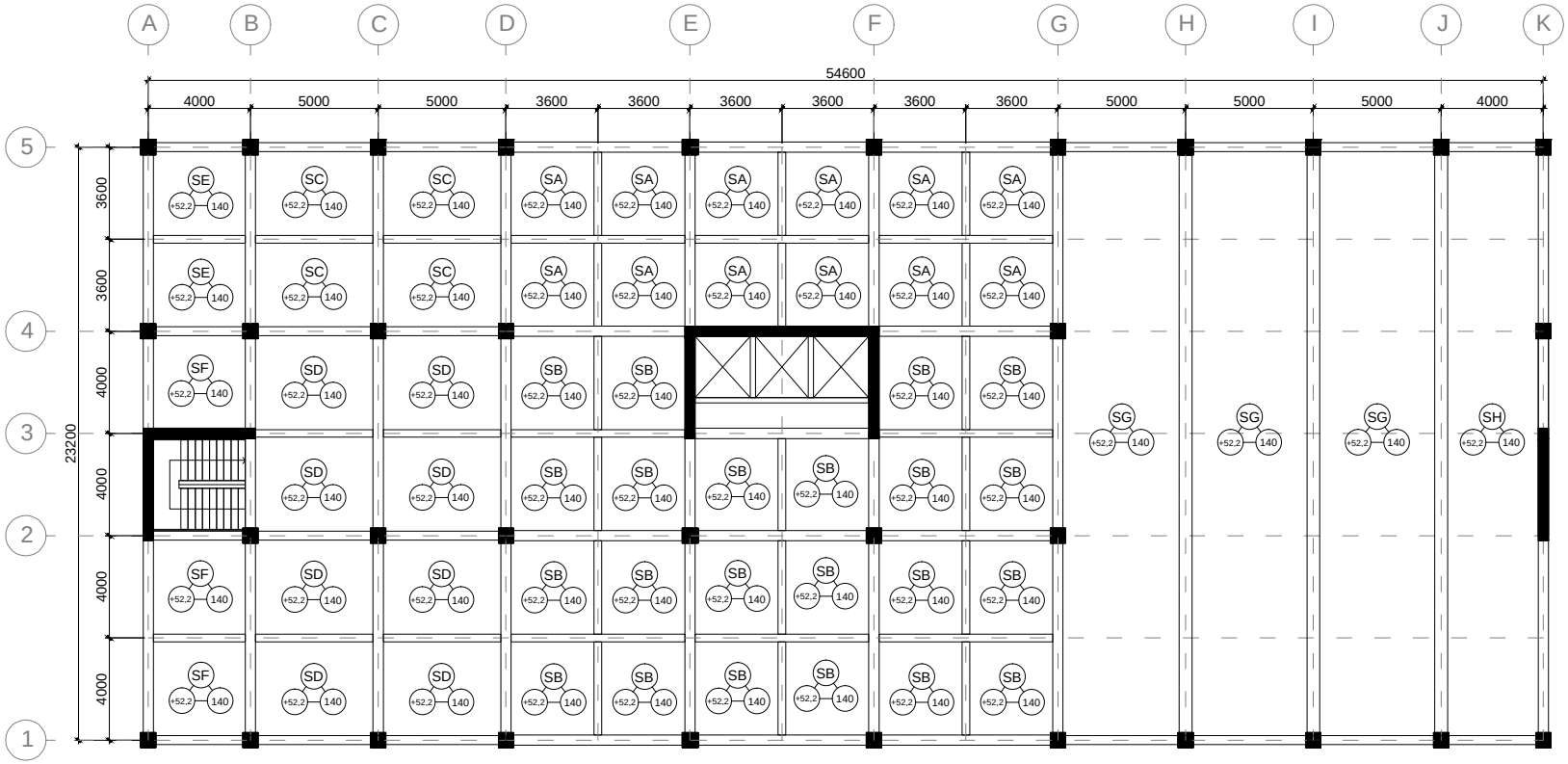
	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH STRUKTUR RENCANA BALOK LANTAI ATAP	1 : 200	3	44



DENAH STRUKTUR RENCANA PELAT LANTAI 1-14

SKALA 1:200

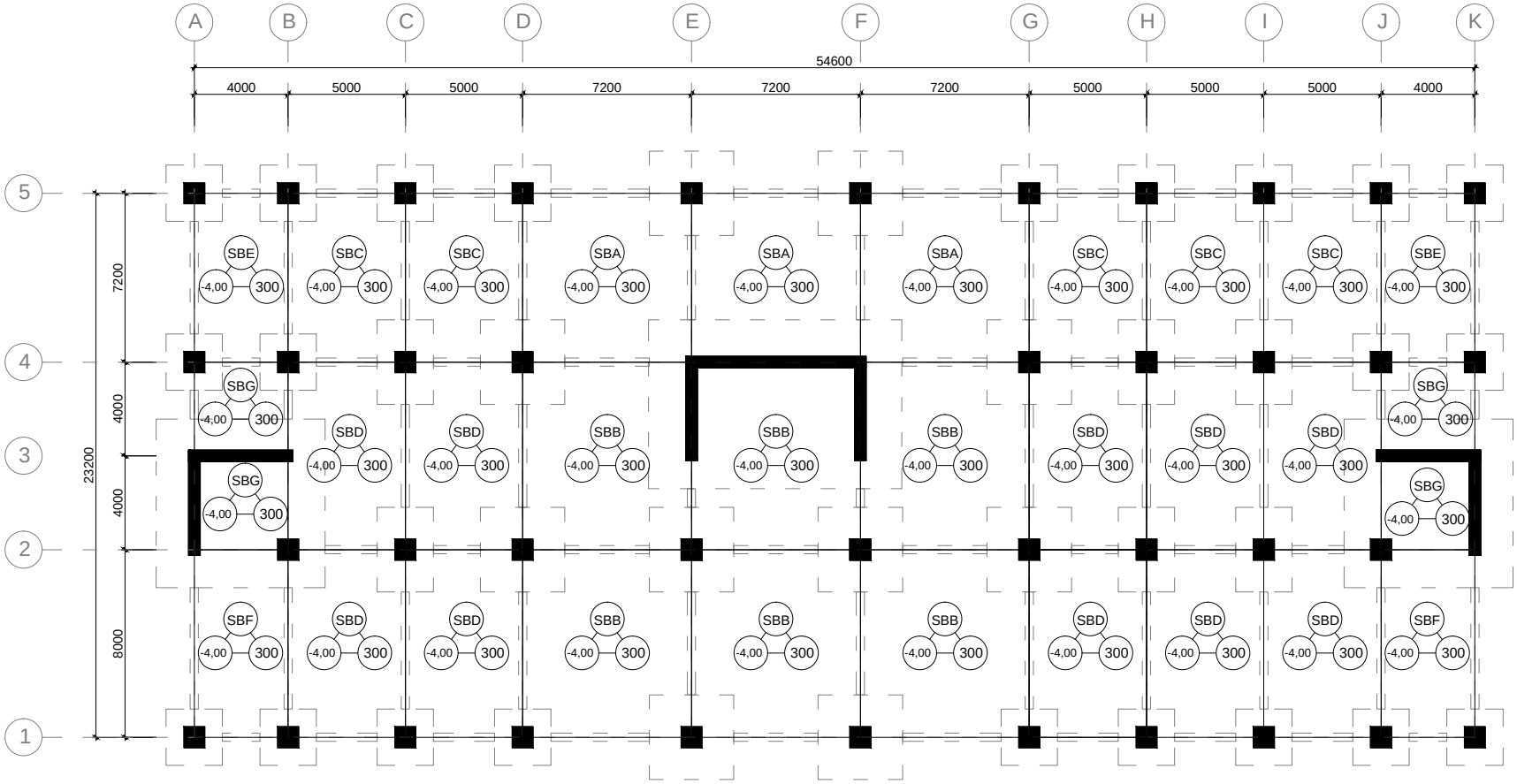
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	SENAH STRUKTUR RENCANA PELAT LANTAI 1-14	1 : 200	4	44



DENAH STRUKTUR RENCANAPELAT LANTAI ATAP

SKALA 1:200

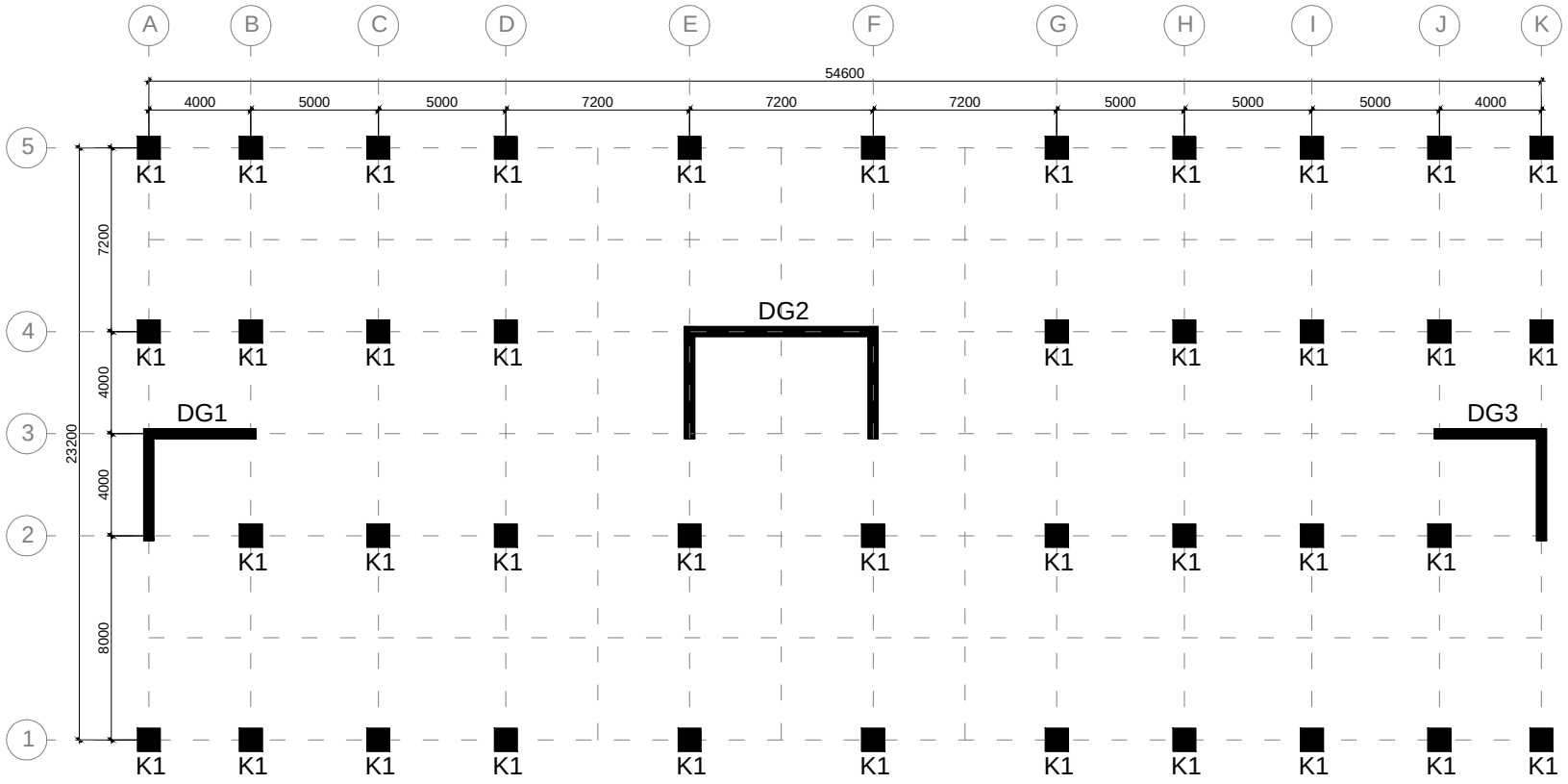
	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH STRUKTUR RENCANA BALOK LANTAI ATAP	1 : 200	5	44



DENAH STRUKTUR RENCANA PELAT BASEMENT

SKALA 1:200

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH STRUKTUR RENCANA PELAT BASEMENT	1 : 200	6	44

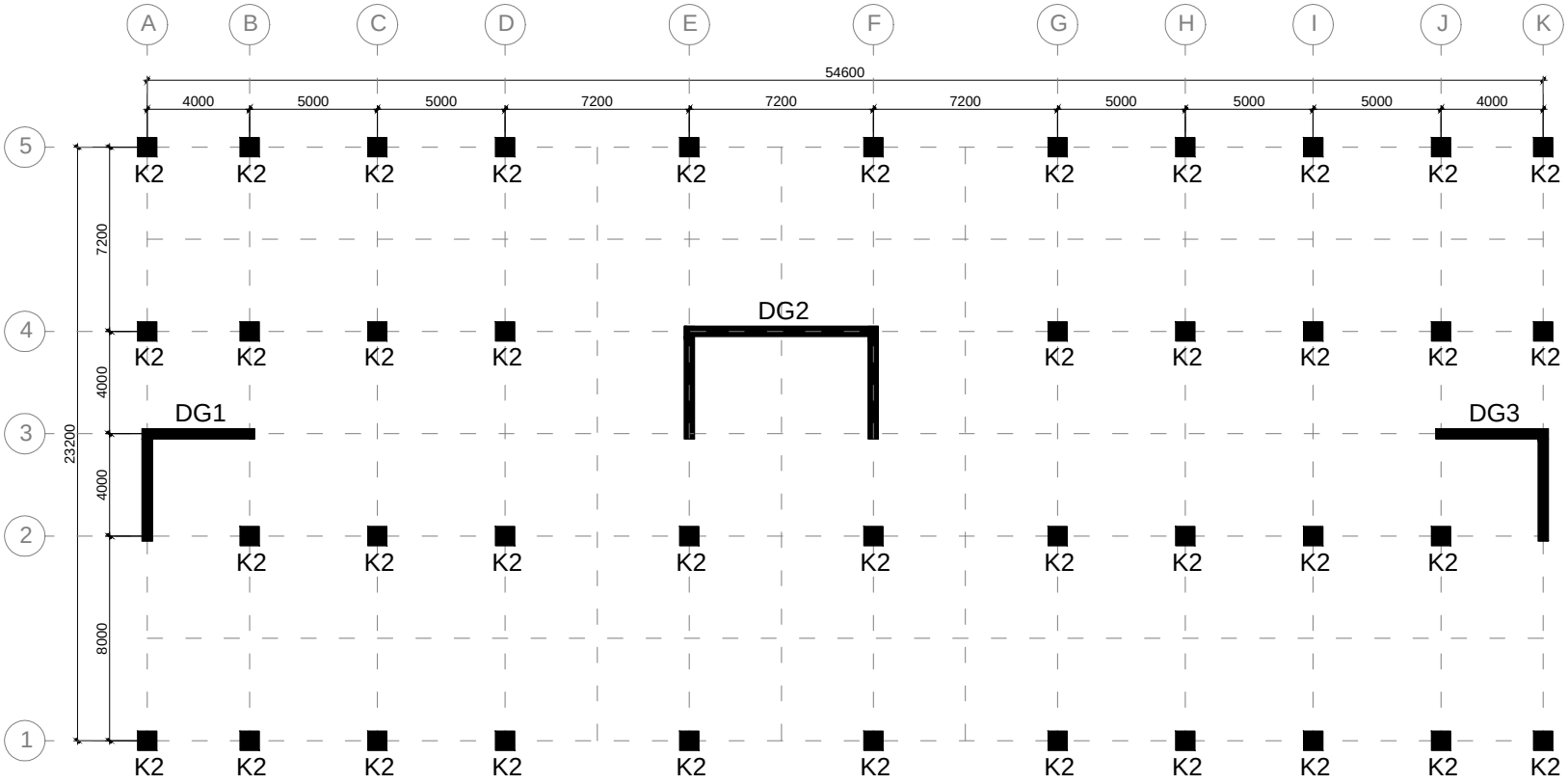


DENAH KOLOM LANTAI BASEMENT-4

SKALA 1:200

NAMA KOLOM	DIMENSI
K1	900/900

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH KOLOM LANTAI BASEMENT- 4	1 : 200	7	44

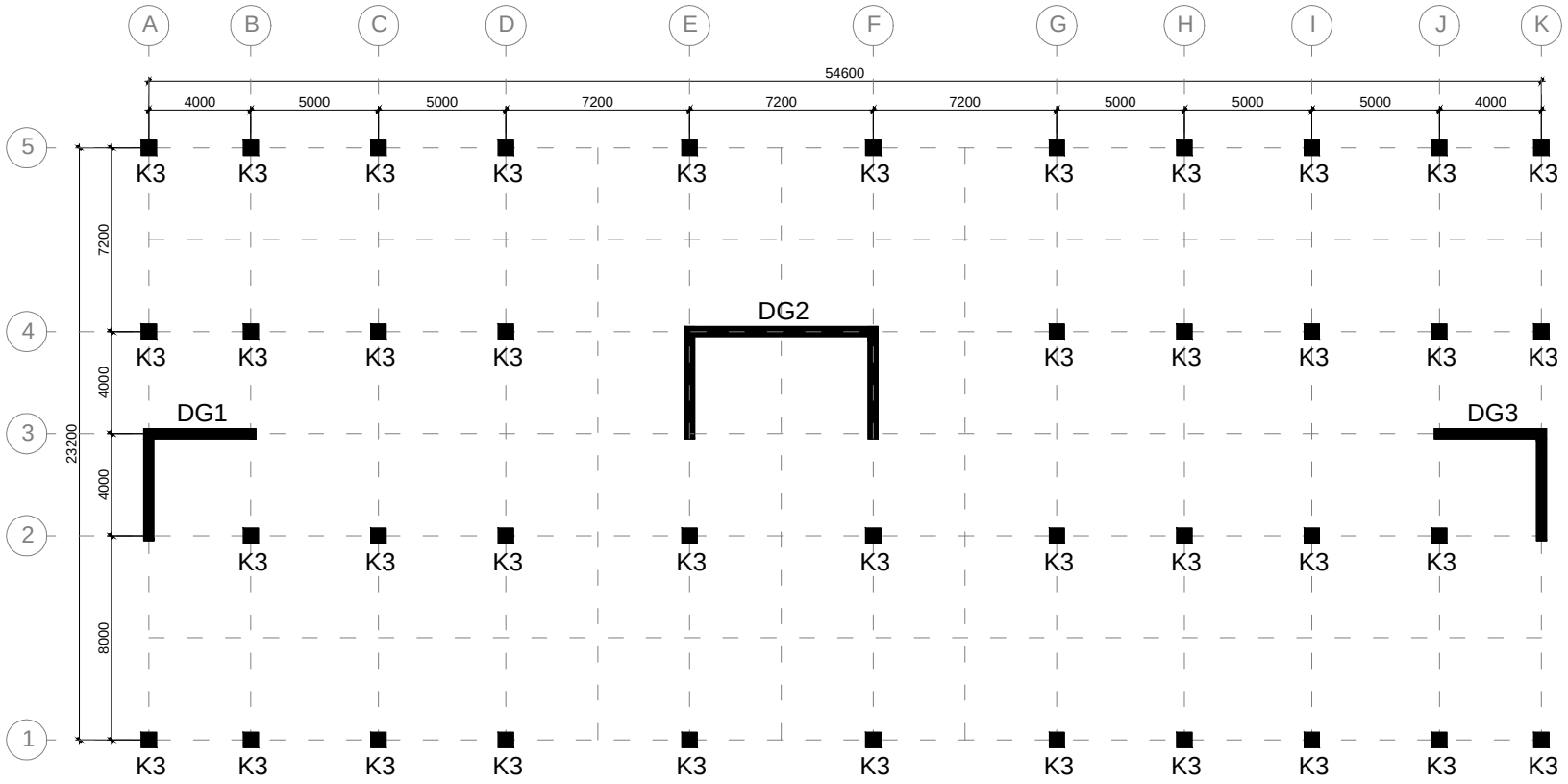


DENAH KOLOM LANTAI 5-9

SKALA 1:200

NAMA KOLOM	DIMENSI
K2	750/750

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH KOLOM LANTAI 5-9	1 : 200	8	44

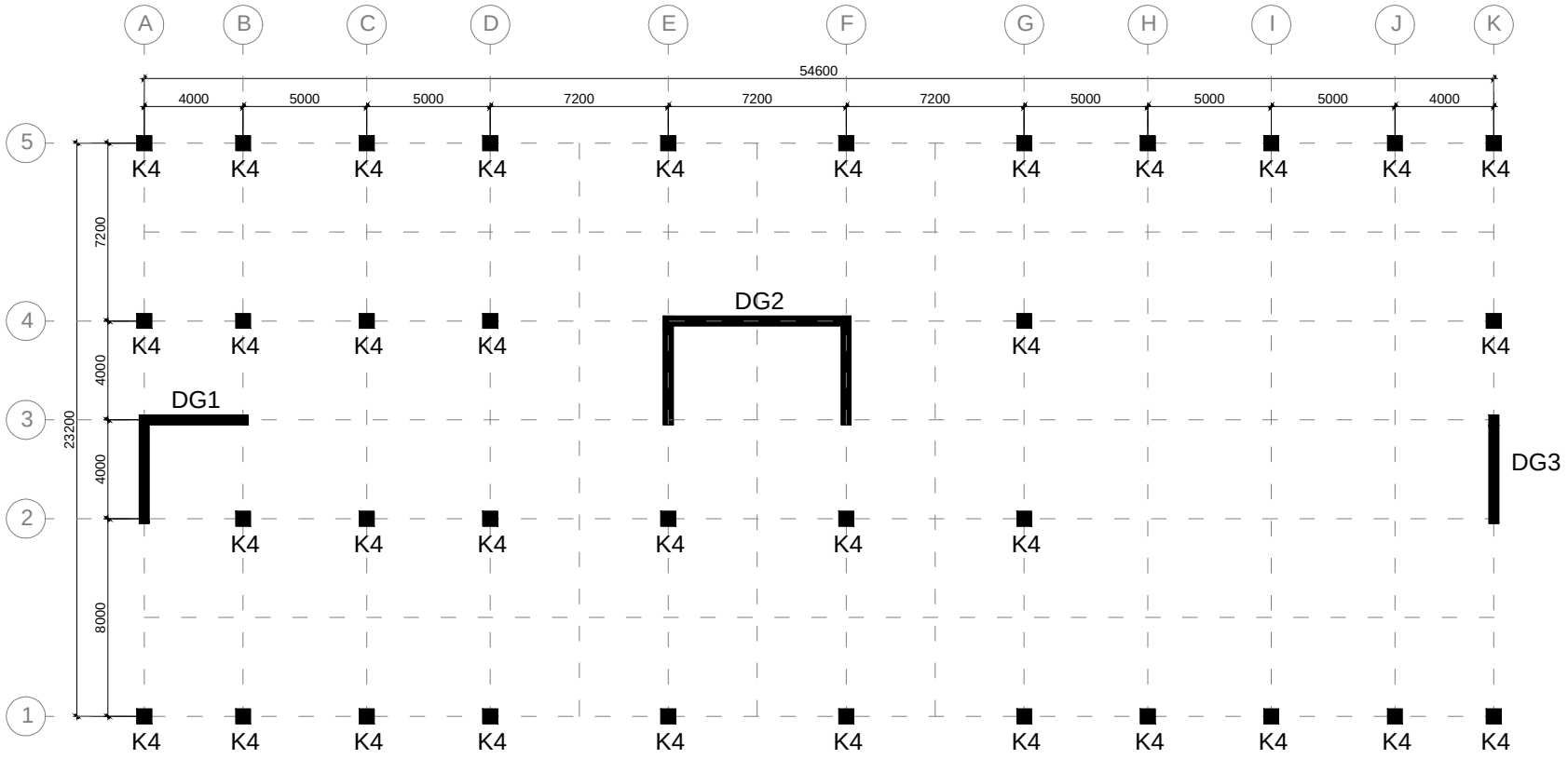


DENAH KOLOM LANTAI 10-13

SKALA 1:200

NAMA KOLOM	DIMENSI
K3	600/600

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH KOLOM LANTAI 10-13	1 : 200	9	44

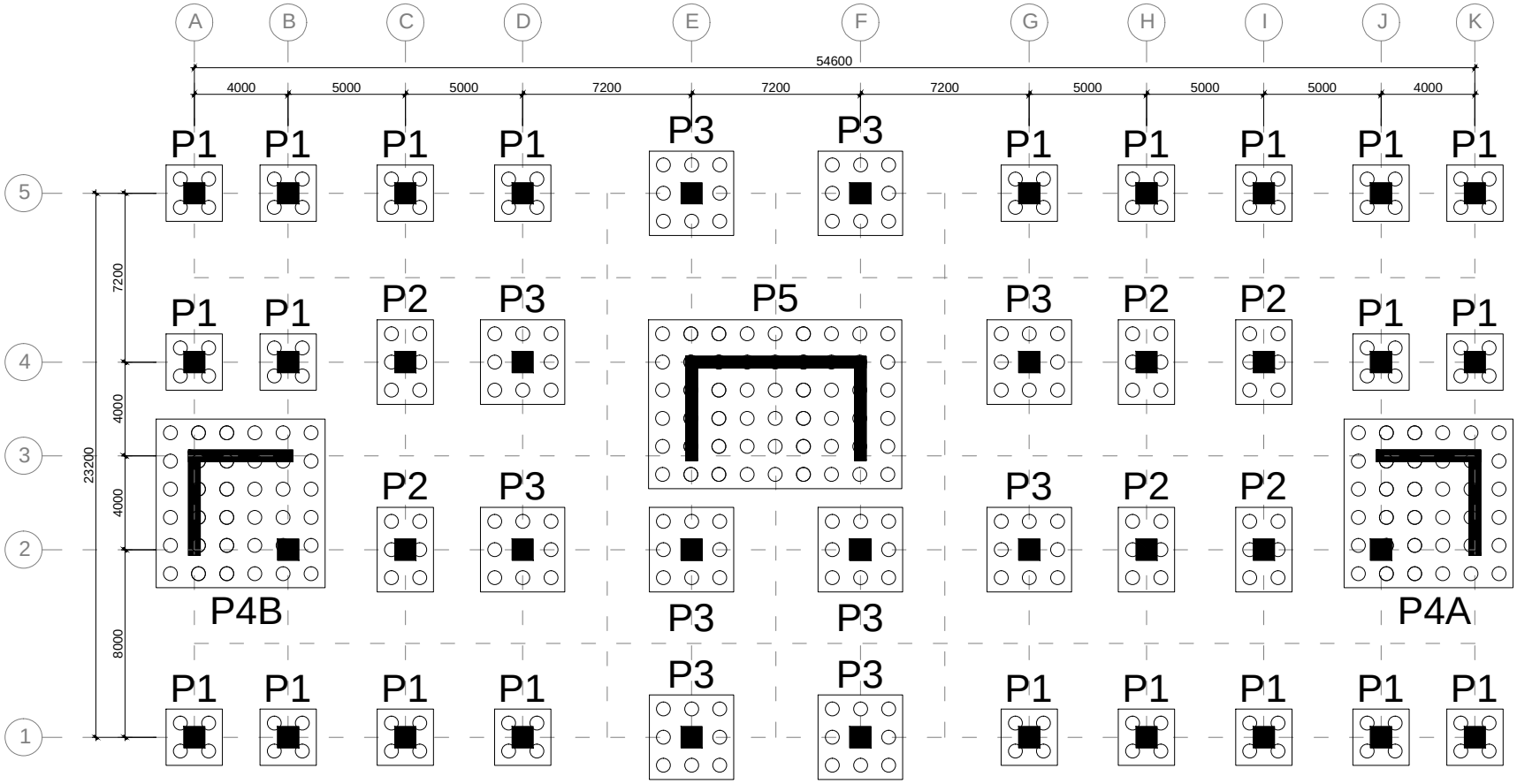


DENAH KOLOM LANTAI 14

SKALA 1:200

NAMA KOLOM	DIMENSI
K4	600/600

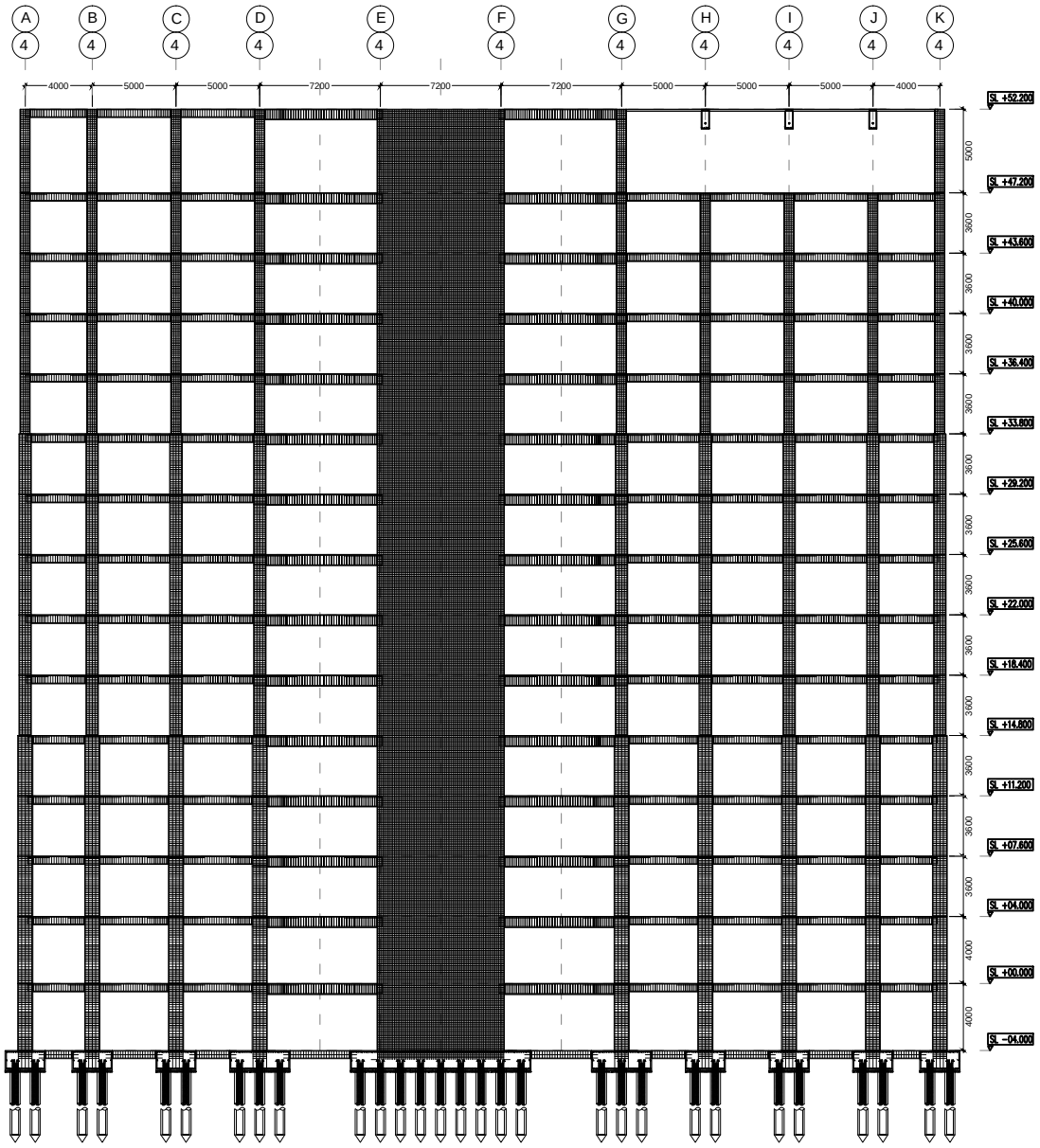
	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH KOLOM LANTAI 14	1 : 200	10	44



DENAH RENCANA PONDASI

SKALA 1:200

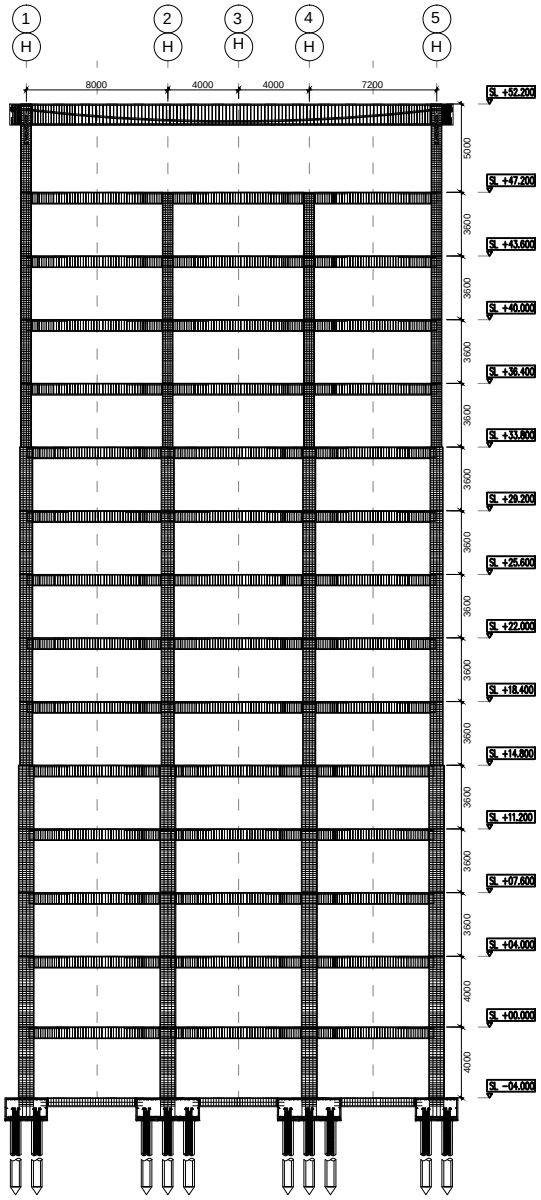
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH RENCANA PONDASI	1 : 200	11	44



POTONGAN PORTAL MEMANJANG

SKALA 1: 300

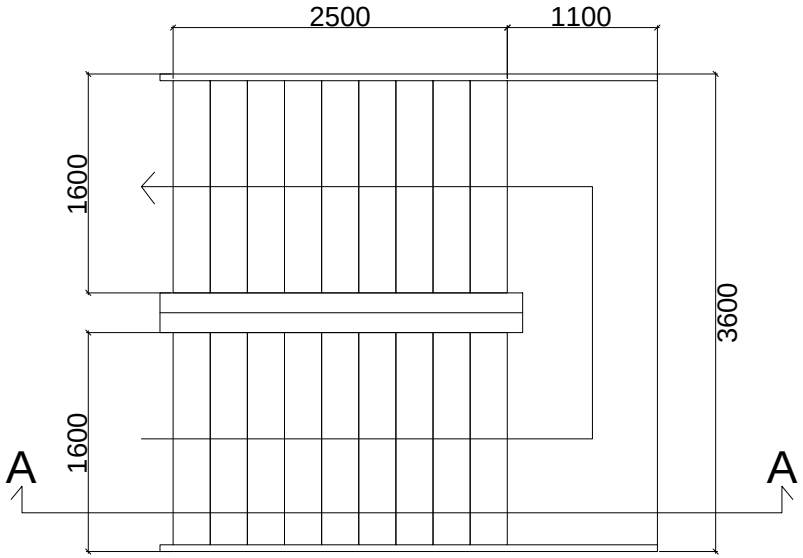
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	POTONGAN PORTAL MEMANJANG	1 : 300	12	44

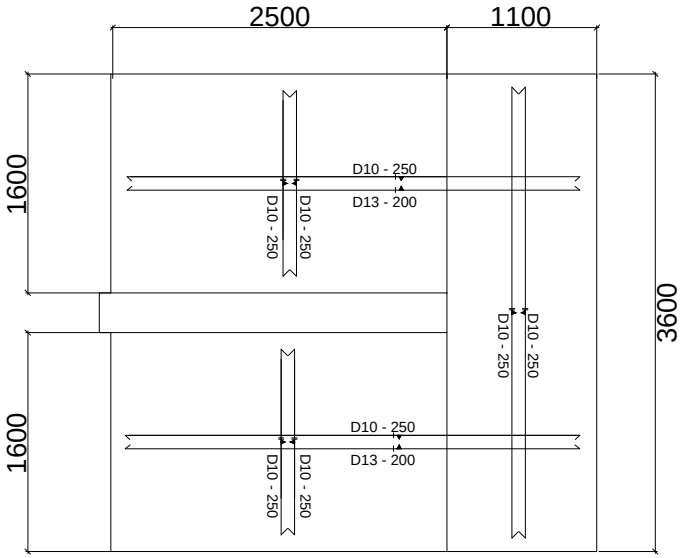


POTONGAN PORTAL MELINTANG

SKALA 1: 300

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	POTONGAN PORTAL MELINTANG	1 : 300	13	44

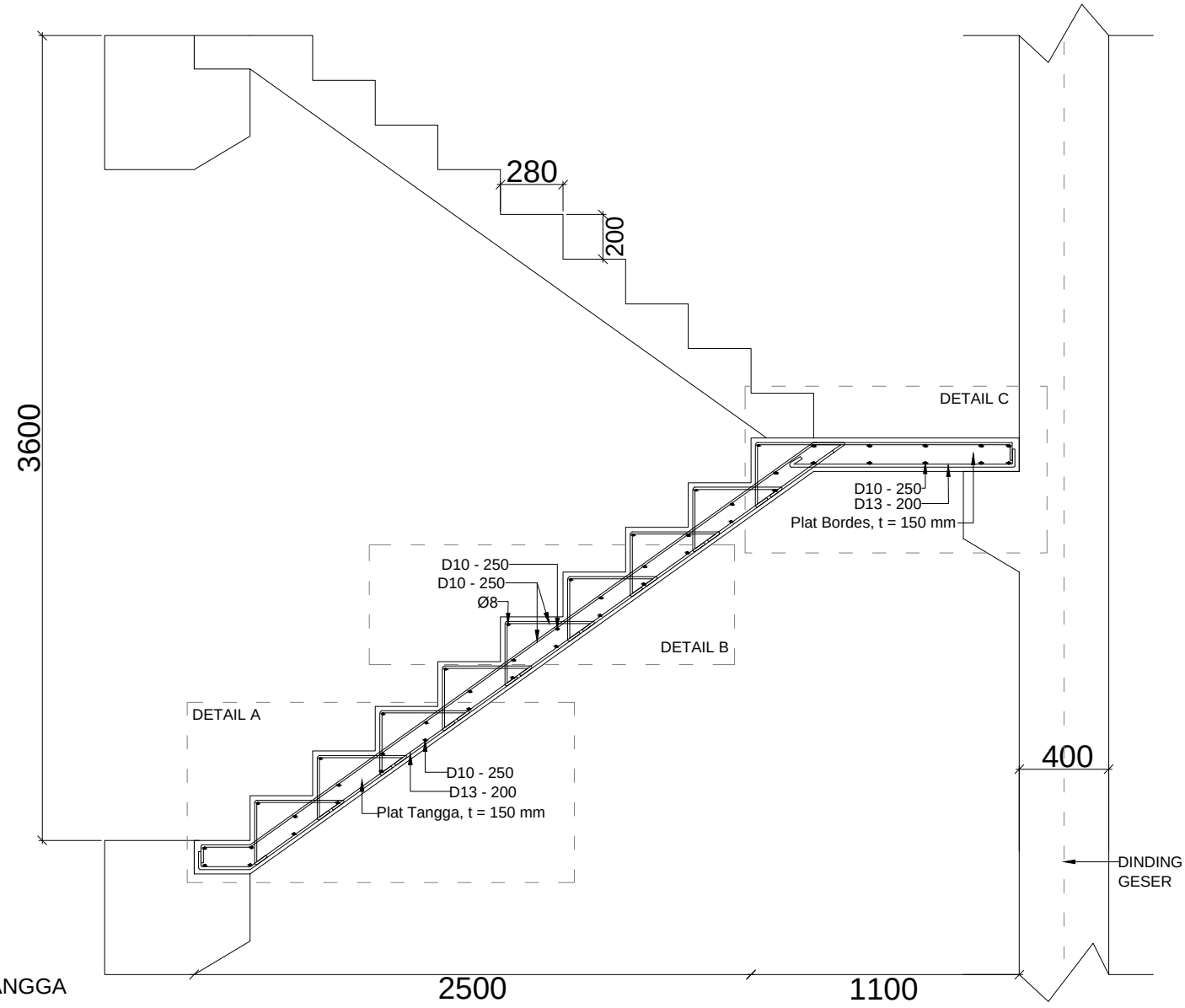




PENULANGAN TANGGA

SKALA 1:40

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN TANGGA	1 : 40	14	44

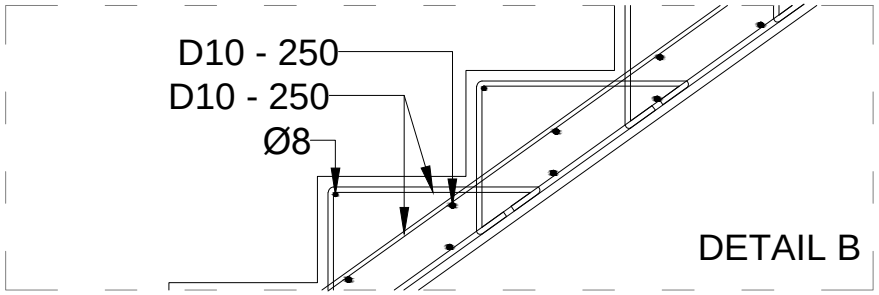


POTONGAN A-A TANGGA

SKALA 1:20

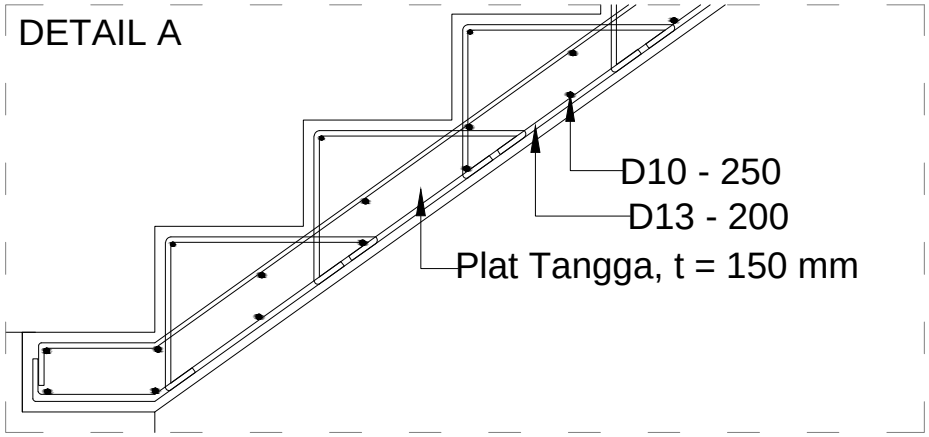
NOTE :	
f'c	: 40 MPa
fy	: 420 MPa
T. Selimut	: 20 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	POTONGAN A-A TANGGA	1 : 20	15	44



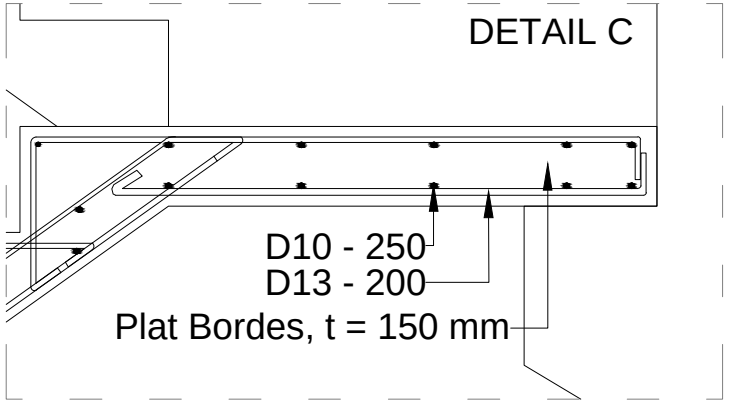
DETAIL B

SKALA 1:10



DETAIL A

SKALA 1:10

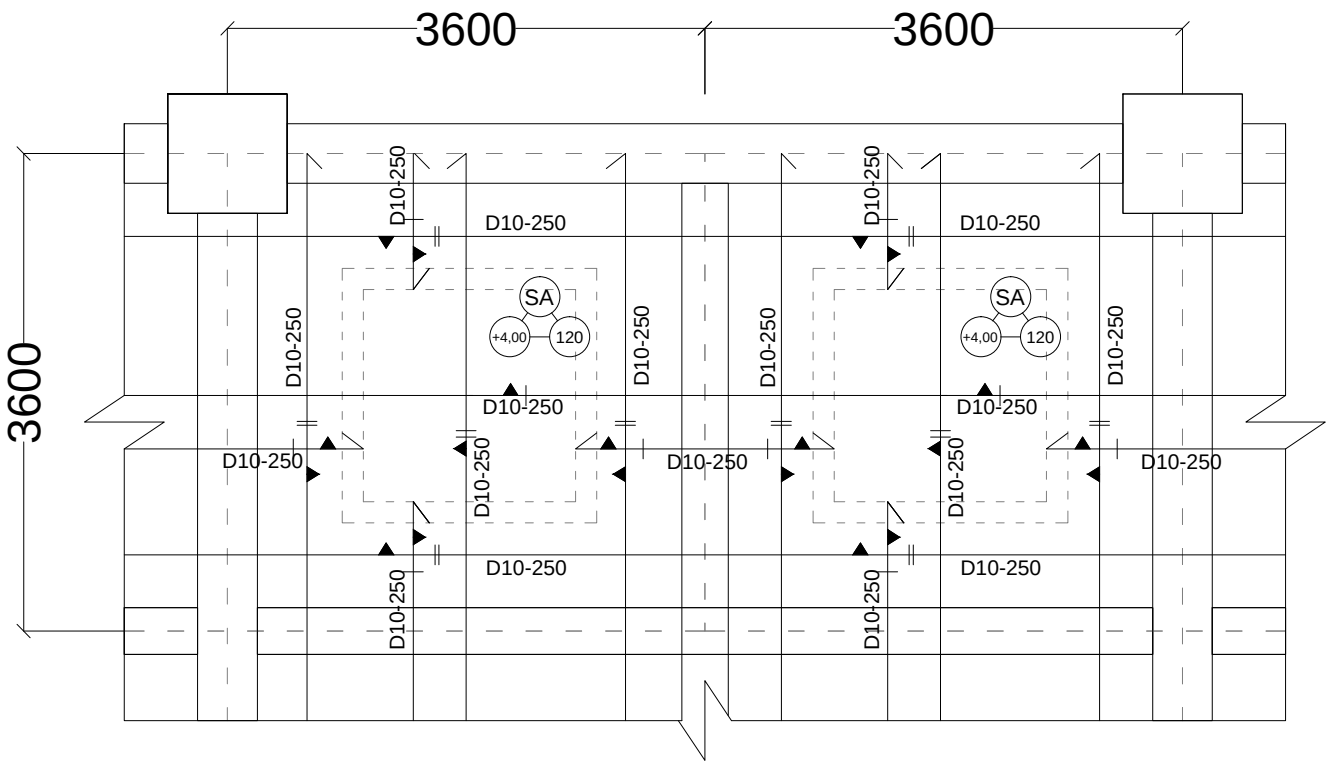


DETAIL C

SKALA 1:10

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 20 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL PENULANGAN TANGGA	1 :10	16	44

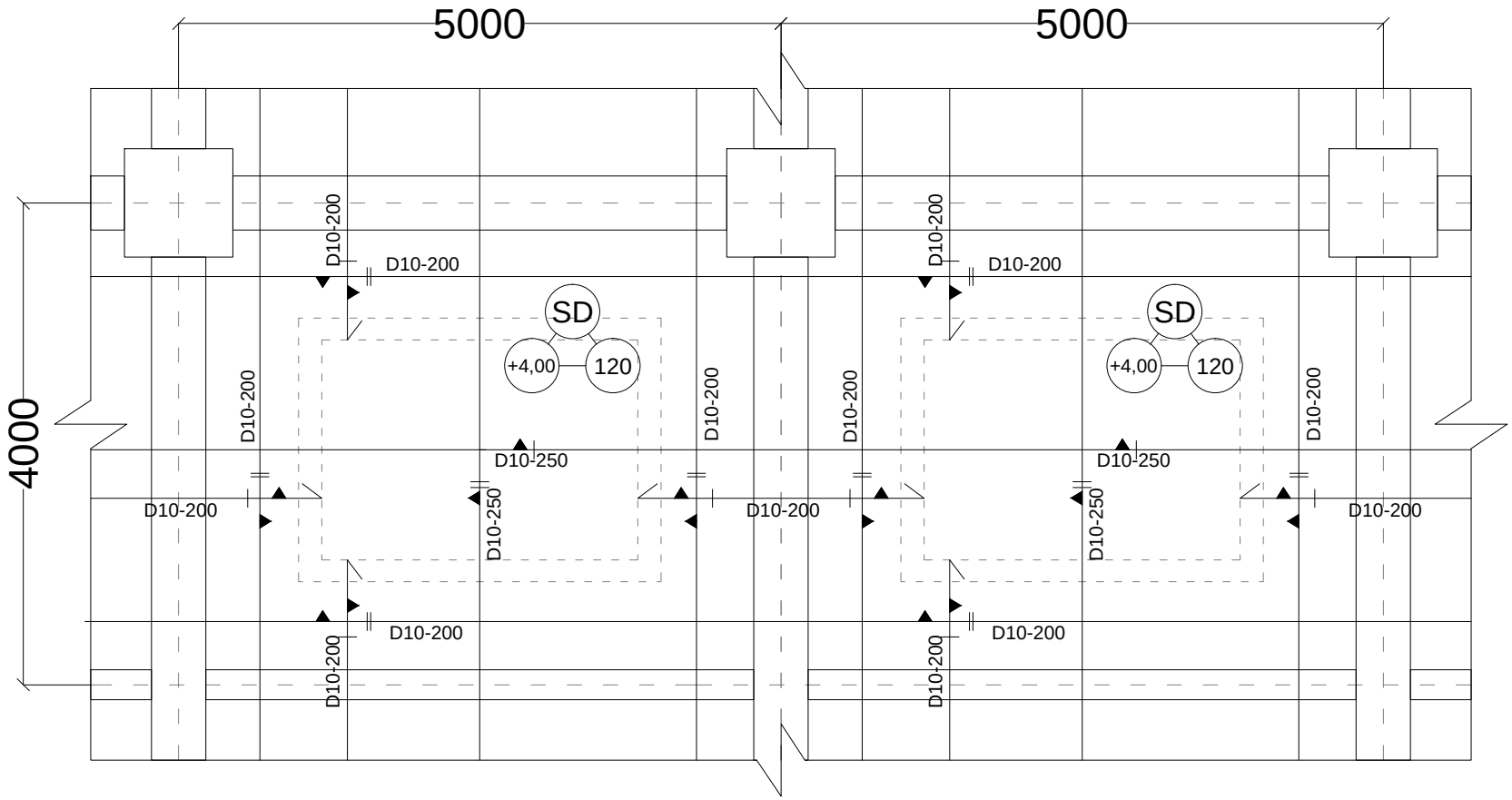


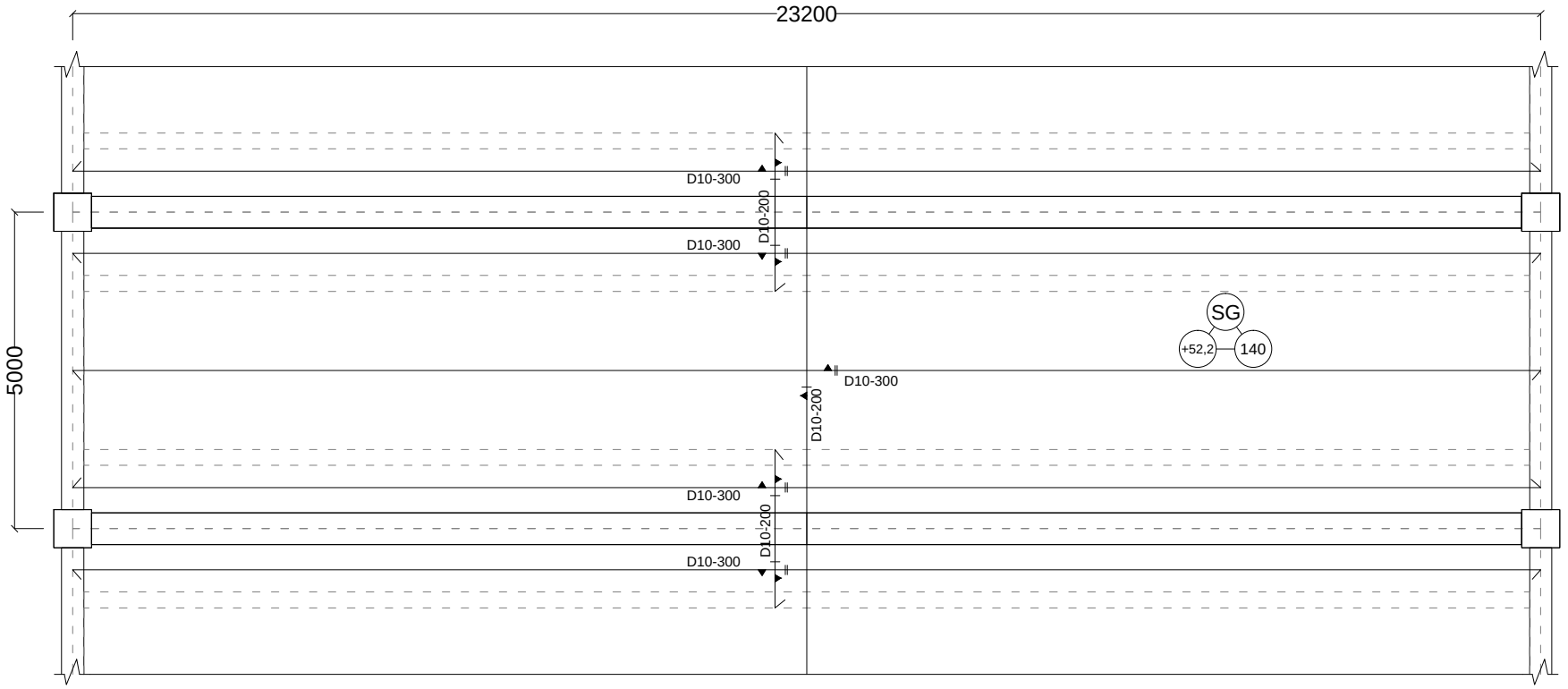
PENULANGAN PELAT LANTAI 2 ARAH TEPI

SKALA 1:40

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 20 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN PELAT LANTAI 2 ARAH TEPI	1 : 40	17	44


5000
5000
4000
D10-200
D10-200
SD
+4,00
120
D10-250
D10-200
D10-250
D10-200
D10-200
D10-200

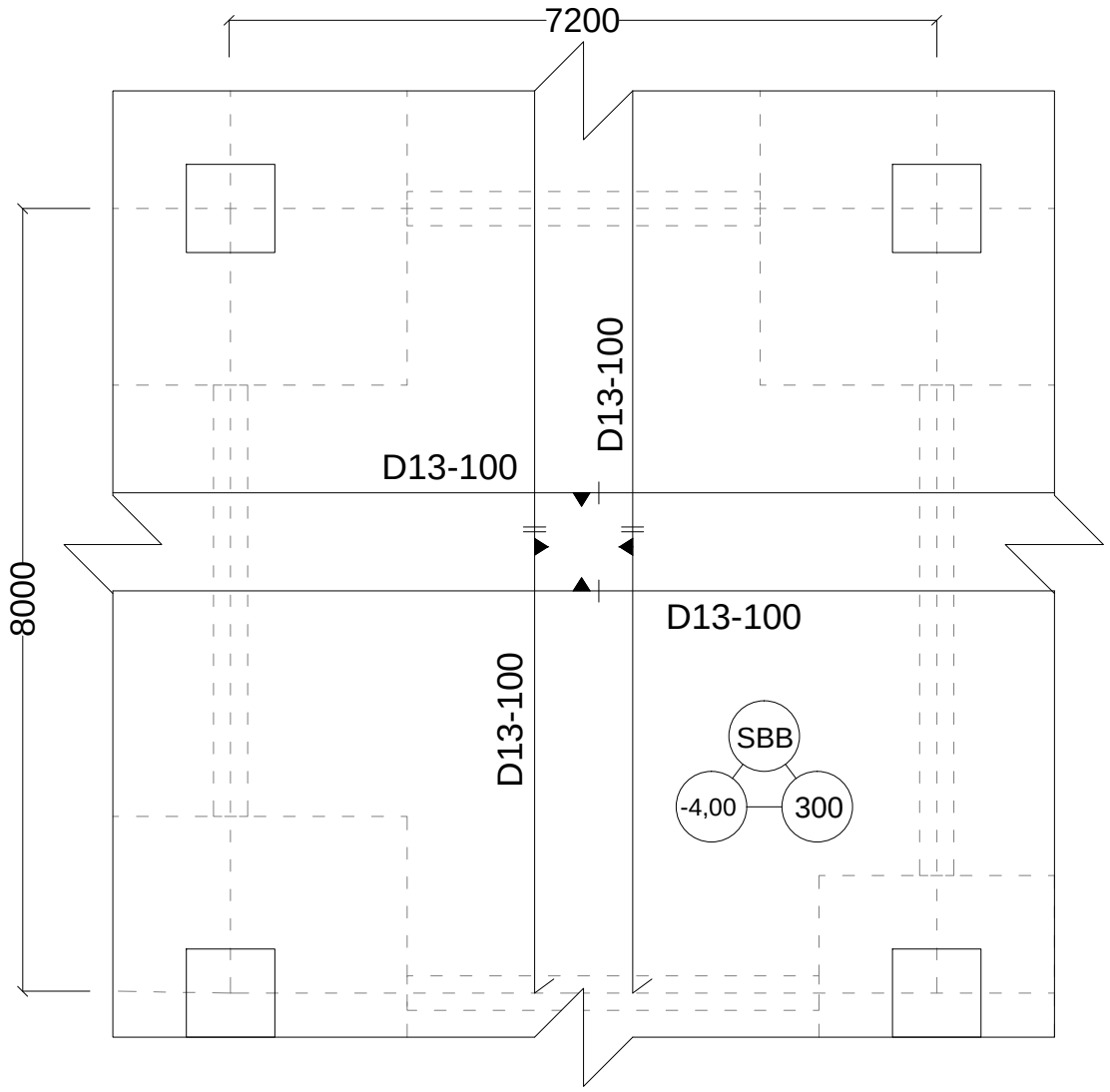


PENULANGAN PELAT ATAP 1 ARAH

SKALA 1:75

NOTE :	
f'c	: 45 MPa
fy	: 420 MPa
T. Selimut	: 20 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN PELAT ATAP 1 ARAH	1 : 75	19	44

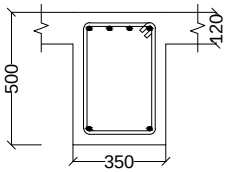
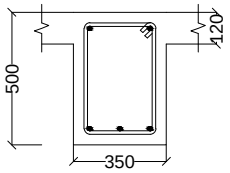
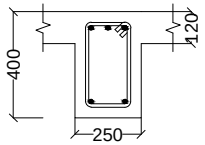
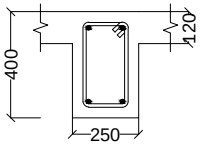


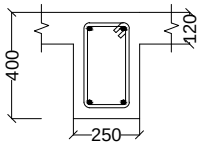
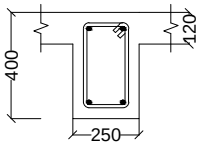
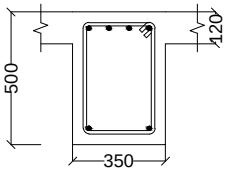
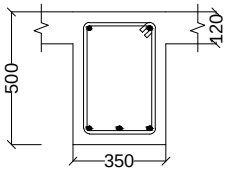
PENULANGAN PELAT BASEMENT

SKALA 1:50

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN PELAT BASEMENT	1 : 50	20	44

TYPE	BA1		TYPE	BA2	
DIMENSI bxh (mm)	350 x 500		DIMENSI bxh (mm)	250 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	4D16	2D16	TUL. ATAS	3D16	2D16
TUL. BAWAH	2D16	3D16	TUL. BAWAH	2D16	2D16
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	SENGKANG	2D13-100	2D13-150

TYPE	BA3		TYPE	BA4	
DIMENSI bxh (mm)	250 x 400		DIMENSI bxh (mm)	300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	2D16	2D16	TUL. ATAS	4D16	2D16
TUL. BAWAH	2D16	2D16	TUL. BAWAH	2D16	3D16
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	SENGKANG	2D13-100	2D13-150

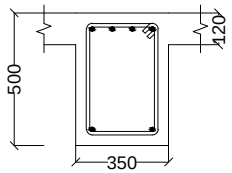
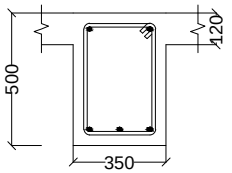
PENULANGAN BALOK ANAK

SKALA 1:20

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK ANAK	1 : 20	21	44

TYPE	BA5	
DIMENSI bxh (mm)	300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. ATAS	4D16	2D16
TUL. BAWAH	2D16	3D16
SENGKANG	2D13-100	2D13-150

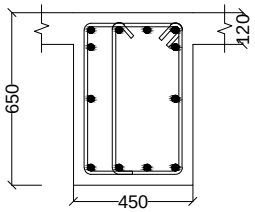
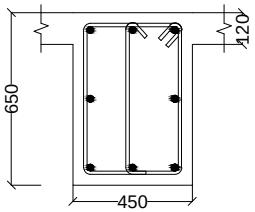
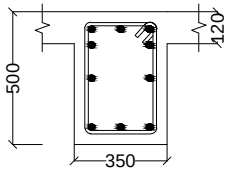
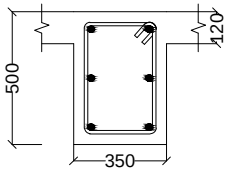
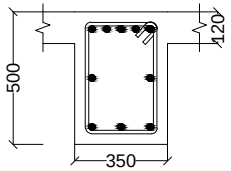
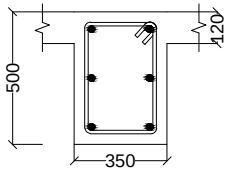
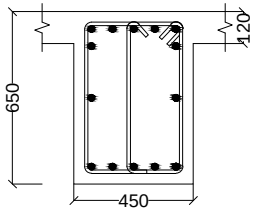
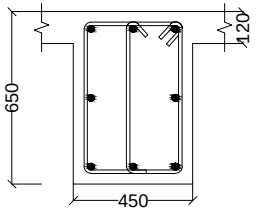
PENULANGAN BALOK ANAK

SKALA 1:20

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK ANAK	1 : 20	22	44

TYPE	BI1		TYPE	BI2	
DIMENSI bxh (mm)	450 x 650		DIMENSI bxh (mm)	350 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	6D25	3D25	TUL. ATAS	5D25	2D25
TUL. BAWAH	4D25	3D25	TUL. BAWAH	3D25	2D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	3D13-150	SENGKANG	2D13-100	2D13-150
TYPE	BI3		TYPE	BI4	
DIMENSI bxh (mm)	350 x 500		DIMENSI bxh (mm)	450 x 650	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	5D25	2D25	TUL. ATAS	7D25	3D25
TUL. BAWAH	3D25	2D25	TUL. BAWAH	5D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	SENGKANG	3D13-100	3D13-150

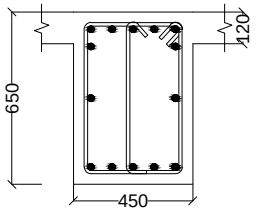
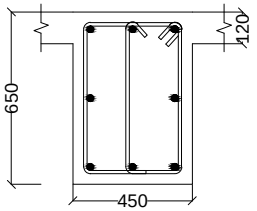
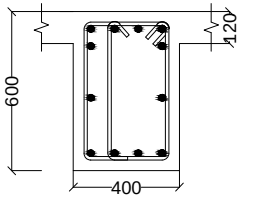
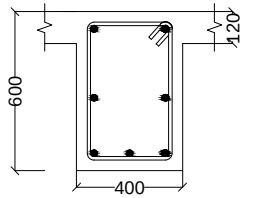
PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14

SKALA 1:20

NOTE :	
f'c	: 40 MPa
fy	: 420 MPa
T. Selimut	: 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14	1 : 20	23	44

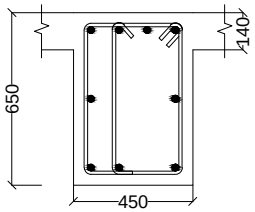
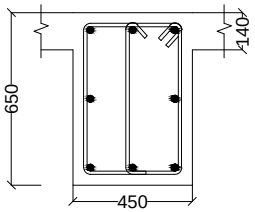
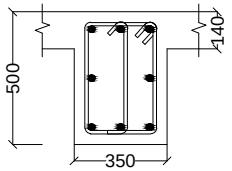
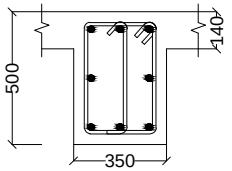
TYPE	BI5		TYPE	BI6	
DIMENSI bxh (mm)	450 x 650		DIMENSI bxh (mm)	400 / 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	7D25	3D25	TUL. ATAS	6D25	2D25
TUL. BAWAH	5D25	3D25	TUL. BAWAH	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	3D13-150	SENGKANG	3D13-100	2D13-150

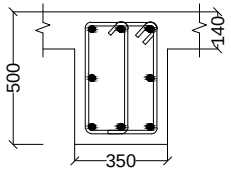
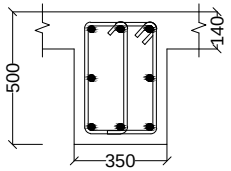
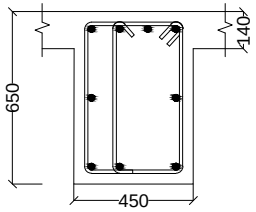
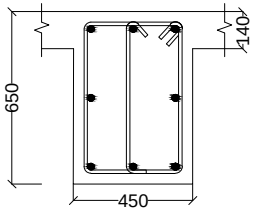
PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14

SKALA 1:20

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI 1-14	1 : 20	24	44

TYPE	BIA1		TYPE	BIA2	
DIMENSI bxh (mm)	450 x 650		DIMENSI bxh (mm)	350 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	4D25	3D25	TUL. ATAS	3D25	3D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	TUL. BAWAH	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	3D13-150	SENGKANG	3D13-100	3D13-150

TYPE	BIA3		TYPE	BIA4	
DIMENSI bxh (mm)	350 x 500		DIMENSI bxh (mm)	450 x 650	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	3D25	3D25	TUL. ATAS	4D25	3D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	TUL. BAWAH	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	3D13-150	SENGKANG	3D13-100	3D13-150

PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI ATAP

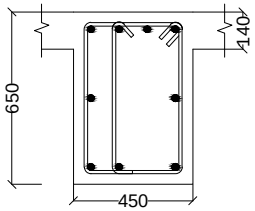
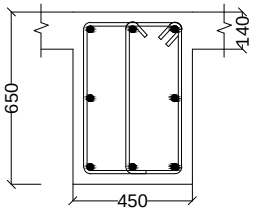
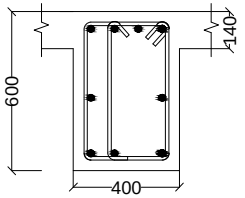
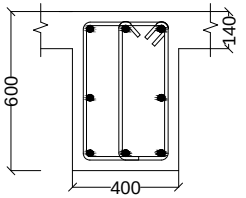
SKALA 1:20

NOTE :

f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI ATAP	1 : 20	25	44

TYPE	BIA5		TYPE	BIA6	
DIMENSI bxh (mm)	450 x 650		DIMENSI bxh (mm)	400 / 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
TUL. ATAS	4D25	3D25	TUL. ATAS	4D25	3D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	TUL. BAWAH	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	3D13-150	SENGKANG	3D13-100	3D13-150

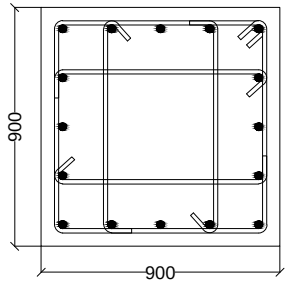
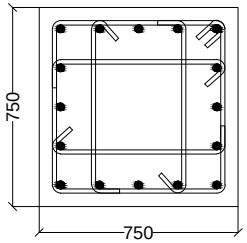
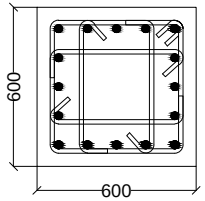
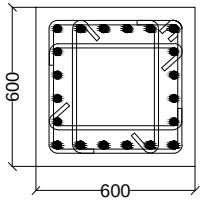
PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI ATAP

SKALA 1:20

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK INDUK LANTAI ATAP	1 : 20	26	44

TYPE	K1 (900 X 900)	TYPE	K2 (750 X 750)
LT. BASEMENT - 4		LT. 5-9	
TULANGAN	16D29	TULANGAN	16D29
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150
TYPE	K3 (600 X 600)	TYPE	K4 (600 X 600)
LT. 10-13		LT. 14	
TULANGAN	16D29	TULANGAN	20D29
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150

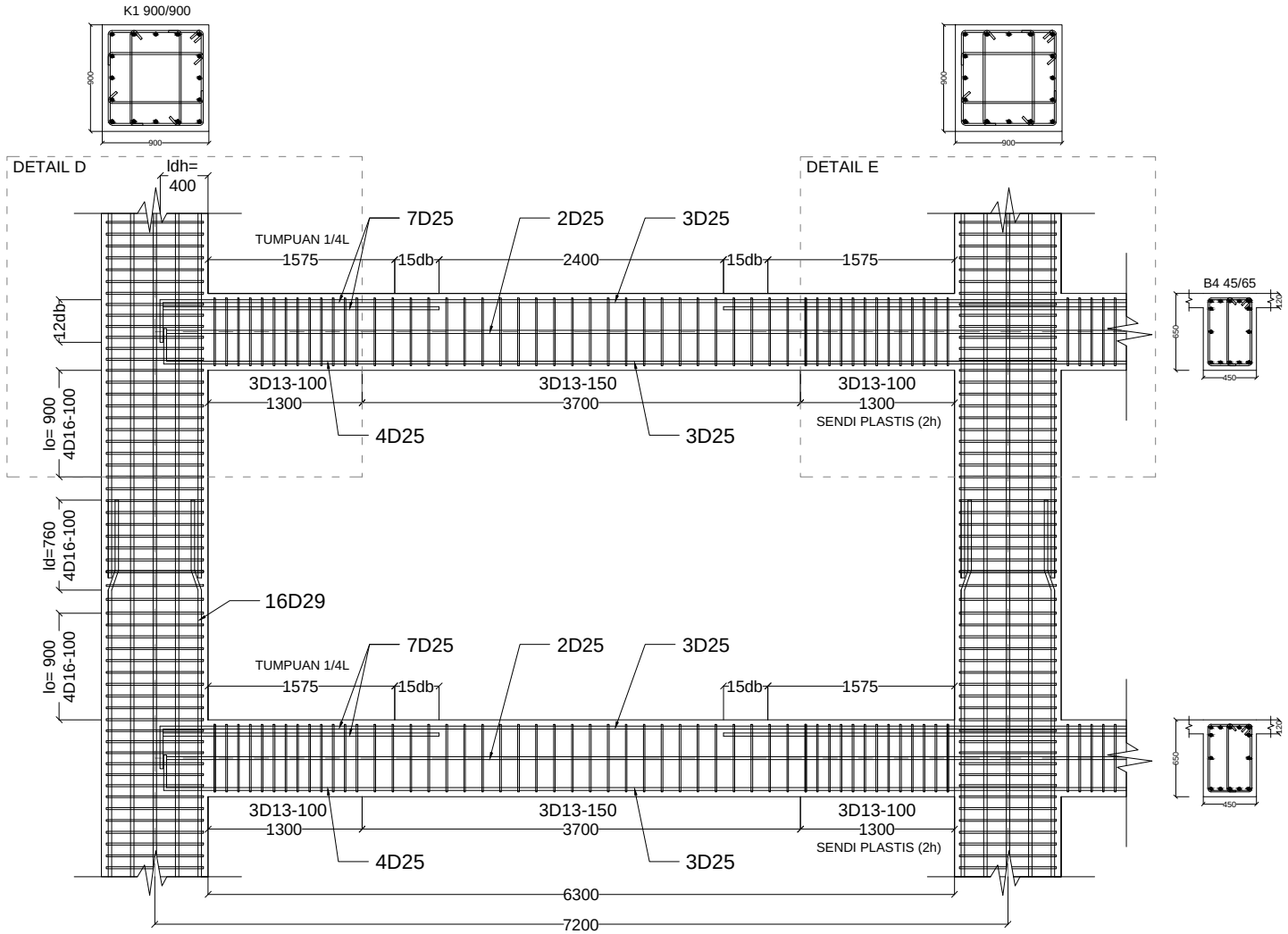
PENULANGAN KOLOM

SKALA 1:20

NOTE :	
f'c	: 40 MPa
fy	: 420 MPa
T. Selimut	: 50 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

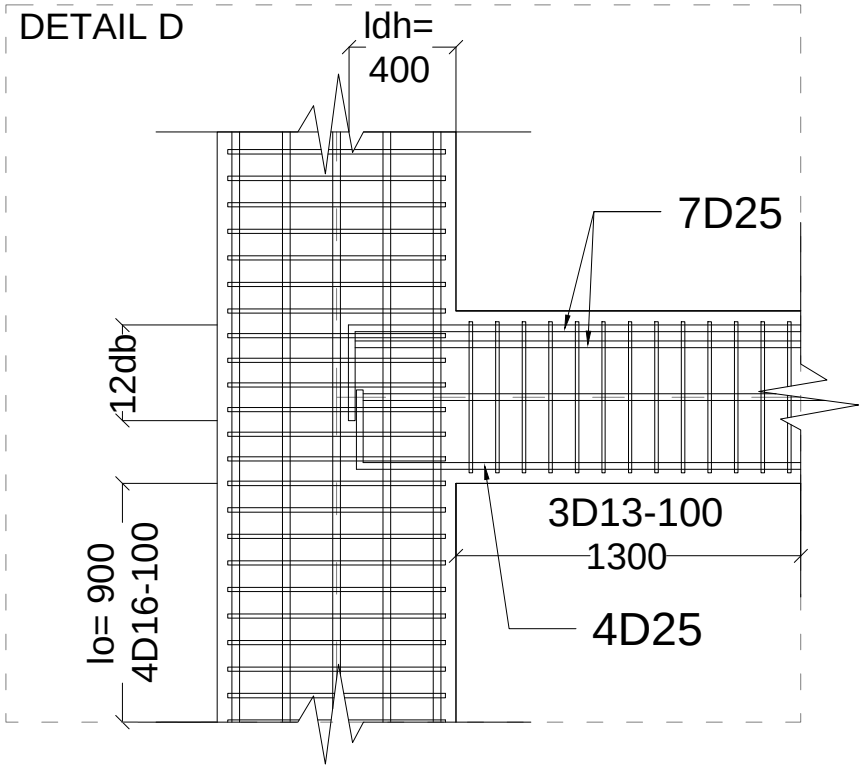
JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN KOLOM	1 : 20	27	44



HUBUNGAN BALOK KOLOM

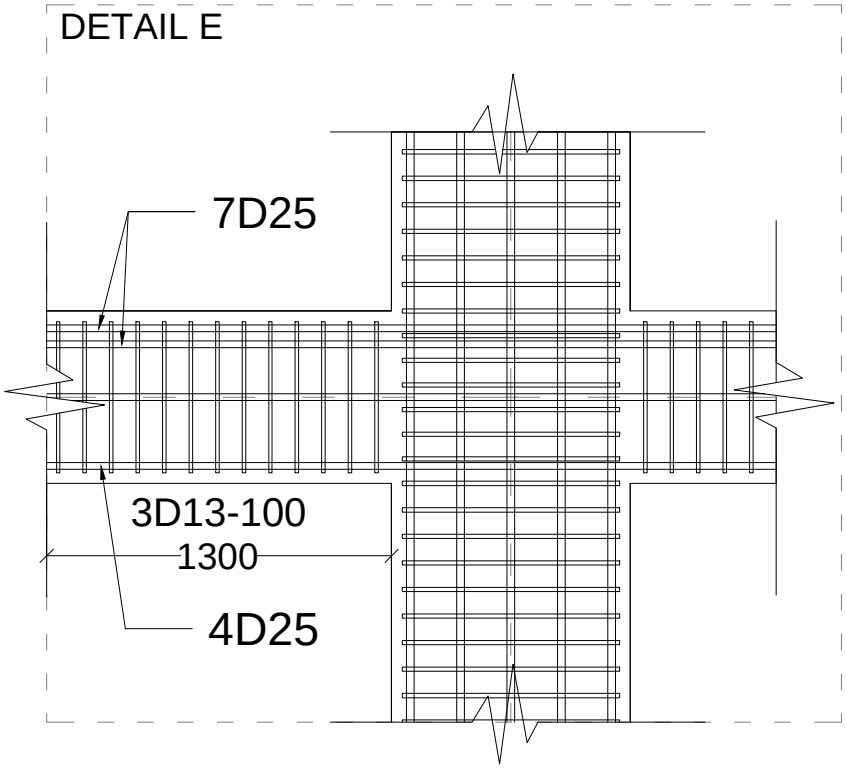
SKALA 1:40

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	HUBUNGAN BALOK KOLOM	1 : 40	28	44



DETAIL D

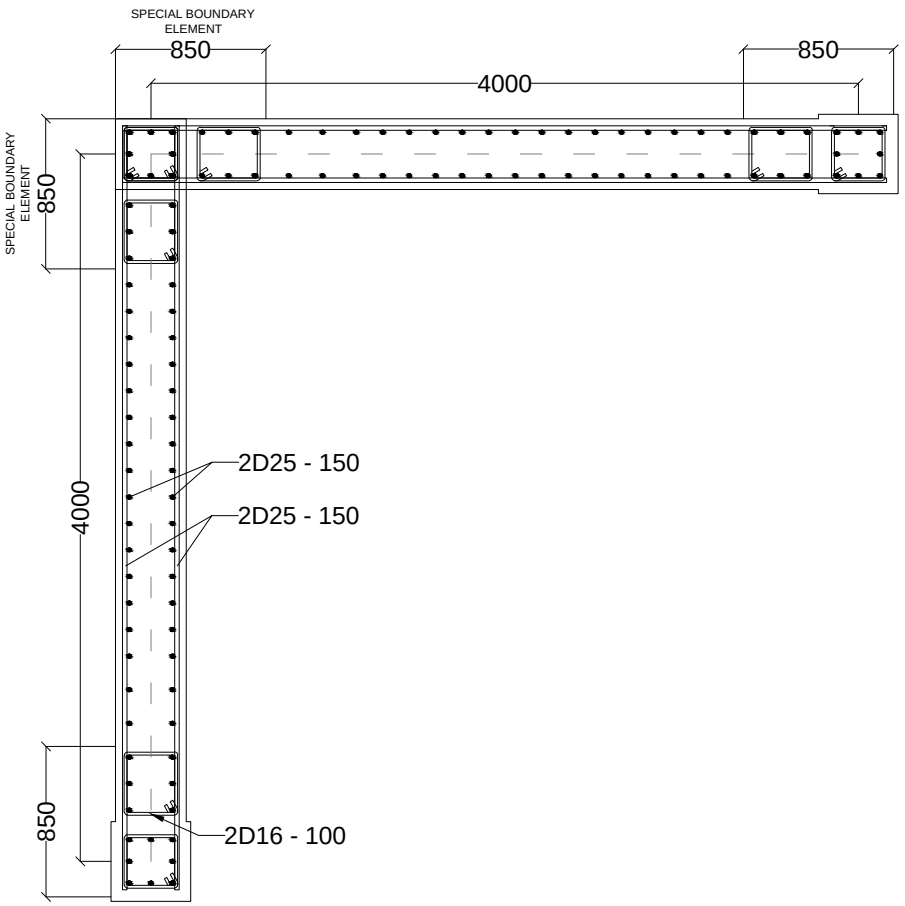
SKALA 1:20



DETAIL E

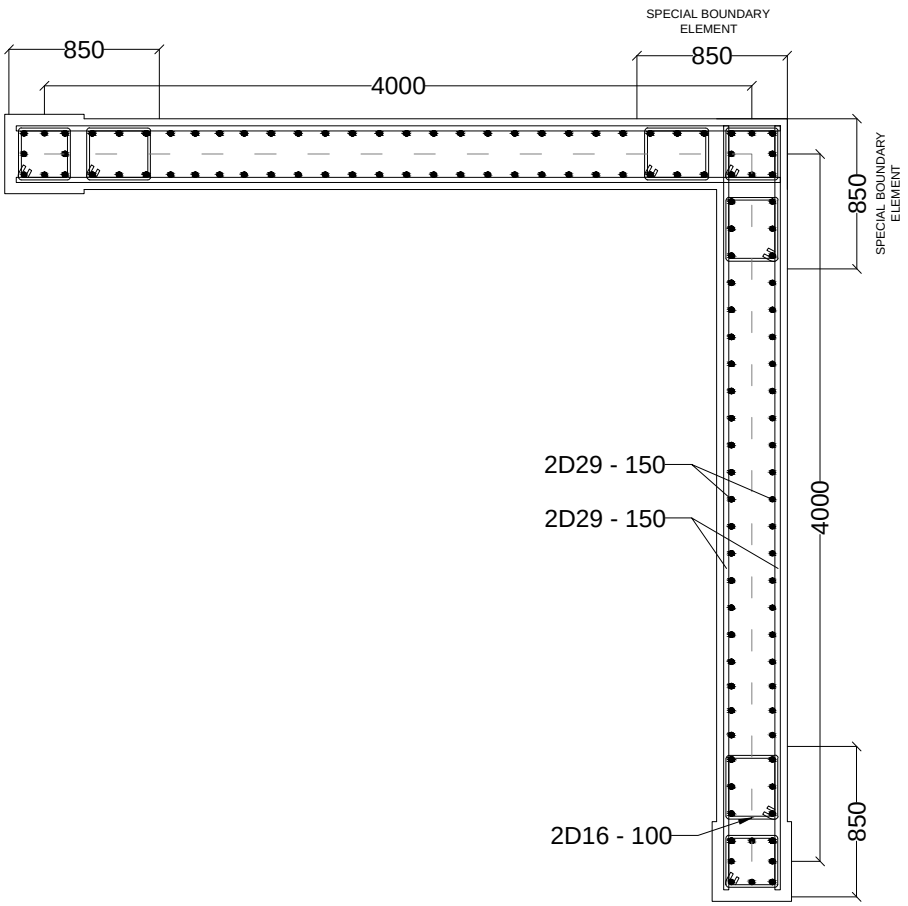
SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL HUBUNGAN BALOK KOLOM	1 : 20	29	44



PENULANGAN DINDING GESER DG 1

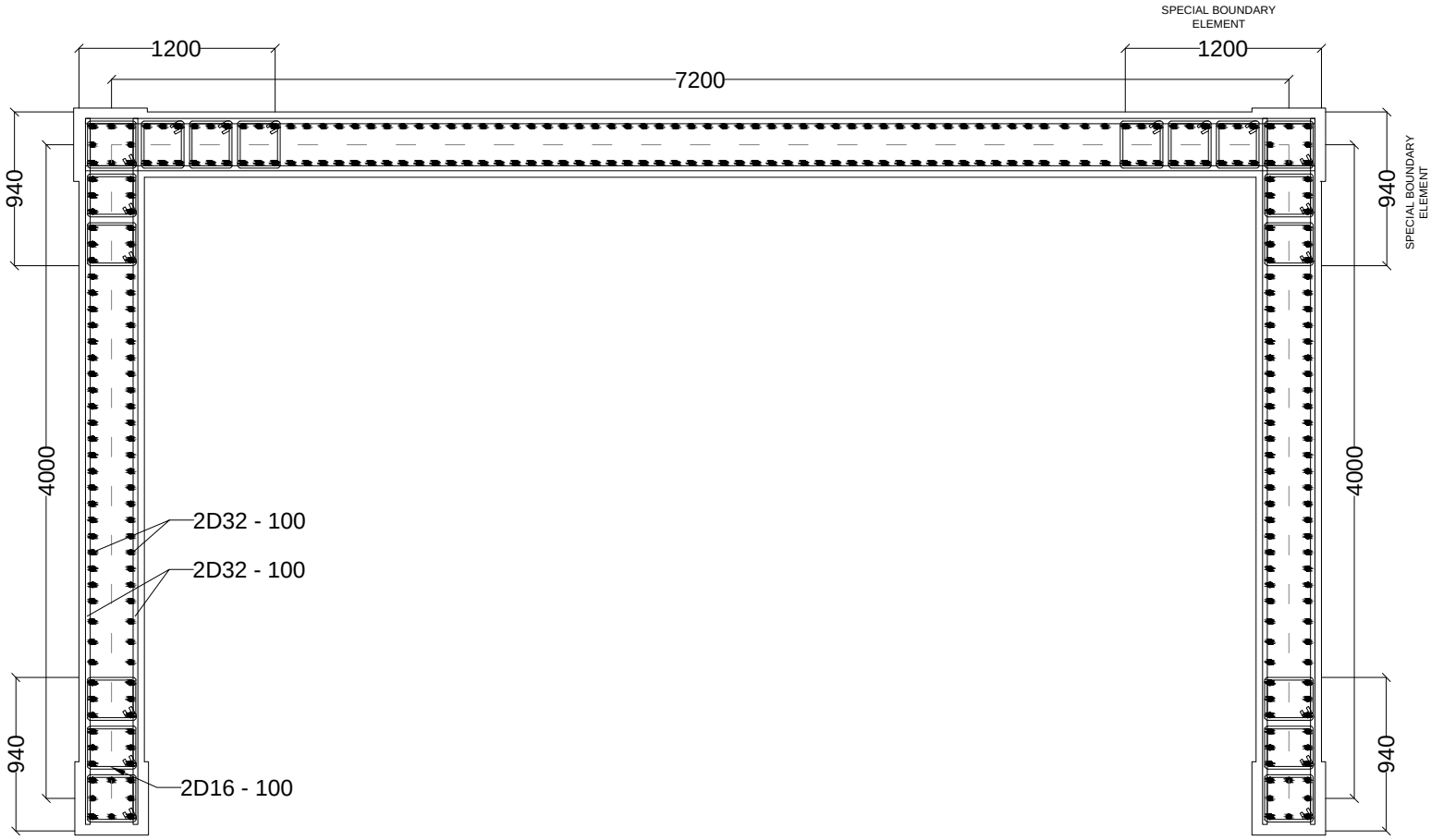
SKALA 1:30



PENULANGAN DINDING GESER DG 3

SKALA 1:30

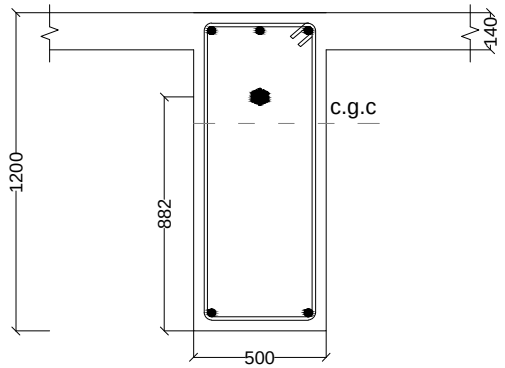
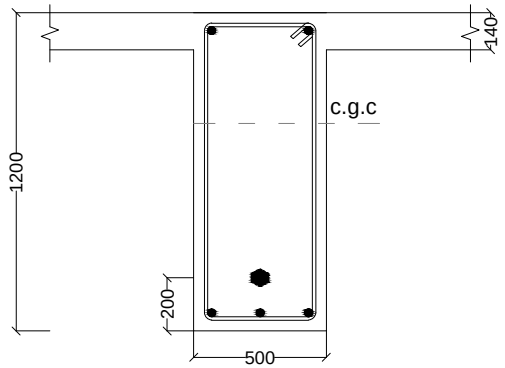
	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN DINDING GESER TIPE DG1 DAN DG3	1 : 30	30	44



PENULANGAN DINDING GESER DG 2

SKALA 1:30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN DINDING GESER TIPE DG2	1 : 30	31	44

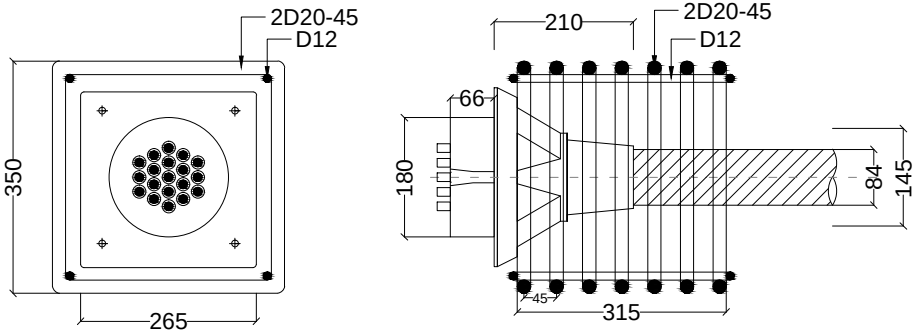
TYPE	BALOK PRATEGANG	
DIMENSI bxh (mm)	500/1200	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. ATAS	3D25	2D25
TUL. BAWAH	2D25	3D25
TENDON	TIPE 5-19	TIPE 5-19
SENGKANG	2D13-150	2D13-200

PENULANGAN BALOK PARTEGANG

SKALA 1:20

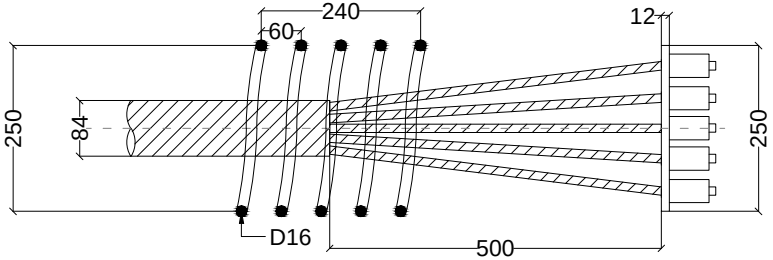
NOTE :
f'c : 45 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN BALOK PRATEKAN	1 : 20	32	44



DETAIL VSL ANCHORAGE TYPE SC 5-19

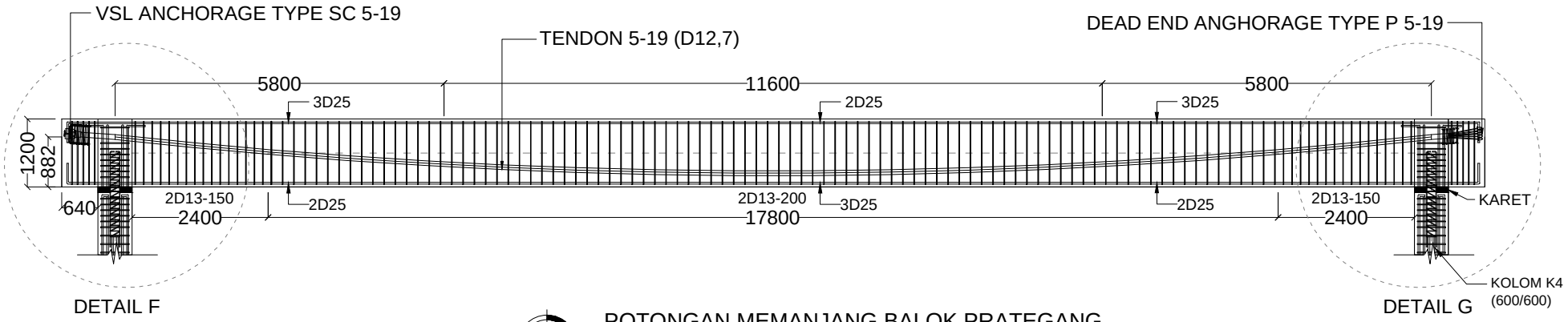
SKALA 1:8



DETAIL DEAD END ANGHORAGE TYPE P 5-19

SKALA 1:8

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL ANGKUR BALOK PRATEKAN	1 : 8	33	44

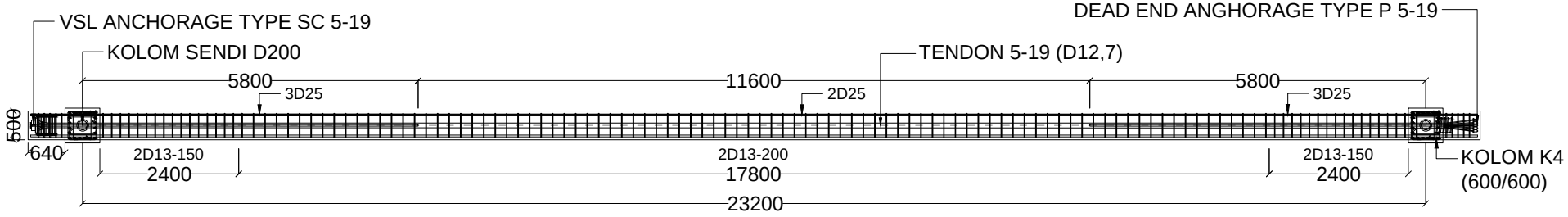


POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEGANG

SKALA 1:75

KOORDINAT TENDON

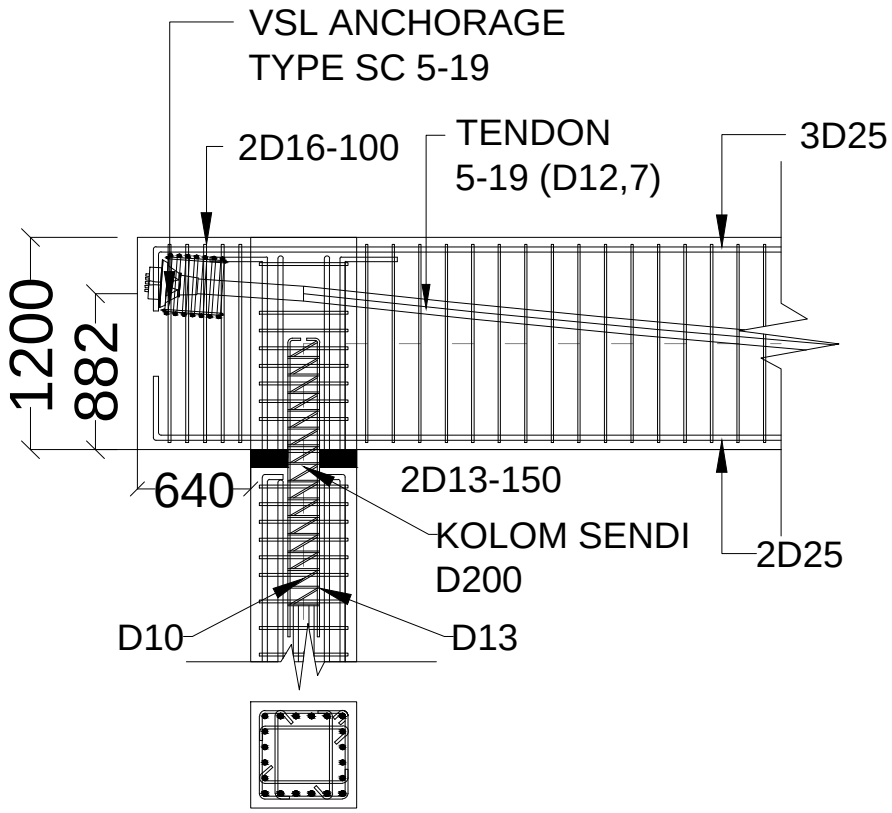
x (mm)	0	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	23200
y c.g.s (mm)	882	667	493	359	266	213	201	229	298	408	558	882



POTONGAN ATAS BALOK PRATEGANG

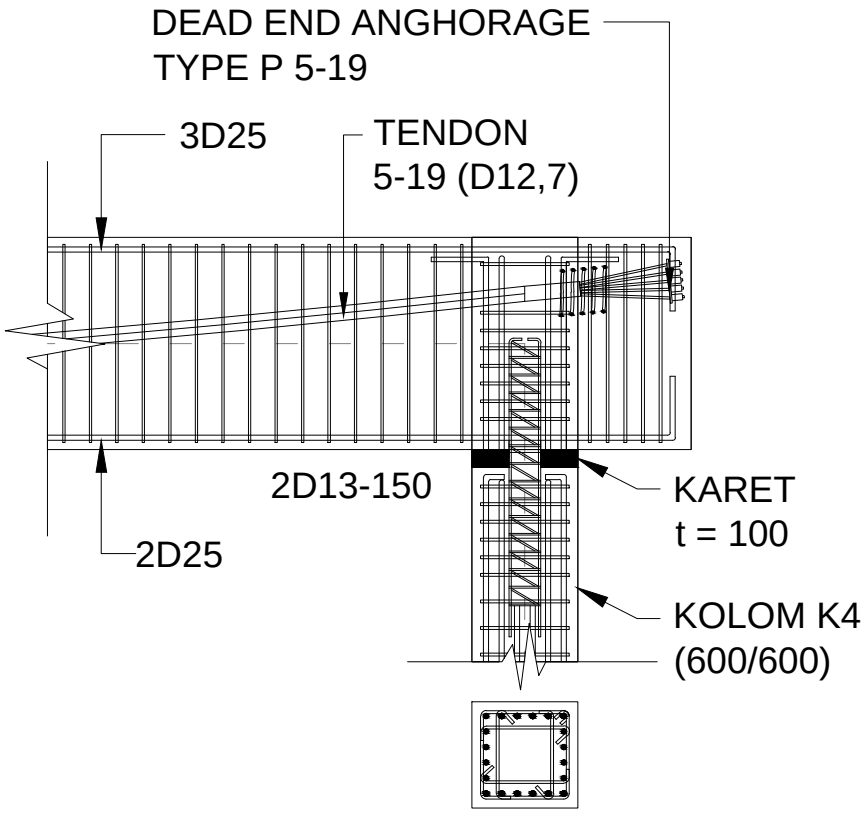
SKALA 1:75

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	POTONGAN ATAS DAN MEMANJANG BALOK PRATEKAN	1 : 75	34	44



DETAIL F

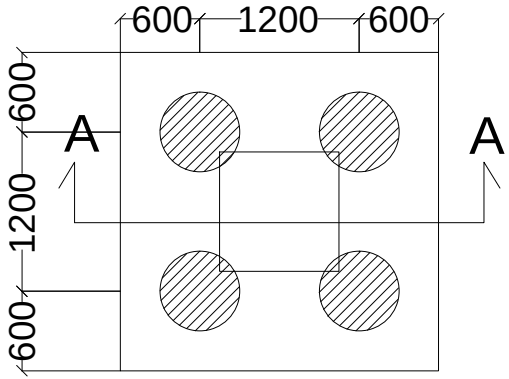
SKALA 1:30



DETAIL G

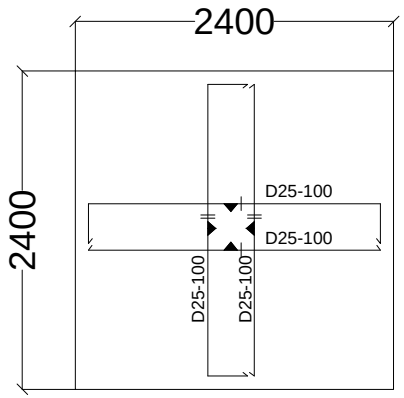
SKALA 1:30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL POTONGAN BALOK PRATEKAN	1 : 30	35	44



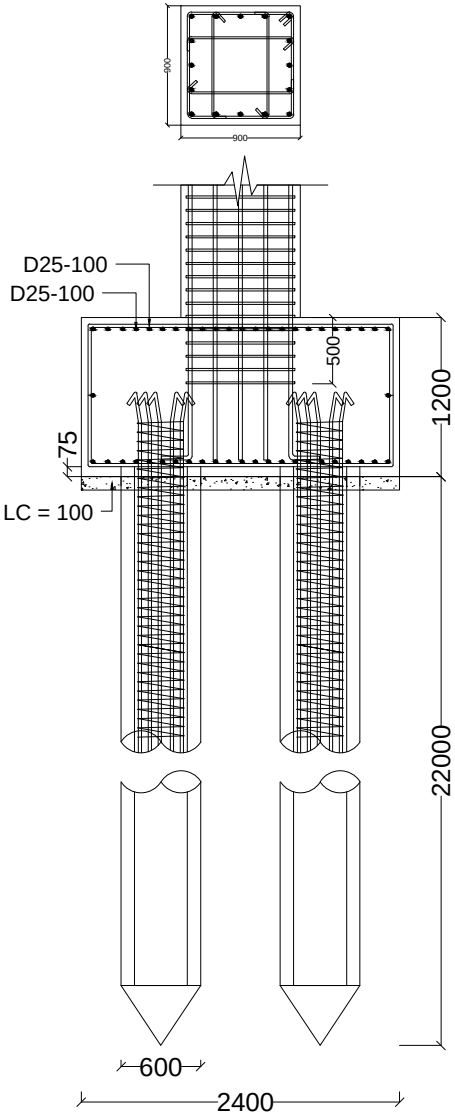
DENAH PILE CAP TIPE 1 (P1)

SKALA 1:40



PENULANGAN PILE CAP TIPE 1 (P1)

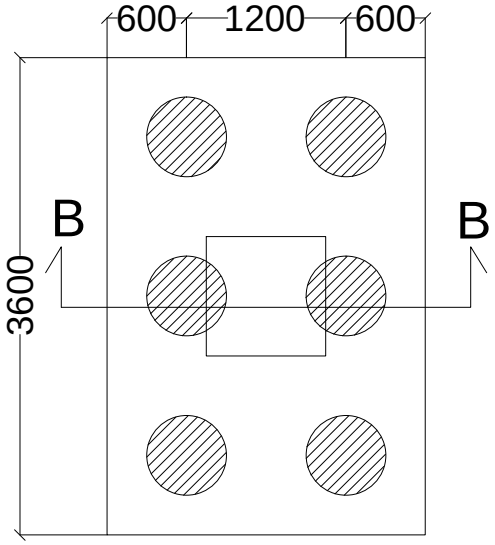
SKALA 1:40



POTONGAN A-A

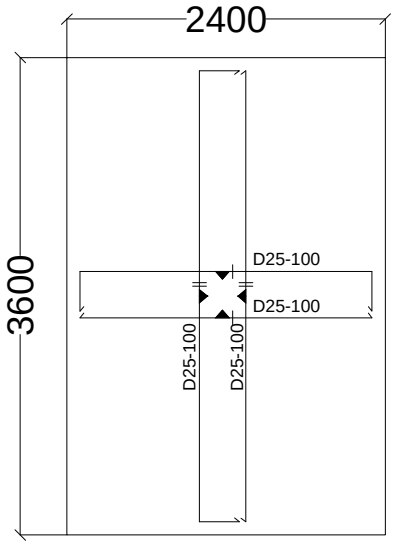
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	HDENAH DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 1 (P1)	1 : 40	36	44



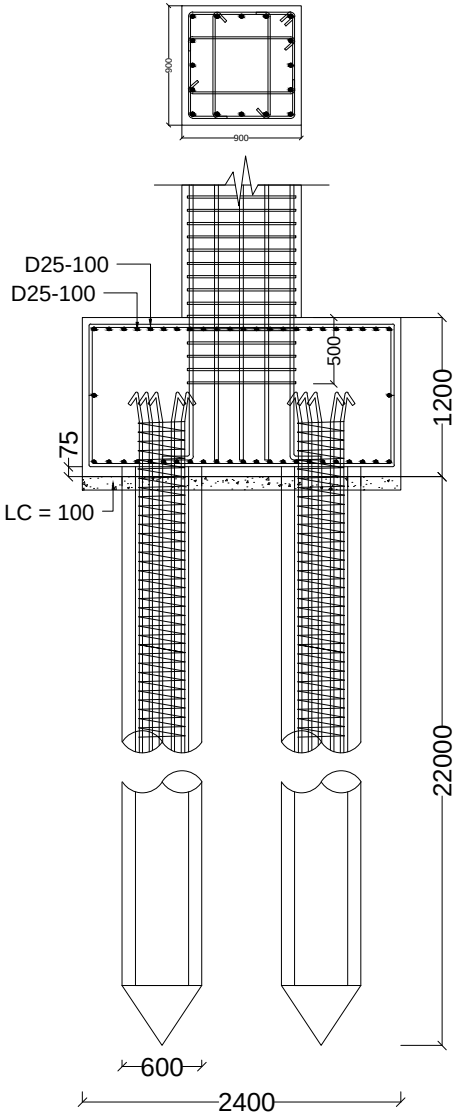
DENAH PILE CAP TIPE 2 (P2)

SKALA 1:40



PENULANGAN PILE CAP TIPE 2 (P2)

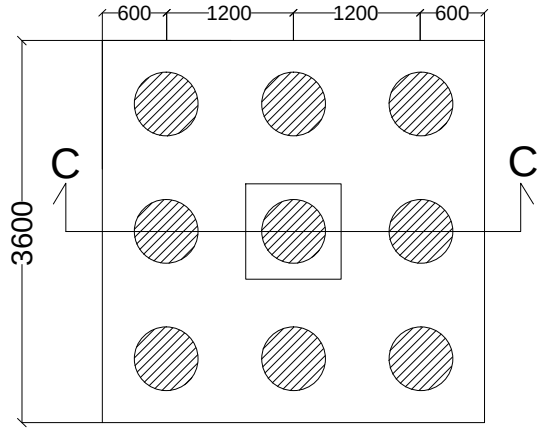
SKALA 1:40



POTONGAN B-B

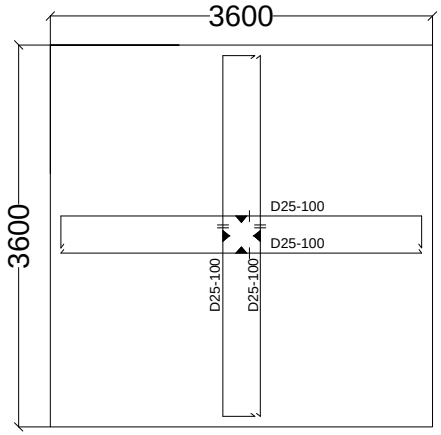
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 2 (P2)	1 : 40	37	44



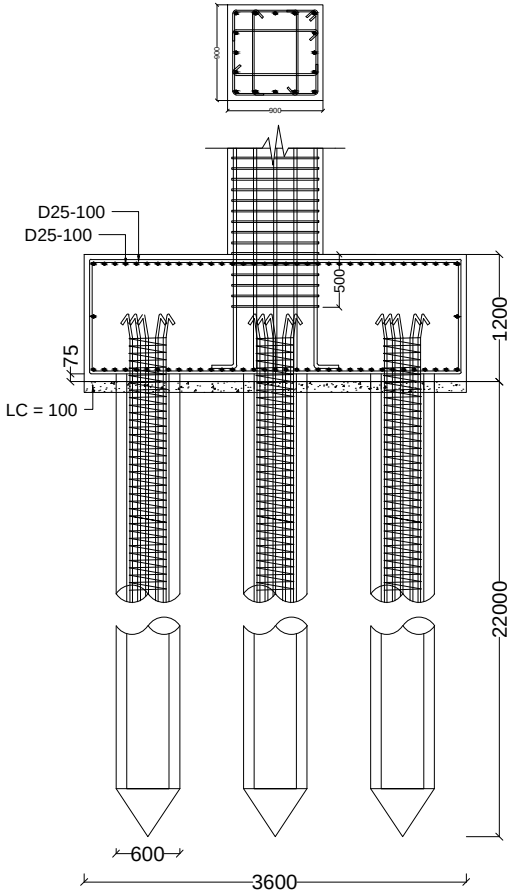
DENAH PILE CAP TIPE 3 (P3)

SKALA 1:50



PENULANGAN PILE CAP TIPE 3 (P3)

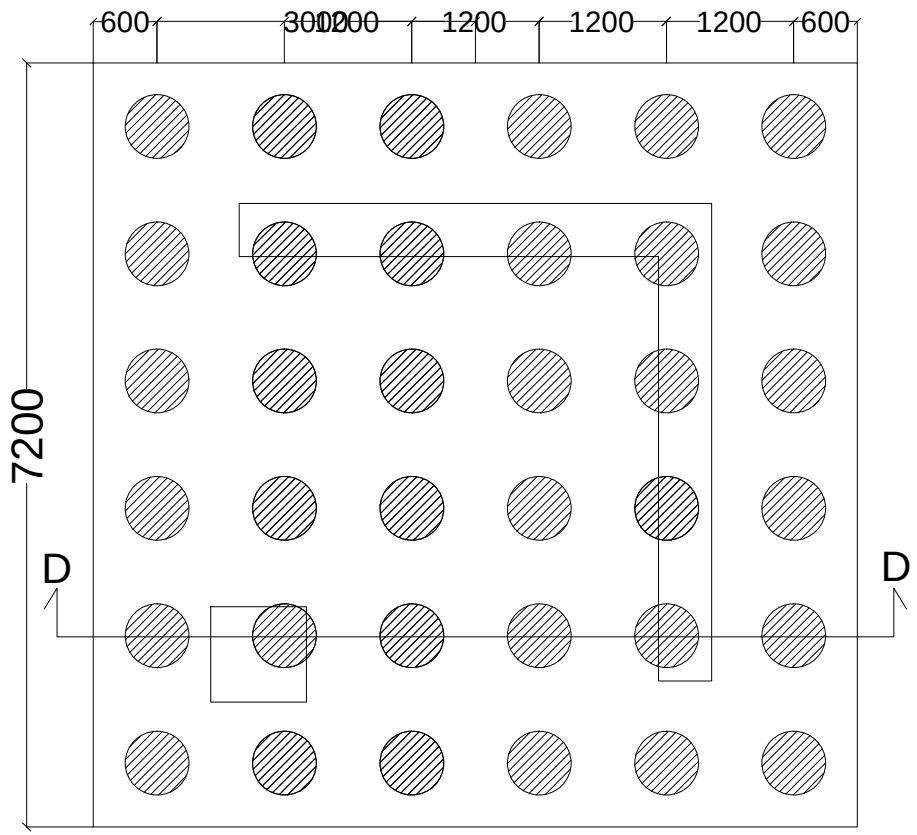
SKALA 1:50



POTONGAN C-C

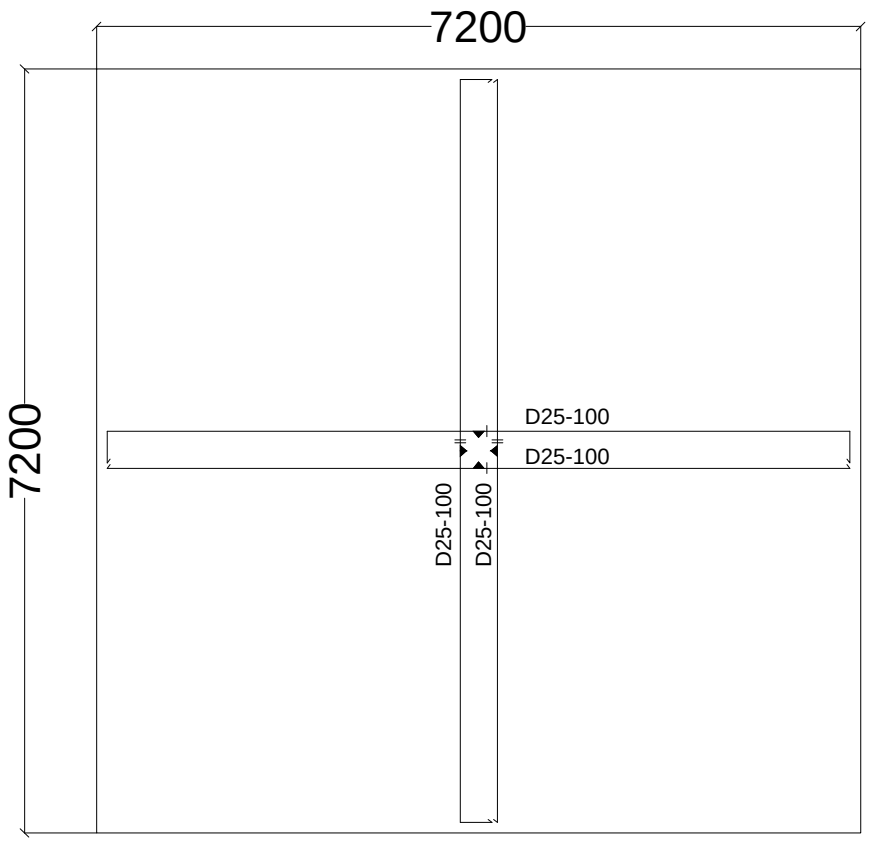
SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 3 (P3)	1 : 50	38	44



DENAH PILE CAP TIPE 4A (P4A)

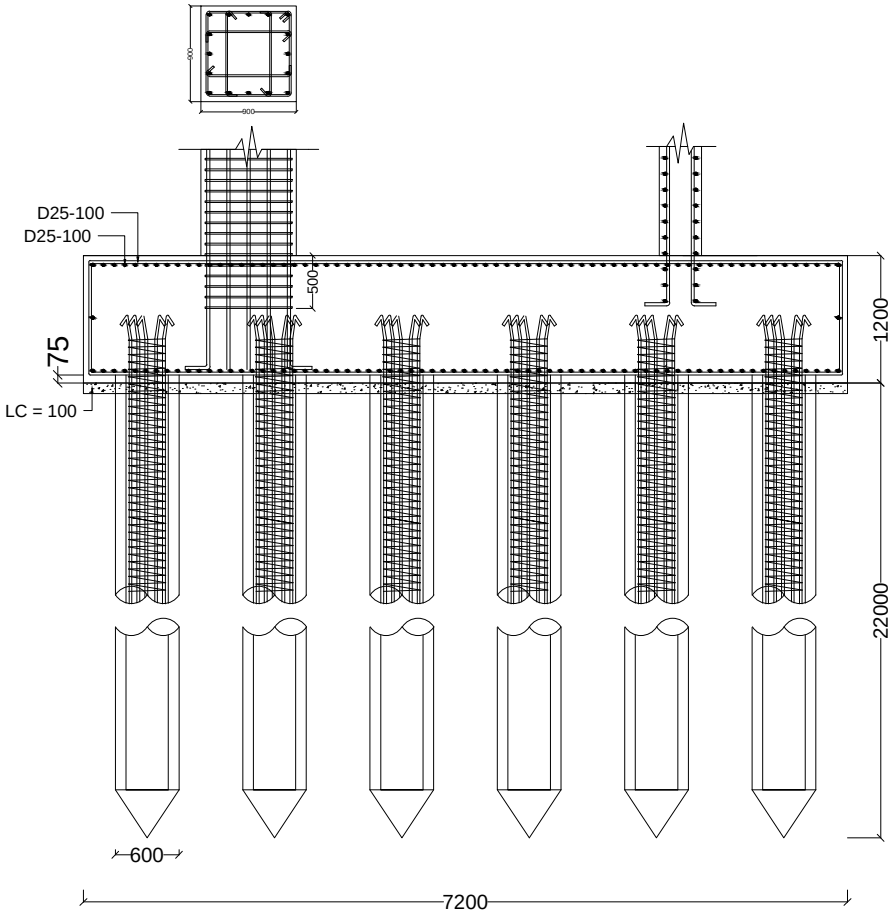
SKALA 1:50



PENULANGAN PILE CAP TIPE 4A(P4A)

SKALA 1:50

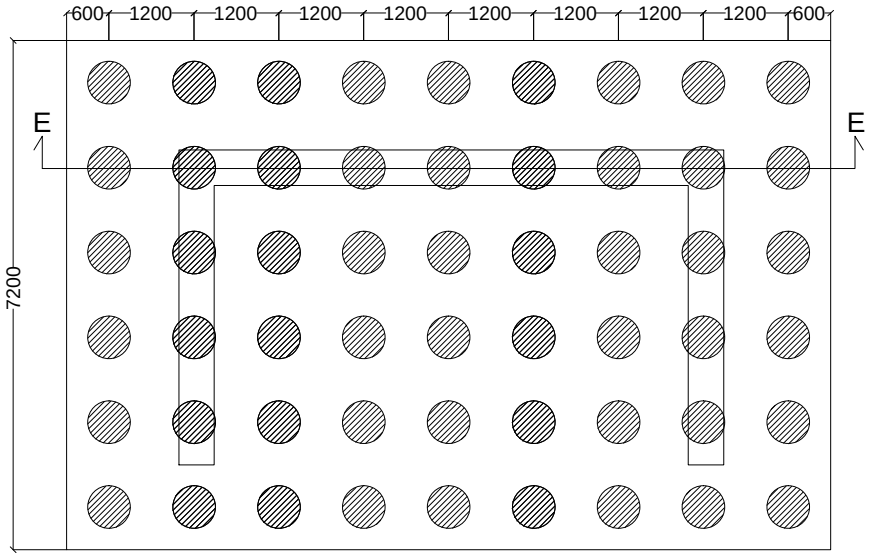
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 3 (P3)	1 : 50	39	44



POTONGAN D-D

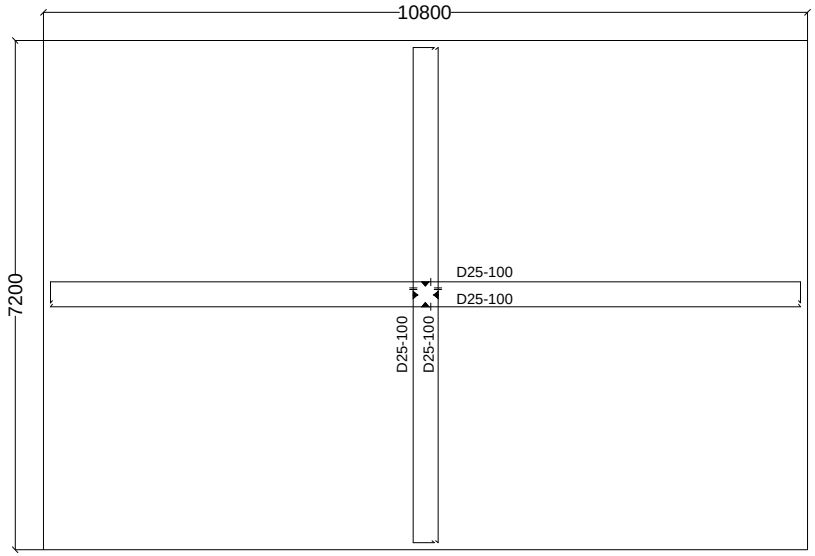
SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL PENULANGAN PILE CAP TIPE 4A (P4A)	1 : 50	40	44



DENAH PILE CAP TIPE 5 (P5)

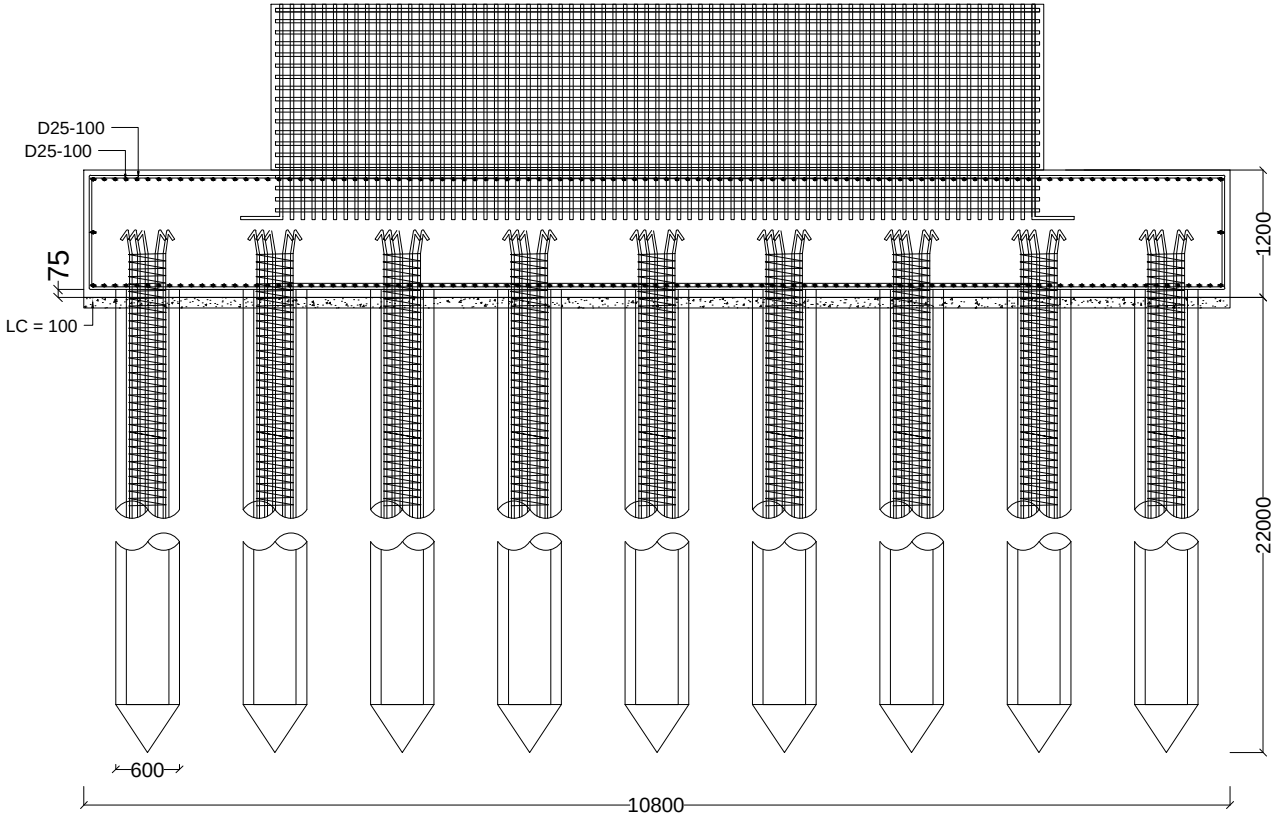
SKALA 1:75



PENULANGAN PILE CAP TIPE 5 (P5)

SKALA 1:75

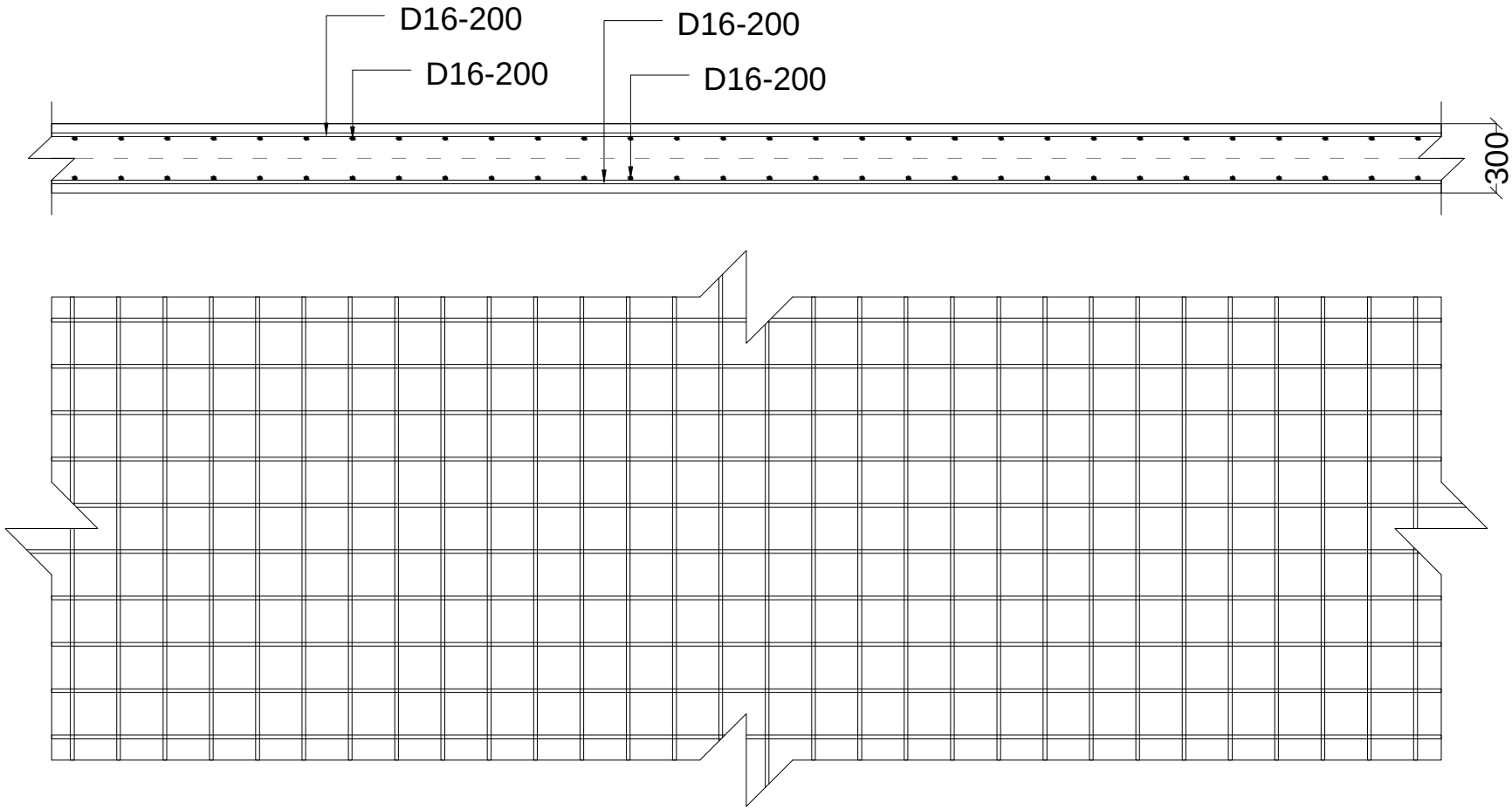
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DENAH DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 5 (P5)	1 : 75	41	44



POTONGAN E-E

SKALA 1:50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	DETAIL PENULANGAN PILE CAP TIPE 5 (P5)	1 : 50	42	44

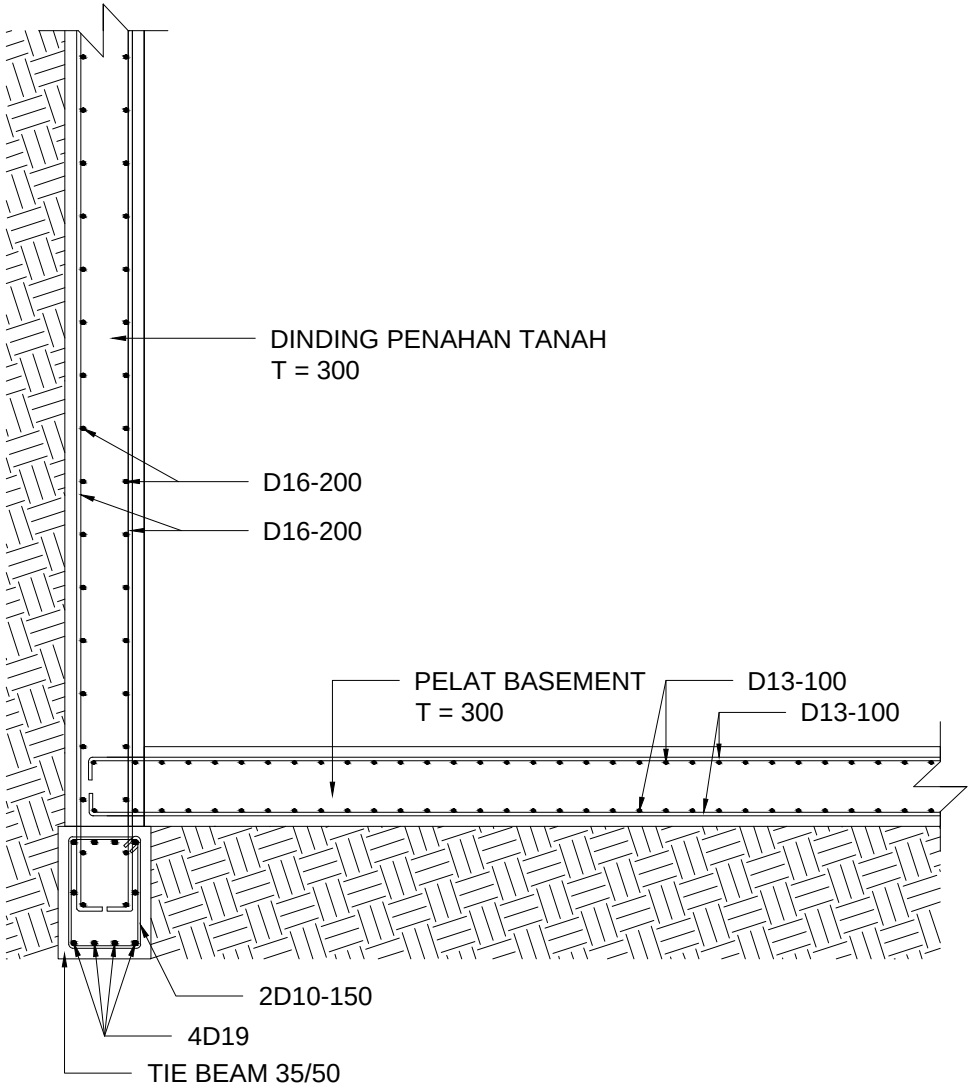


PENULANGAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT

SKALA 1:20

NOTE :	
f'c	: 40 MPa
fy	: 420 MPa
T. Selimut	: 40 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	PENULANGAN DINDING PENAHAN TANAH BASEMENT	1 : 20	43	44



POTONGAN STRUKTUR BASEMENT

SKALA 1:20

NOTE :
f'c : 40 MPa
fy : 420 MPa
T. Selimut : 40 mm

	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR	SKALA	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS UDAYANA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI ATAP DAN SISTEM GANDA	Dr. CANDRA IRAWAN, ST, MT Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA	MADE SIDHARTA PURNAMA P (03111640000118)	POTONGAN STRUKTUR BASEMENT	1 : 20	44	44

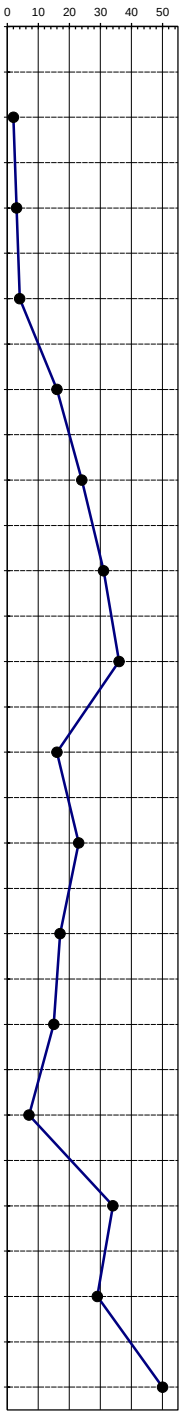
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail : tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

NAMA PROYEK	=	DERMAGA	TIPE BOR	:	Rotary drilling machine
KLIEN	=	PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA	MULAI	:	02 Mei 2016
TITIK BOR	=	BH-1	SELESAI	:	08 Mei 2016
LOKASI	=	BENOA MARINA, BALI	MASTERBOR	:	HARNO
MUKA AIR TANAH					

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	15 cm	15 cm	N - Value
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00				PASIR BERLEMPUNG LANAU	ABU-ABU											
2.00	-2.00				PASIR	ABU-ABU	VERY LOOSE	SPT 2 S/D 4			-2.00 -2.50	SPT 1	2	0	1	1	
3.00	-3.00																
4.00	-4.00										-4.00 -4.50	SPT 2	3	1	2	1	
5.00	-5.00																
6.00	-6.00										-6.00 -6.50	SPT 3	4	1	2	2	
7.00	-7.00				PASIR BERLEMPUNG LANAU	ABU-ABU TERANG	VERY LOOSE TO MEDIUM	SPT 4 S/D 16	-7.50 -8.00	UD 01							
8.00	-8.00				PASIR KASAR BERLEMPUNG LANAU	ABU-ABU KECOKLATAN	MEDIUM TO DENSE	SPT 16 S/D 36			-8.00 -8.50	SPT 4	16	7	9	7	
9.00	-9.00																
10.00	-10.00										-10.00 -10.50	SPT 5	24	8	11	13	
11.00	-11.00																
12.00	-12.00										-12.00 -12.50	SPT 6	31	9	13	18	
13.00	-13.00																
14.00	-14.00										-14.00 -14.50	SPT 7	36	10	15	21	
15.00	-15.00				PASIR BERLEMPUNG LANAU	ABU-ABU KECOKLATAN	LOOSE TO MEDIUM	SPT 7 S/D 23	-15.00 -15.50	UD 02							
16.00	-16.00										-16.00 -16.50	SPT 8	16	6	8	8	
17.00	-17.00																
18.00	-18.00										-18.00 -18.50	SPT 9	23	7	10	13	
19.00	-19.00																
20.00	-20.00										-20.00 -20.50	SPT 10	17	5	7	10	
21.00	-21.00																
22.00	-22.00										-22.00 -22.50	SPT 11	15	3	5	10	
23.00	-23.00								-22.50 -23.00	UD 03							
24.00	-24.00										-24.00 -24.50	SPT 12	7	2	3	4	
25.00	-25.00				PASIR KASAR BERLEMPUNG LANAU	ABU-ABU KECOKLATAN	MEDIUM TO DENSE	SPT 29 S/D 50									
26.00	-26.00										-26.00 -26.50	SPT 13	34	9	14	20	
27.00	-27.00																
28.00	-28.00										-28.00 -28.50	SPT 14	29	8	12	17	
29.00	-29.00																
30.00	-30.00								-30.00 -30.50	UD 4	-30.00 -30.50	SPT 15	50	10	19	31	



END OF BORING

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

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA — **TITIK BOR : BH-1**
PROYEK : DERMAGA — **MASTER BOR : HARNO**
LOKASI : BENOA MARINA, BALI

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.592	1.208	100.00	46.60	54.71	1.721	1.174	1.721	*	*	*
-15.00	2.638	1.107	100.00	41.96	52.54	1.777	1.252	1.777	*	*	*
-22.50	2.643	1.161	100.00	43.93	53.73	1.760	1.223	1.760	*	*	*
-30.00	2.585	0.816	100.00	31.57	44.93	1.873	1.423	1.873	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	C_u	$φ_u$	C_d	$φ_d$	Su	Cu	
-7.50	0.00	63.84	36.16	50.37	29.88	20.49	*	*	0.34	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00	65.29	34.71	56.19	30.76	25.43	*	*	0.72	0	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	61.37	38.63	49.84	29.53	20.31	*	*	0.69	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	65.18	34.82	51.29	29.57	21.72	*	*	2.19	0	*	*	*	*	*

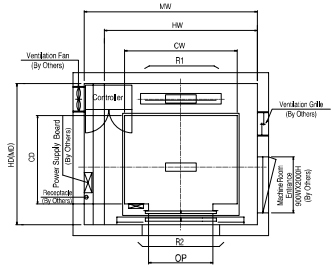
REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohession of direct shear (kg/cm^2)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C_d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm^2)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C_u	= Undrained cohesion (kg/cm^2)
				Su	= Strength of vane test (kg/cm^2)
e	= Void ratio	Cc	= Commpression Index	φ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm^2/det)	φd	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	φu	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test		
W_c	= Water content (%)				
$γ_t$	= Moisture density (gr/cc)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
$γ_{sat}$	= Saturated density (gr/cc)				
$γ_d$	= Dry density (gr/cc)				

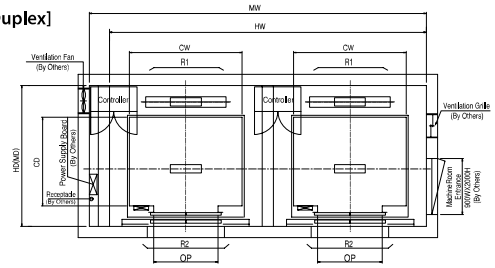
Technical Data

Hoistway & Machine Room Plan

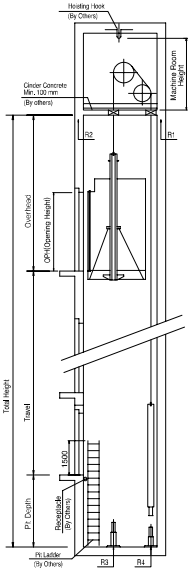
[Simplex]



[Duplex]



Hoistway Section



Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	450~1000	Travel≤100	4400	1450		3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	450~1000	Travel≤100	4500	1600		3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travel≤100	4300		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	410~1025	Travel≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travel≤100	4400		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	410~1025	Travel≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travel≤100	4500		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300	2200		

Technical Data

Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

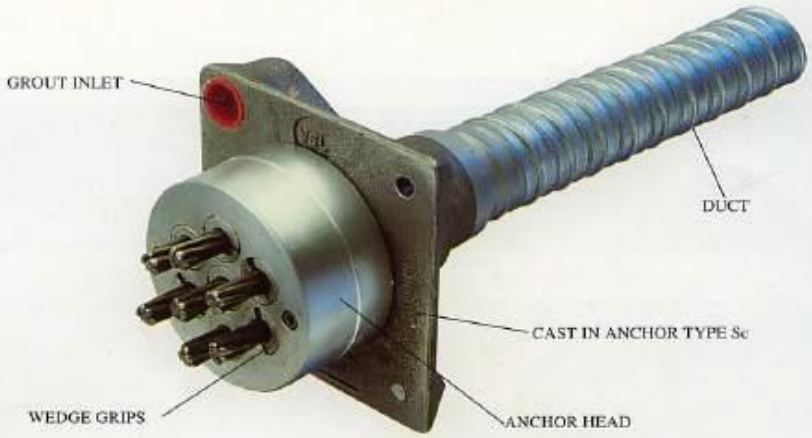
Nominal Diameter mm	Nominal Steel Area mm²	Nominal Mass kg/m	Minimum Breaking Load kN	Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN	Min. Elong. to Fracture in 600mm %	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modulus of Elasticity MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180–205 x 10^3
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	

TENDON PROPERTIES

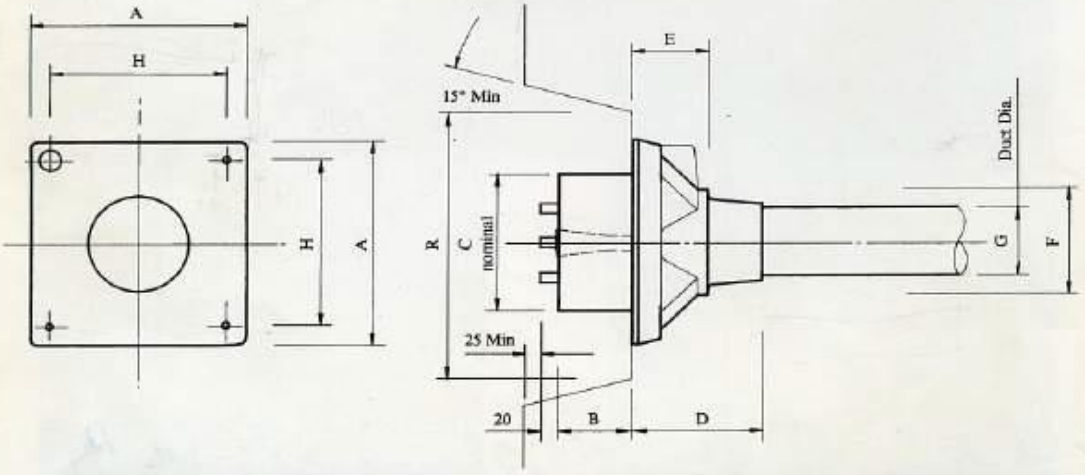
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal
4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.
5. For special applications other strand and tendon capacities are available.

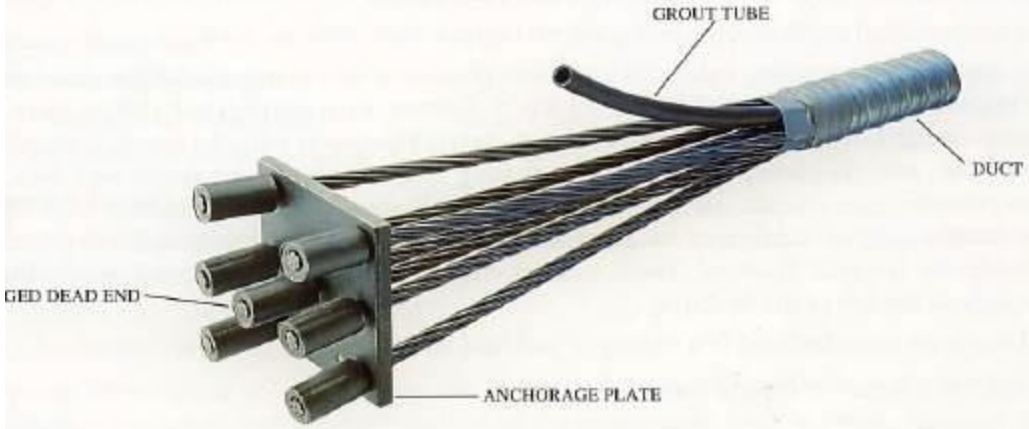


VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END

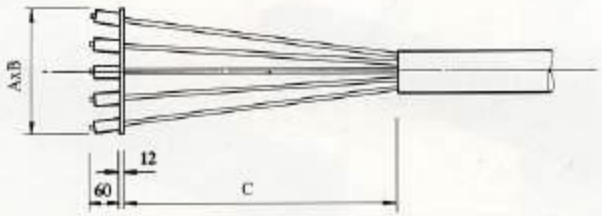


TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.
*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B Dimensions (mm)	C
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B Dimensions (mm)	C
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000

TECHNICAL DATA FOR THE VSL POST- TENSIONING SYSTEM

1. TENDONS

Whenever possible 0.6" (and not 0.5") strand should be used, due to its better economy.

1.1 Strand Properties 15 mm (0.6")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2009) Y1860S7	prEN 10138 – 3 (2009) Y1860S7	prEN 10138 – 3 (2009) Y1770S7	ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	15.3	15.7	15.7	15.24
Nominal cross section	A_p	(mm^2)	140	150	150	140
Nominal mass	M	(kg/m)	1.093	1.172	1.172	1.102
Nominal yield strength	$f_{p0,1k}$	(MPa)	1636[1)]	1640[1)]	1526[1)]	1676[2)]
Nominal tensile strength	f_{pk}	(MPa)	1860	1860	1770	1860
Specif./min. breaking load	F_{pk}	(kN)	260.4	279.0	265.5	260.7
Young's modulus		(GPa)	approx. 195			
Relaxation[3)] after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F_{pk}		(%)	max. 2.5			

1. Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
2. Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand
3. Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 Tendon Properties 15 mm (0.6") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load Y1860S7 (prEN) d=15.3 mm A_p=140 mm^2 [kN]	Breaking load Y1860S7 (prEN) d=15.7 mm A_p=150 mm^2 [kN]	Breaking load Y1770S7 (prEN) d=15.7 mm A_p=150 mm^2 [kN]	Breaking load Grade 270 (ASTM) d=15.24 mm A_p=140 mm^2 [kN]	Steel duct[4)] minimum $Ø_i$ / $Ø_a$ [mm]	Steel duct[4)] minimum e [mm]	Steel duct[4)] recommended $Ø_i$ / $Ø_a$ [mm]	Steel duct[4)] recommended e [mm]	Plastic duct VSL PT-PLUS® $Ø_i$ / $Ø_a$[5)] [mm]	Plastic duct VSL PT-PLUS® e [mm]	PE pipe $Ø_{ext}$ x t_{min} [mm x mm]	PE pipe e [mm]
6-1	1	260	279	265.5	260.7	25/30	5	30/35	7	22/25	6	25 x 2.0	3
6-2	2	520	558	531	521	40/45	9	45/50	12	2)	-	40 x 3.0	6
6-3	3	780	837	797	782	40/45	6	45/50	9	2)	-	50 x 3.7	8
6-4	4	1040	1116	1062	1043	45/50[1)]	7	50/55[1)]	10	2)	-	50 x 3.7	6
6-7	5	1300	1395	1328	1304	50/57	8	55/60	11	58/63[2)]	-	75 x 5.6	17
|	6	1560	1674	1593	1564	55/62	9	60/67	12	58/63	11	75 x 5.6	15
6-7	7	1820	1953	1859	1825	55/62	7	60/67	10	65/70	14	75 x 5.6	13
6-12	8	2080	2232	2124	2086	65/72	11	70/77	14	76/81	18	90 x 5.4	20
|	9	2340	2511	2390	2346	65/72	9	70/77	12	76/81	16	90 x 5.4	18
|	10	2600	2790	2655	2607	70/77	11	75/82	14	76/81	15	90 x 5.4	17
|	11	2860	3069	2921	2868	70/77	9	75/82	12	76/81	13	90 x 5.4	15
6-12	12	3120	3348	3186	3128	75/82	11	80/87	14	76/81	12	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3627	3452	3389	80/87	13	85/92	16	85/91	16	110 x 5.3	26
|	14	3640	3906	3717	3650	80/87	11	85/92	14	85/91	16	110 x 5.3	25
6-15	15	3900	4185	3983	3911	80/87	10	85/92	13	85/91	12	110 x 5.3	24
6-19	16	4160	4464	4248	4171	85/92	12	90/97	15	100/106	22	110 x 5.3	22
|	17	4420	4743	4514	4432	85/92	11	90/97	14	100/106	20	110 x 5.3	20
|	18	4680	5022	4779	4693	90/97	13	95/102	16	100/106	19	110 x 5.3	19
6-19	19	4940	5301	5045	4953	90/97	12	95/102	15	100/106	18	110 x 5.3	18
6-22	20	5200	5580	5310	5214	100/107	17	110/117	23	100/106	17	125 x 6.0	24
|	21	5460	5859	5576	5475	100/107	16	110/117	22	100/106	16	125 x 6.0	23
6-22	22	5720	6138	5841	5735	100/107	15	110/117	21	100/106	15	125 x 6.0	22
6-27	23	5980	6417	6107	5996	100/107	14	110/117	20	115/121	22	125 x 6.0	21
|	24	6240	6696	6372	6257	100/107	13	110/117	19	115/121	22	125 x 6.0	21
|	25	6500	6975	6638	6518	110/117	18	120/127	24	115/121	21	125 x 6.0	20
|	26	6760	7254	6903	6778	110/117	17	120/127	23	115/121	21	125 x 6.0	20
6-27	27	7020	7533	7169	7039	110/117	16	120/127	22	115/121	20	125 x 6.0	19
6-31	28	7280	7812	7434	7300	110/117	15	120/127	21	130/136	27	140 x 6.7	26
|	29	7540	8091	7700	7560	120/127	21	130/137	27	130/136	27	140 x 6.7	25
|	30	7800	8370	7965	7821	120/127	20	130/137	26	130/136	26	140 x 6.7	24
6-31	31	8060	8649	8231	8082	120/127	19	130/137	25	130/136	25	140 x 6.7	23
6-37	32	8320	8928	8496	8342	120/127	18	130/137	24	130/136	24	140 x 6.7	22
|	33	8580	9207	8762	8603	120/127	17	130/137	23	130/136	23	140 x 6.7	21
|	34	8840	9486	9027	8864	120/127	16	130/137	22	130/136	22	140 x 6.7	20
|	35	9100	9765	9293	9125	130/137	22	140/147[3)]	21	130/136	22	140 x 6.7	20
|	36	9360	10044	9558	9385	130/137	21	140/147[3)]	20	130/136	21	140 x 6.7	19
6-37	37	9620	10323	9824	9646	130137	20	140/147[3)]	19	130/136	20	140 x 6.7	18
6-43	43	11180	11997	11417	11210	140/147	21	150/157	27	150/157	27	160 x 7.7	24
6-55	55	14300	15345	14603	14339	160/167	26	170/177	31	150/157	21	n.a.	

1. Flat ducts possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
2. Flat duct PT-PLUS for use with VSlab anchorage: see 2.2.3
3. Suited only for short cables with little curvature. For other cases contact local VSL representative.
4. Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523)
5. Øa refers to outer pipe diameter. For rib diameter refer to section 2.2.3 (Page T 3)

1.3 Strand Properties 13 mm (0.5")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2009) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A_p	(mm^2)	93	100	98.7
Nominal mass	M	(kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	$f_{p0,1k}$	(MPa)	1634[1)]	1640[1)]	1675[2)]
Nominal tensile strength	f_{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F_{pk}	(kN)	173.0	186.0	183.7
Young's modulus		(GPa)	approx. 195		
Relaxation[3)] after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F_{pk}		(%)	max. 2.5		

1. Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
2. Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06
3. Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand

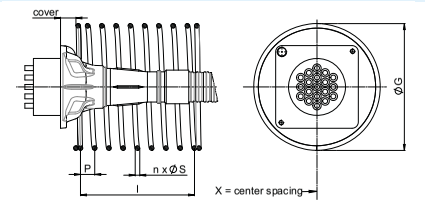
1.4 Tendon Properties 13 mm (0.5") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load Y1860S7 (prEN) d=12.5 mm A_p=93 mm^2 [kN]	Breaking load Y1860S7 (prEN) d=12.9 mm A_p=100 mm^2 [kN]	Breaking load Grade 270 (ASTM) d=12.7 mm A_p=99 mm^2 [kN]	Steel duct[3)] minimum $Ø_i$ / $Ø_a$ [mm]	Steel duct[3)] minimum e [mm]	Steel duct[3)] recommended $Ø_i$ / $Ø_a$ [mm]	Steel duct[3)] recommended e [mm]	Plastic duct VSL PT-PLUS® $Ø_i$ / $Ø_a$[4)] [mm]	Plastic duct VSL PT-PLUS® e [mm]
5-1	1	173	186	184	20/25	3	25/30	6	22/25	6
5-2	2	346	372	367	35/40	8	40/45	11	2)	-
5-3	3	519	558	551	35/40	6	40/45	9	2)	-
5-4	4	692	744	735	40/45[1)]	7	45/50	10	2)	-
5-7	5	865	930	919	45/50	8	50/57	11	58/63[2)]	-
|	6	1038	1116	1102	45/50	6	50/57	9	58/63	12
5-7	7	1211	1302	1286	50/57	7	55/62	10	58/63	11
5-12	8	1384	1488	1470	55/62	9	60/67	12	58/63	10
|	9	1557	1674	1653	55/62	8	60/67	11	58/63	9
|	10	1730	1860	1837	60/67	10	65/72	13	65/70	9
|	11	1903	2046	2021	60/67	9	65/72	12	65/70	8
5-12	12	2076	2232	2204	60/67	8	65/72	11	65/70	7
5-15	13	2249	2418	2388	65/72	9	70/77	12	76/81	14
|	14	2422	2604	2572	65/72	8	70/77	11	76/81	13
5-15	15	2595	2790	2756	70/77	9	75/82	12	76/81	12
5-19	16	2768	2976	2939	70/77	9	75/82	12	76/81	12
|	17	2941	3162	3123	75/82	11	80/87	14	76/81	11
|	18	3114	3348	3307	75/82	10	80/87	13	76/81	10
5-19	19	3287	3534	3490	75/82	9	80/87	12	100/106	21
5-22	20	3460	3720	3674	80/87	10	85/92	13	100/106	20
|	21	3633	3906	3858	80/87	9	85/92	12	100/106	19
5-22	22	3806	4092	4041	80/87	8	85/92	11	100/106	18
5-27	23	3979	4278	4225	85/92	12	90/97	15	100/106	19
|	24	4152	4464	4409	85/92	11	90/97	14	100/106	18
|	25	4325	4650	4593	90/97	14	95/102	17	100/106	19
|	26	4498	4836	4776	90/97	13	95/102	16	100/106	18
5-27	27	4671	5022	4960	95/102	15	100/107	18	100/106	18
5-31	28	4844	5208	5144	95/102	14	100/107	17	100/106	17
|	29	5017	5394	5327	95/102	13	100/107	16	100/106	16
|	30	5190	5580	5511	95/102	12	100/107	15	100/106	15
5-31	31	5363	5766	5695	95/102	11	100/107	14	100/106	14
5-37	32	5536	5952	5878	100/107	13	110/117	19	115/121	20
|	33	5709	6138	6062	100/107	12	110/117	18	115/121	19
|	34	5882	6324	6246	100/107	12	110/117	18	115/121	19
|	35	6055	6510	6430	110/117	17	120/127	23	115/121	19
|	36	6228	6696	6613	110/117	17	120/127	23	115/121	19
5-37	37	6401	6882	6797	110/117	16	120/127	22	115/121	18
5-43	43	7439	7998	7899	120/127	18	130/137	24	130/136	23
5-55	55	9515	10230	10104	130/137	17	140/147	23	130/136	17

1. Flat ducts possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
2. Flat duct PT-PLUS for use with VSlab anchorage : see 2.2.3
3. Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523)
4. Øa refers to outer pipe diameter. For rib diameter refer to section 2.2.3 (Page T 3)

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning EIT
ANCHORAGE TYPE GC (Strand F_{pk}= 260 / 265 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT f_y= 460 N/mm²

OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	250	50	10	180	5	200	200	50	12	180	5	200	8
6-4	275	55	12	200	5	220	210	70	16	200	4	220	8
6-7	280	40	12	265	7	285	250	50	16	265	6	285	10
6-12	400	50	16	350	8	370	360	60	20	350	7	370	12
6-15	400	40	16	395	10	415	360	45	20	395	9	415	16
6-19	440	40	16	445	11	465	405	45	20	445	10	465	16
6-22	495	55	20	480	9	500	480	60	25	480	9	500	16
6-27	550	50	20	535	11	555	495	55	25	535	10	555	20
6-31	550	50	20	575	11	595	550	55	25	575	11	595	20
6-37	630	45	20	630	14	650	600	50	25	630	13	650	25
6-43	660	60	25	680	11	700	630	70	32	680	10	700	25

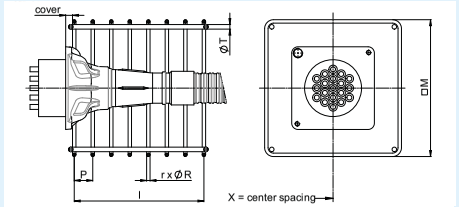
CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	260	65	8	180	4	200	180	45	8	180	5	200	8
6-4	200	40	10	180	5	200	200	40	12	180	6	200	8
6-7	280	40	12	230	7	250	250	50	16	230	6	250	8
6-12	350	50	16	305	7	325	275	55	20	305	6	325	12
6-15	360	40	16	345	9	365	325	65	25	345	6	365	12
6-19	400	40	16	390	10	410	390	65	25	390	7	410	16
6-22	440	55	20	420	8	440	420	60	25	420	8	440	16
6-27	450	45	20	465	10	485	450	50	25	465	10	485	16
6-31	495	45	20	500	11	520	450	50	25	500	10	520	20
6-37	585	65	25	545	9	565	525	75	32	545	8	565	20
6-43	605	55	25	590	11	610	585	65	32	590	10	610	20

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	200	50	8	180	4	200	200	50	10	180	5	200	8
6-7	270	45	10	230	6	250	225	45	12	230	6	250	8
6-12	330	55	16	275	6	295	300	60	20	275	6	295	10
6-15	320	40	16	310	8	330	300	60	25	310	6	330	12
6-19	360	40	16	350	9	370	325	65	25	350	6	370	12
6-22	385	55	20	375	7	395	385	55	25	375	8	395	16
6-27	450	45	20	415	10	435	375	75	32	415	6	435	16
6-31	450	50	20	450	9	470	450	50	25	450	10	470	16
6-37	495	45	20	490	11	510	450	75	32	490	7	510	16
6-43	550	55	25	530	10	550	480	60	32	530	9	550	20

OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	225	45	8	180	5	200	180	45	10	180	5	200	8
6-4	275	55	12	185	5	205	195	65	16	185	4	205	8
6-7	280	40	12	245	7	265	250	50	16	245	6	265	10
6-12	350	50	16	325	7	345	330	55	20	325	7	345	12
6-15	400	40	16	370	10	390	360	45	20	370	9	390	16
6-19	400	40	16	415	10	435	390	65	25	415	7	435	16
6-22	440	55	20	445	8	465	420	60	25	445	8	465	16
6-27	495	45	20	495	11	515	450	50	25	495	10	515	16
6-31	550	50	20	535	11	555	500	50	25	535	11	555	20
6-37	585	45	20	580	13	600	525	75	32	580	8	600	20
6-43	660	60	25	630	11	650	585	65	32	630	10	650	25

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	220	55	10	180	4	200	165	55	12	180	4	200	8
6-7	250	50	12	230	5	250	260	65	16	230	5	250	8
6-12	350	50	16	285	7	305	275	55	20	285	6	305	10
6-15	360	40	16	325	9	345	325	65	25	325	6	345	12
6-19	420	60	20	365	7	385	390	65	25	365	7	385	12
6-22	440	55	20	395	8	415	385	55	25	395	8	415	16
6-27	450	45	20	435	10	455	400	80	32	435	6	455	16
6-31	495	45	20	470	11	490	450	50	25	470	10	490	16
6-37	520	65	25	515	8	535	525	75	32	515	8	535	20
6-43	550	55	25	560	10	580	540	60	32	560	10	580	20

CONCRETE 50/62.5 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-7	260	65	8	230	4	250	225	45	8	230	6	250	8
6-12	300	60	16	260	5	280	240	40	16	260	7	280	10
6-15	320	40	16	290	8	310	300	60	25	290	6	310	10
6-19	360	60	20	320	6	340	300	60	25	320	6	340	12
6-22	385	55	20	350	7	370	330	55	25	350	7	370	12
6-27	455	65	25	375	7	395	390	65	32	375	7	395	16
6-31	405	45	20	410	9	430	400	80	32	410	6	430	16
6-37	495	55	20	485	9	505	440	55	25	485	9	505	16
6-43	540	55	25	495	9	515	480	60	32	495	9	515	16

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement fy = 460N/mm²

Min. required concrete strength $fc_{cylinder}$ / fc_{cube} in MPa at stressing

Strand A_p = 150mm², f_{pk} = 1770N/mm² (GUTS), F_{pk} = 265,5kN

Strand A_p = 140mm², f_{pk} = 1860N/mm² (GUTS), F_{pk} = 260,4kN

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

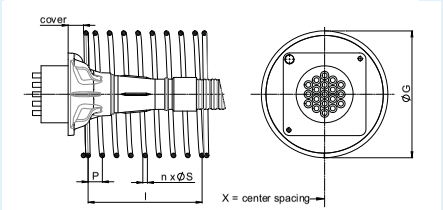
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning EIT
ANCHORAGE TYPE GC (Strand F_{pk}= 260 / 265 kN)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT f_y= 390 N/mm²

OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	225	45	10	180	5	200	200	40	12	180	6	200	8
6-4	225	45	12	200	5	220	220	55	16	200	5	220	8
6-7	300	60	16	265	5	285	270	45	16	265	7	285	10
6-12	360	45	16	350	8	370	350	50	20	350	8	370	12
6-15	440	55	20	395	8	415	360	60	25	395	7	415	16
6-19	450	50	20	445	9	465	440	55	25	445	9	465	16
6-22	495	45	20	480	11	500	450	50	25	480	10	500	16
6-27	585	65	25	535	9	555	525	75	32	535	8	555	20
6-31	585	65	25	575	9	595	525	75	32	575	8	595	20
6-37	660	60	25	630	11	650	630	70	32	630	10	650	25
6-43	650	50	25	680	13	700	660	60	32	680	12	700	25

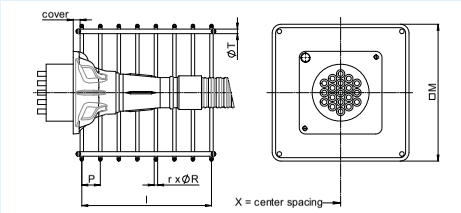
CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	220	55	8	180	4	200	180	60	10	180	4	200	8
6-4	250	50	12	180	5	200	195	65	16	180	4	200	8
6-7	325	65	16	230	5	250	225	45	16	230	6	250	8
6-12	320	40	16	305	8	325	315	45	20	305	8	325	12
6-15	400	50	20	345	8	365	330	55	25	345	7	365	12
6-19	400	50	20	390	8	410	385	55	25	390	8	410	16
6-22	450	45	20	420	10	440	400	50	25	420	9	440	16
6-27	480	60	25	465	8	485	420	70	32	465	7	485	16
6-31	540	60	25	500	9	520	490	70	32	500	8	520	20
6-37	550	55	25	545	10	565	540	60	32	545	10	565	20
6-43	600	50	25	600	12	620	600	60	32	615	11	635	20

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	200	40	8	180	5	200	200	40	10	180	6	200	8
6-7	240	40	10	230	6	250	240	40	12	230	7	250	8
6-12	315	45	16	275	7	295	250	50	20	275	6	295	10
6-15	350	50	20	310	7	330	300	50	25	310	7	330	12
6-19	400	50	20	350	8	370	330	55	25	350	7	370	12
6-22	405	45	20	375	9	395	400	80	32	375	6	395	16
6-27	480	60	25	415	8	435	390	65	32	415	7	435	16
6-31	520	65	25	450	8	470	420	70	32	450	7	470	16
6-37	495	55	25	490	9	510	480	60	32	490	9	510	16
6-43	550	50	25	540	11	560	540	60	32	560	10	580	20

OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	220	55	10	180	4	200	200	40	10	180	6	200	8
6-4	225	45	12	185	5	205	220	55	16	185	5	205	8
6-7	300	60	16	245	5	265	240	40	16	245	7	265	10
6-12	360	40	16	325	9	345	315	45	20	325	8	345	12
6-15	385	55	20	370	7	390	385	55	25	370	8	390	16
6-19	450	50	20	415	9	435	385	55	25	415	8	435	16
6-22	450	45	20	445	10	465	450	50	25	445	10	465	16
6-27	540	60	25	495	9	515	490	70	32	495	8	515	16
6-31	585	65	25	535	9	555	525	75	32	535	8	555	20
6-37	605	55	25	580	11	600	585	65	32	580	10	600	20
6-43	600	50	25	630	12	650	600	60	32	645	11	665	25

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	225	45	10	180	5	200	180	45	12	180	5	200	8
6-7	270	45	12	230	6	250	220	55	16	230	5	250	8
6-12	320	40	16	285	8	305	270	45	20	285	7	305	10
6-15	350	50	20	325	7	345	300	50	25	325	7	345	12
6-19	400	50	20	365	8	385	350	50	25	365	8	385	12
6-22	405	45	20	395	9	415	400	80	32	395	6	415	16
6-27	480	60	25	435	8	455	455	65	32	435	8	455	16
6-31	480	60	25	470	8	490	490	70	32	470	8	490	16
6-37	550	55	25	515	10	535	480	60	32	515	9	535	20
6-43	550	50	25	570	11	590	540	60	32	585	10	605	20

CONCRETE 50/62.5 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement						
	l	P	ØS	ØG	n	X	l	P	ØR	M	r	X	ØT
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-4	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	8
6-7	250	50	8	230	5	250	220	55	16	230	5	250	8
6-12	300	50	16	260	6	280	275	55	20	260	6	280	10
6-15	350	50	20	290	7	310	300	50	25	290	7	310	10
6-19	350	50	20	320	7	340	300	50	25	320	7	340	12
6-22	360	45	20	350	8	370	320	80	32	350	5	370	12
6-27	440	55	25	375	8	395	360	60	32	380	7	400	16
6-31	480	60	25	410	8	430	390	65	32	405	7	425	16
6-37	495	45	20	485	11	505	480	80	32	485	7	505	16
6-43	500	50	25	510	10	530	480	60	32	525	9	545	20

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement fy = 390 N/mm²

Min. required concrete strength $f_{c,cylinder}$ / $f_{c,cube}$ in MPa at stressing

Strand A_p = 150mm², f_{pk} = 1770N/mm² (GUTS), F_{pk} = 265,5kN

Strand A_p = 140mm², f_{pk} = 1860N/mm² (GUTS), F_{pk} = 260,4kN

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

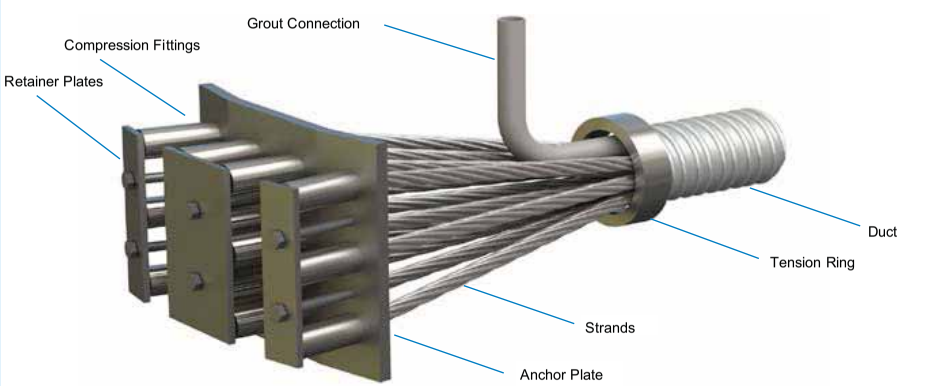
X = minimal center spacing between anchorages

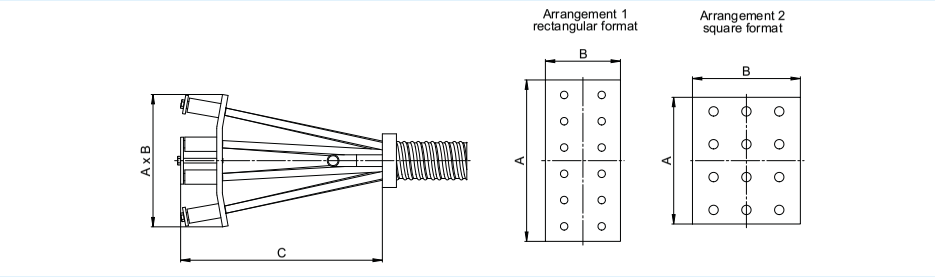
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
DEAD END ANCHORAGE TYPE P





Unit	Arrangement	A	B	C
6-2	1	180	60	280
6-3	1	230	70	330
6-4	1	260	90	430
6-4	2	150	150	380
6-7	1	270	140	430
6-12	1	280	230	430
6-19	1	370	270	630
6-22	1	420	270	730
6-31	1	600	270	980
6-31	2	480	340	780
6-37	1	720	270	1180
6-37	2	560	340	980
6-43	1	800	270	1280
6-43	2	650	340	1080
6-55	1	1000	270	1780
6-55	2	800	340	1280

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing
F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279kN	28 / 35 $fc_{,cyl}$ / $fc_{,cube}$ in MPa

Notes

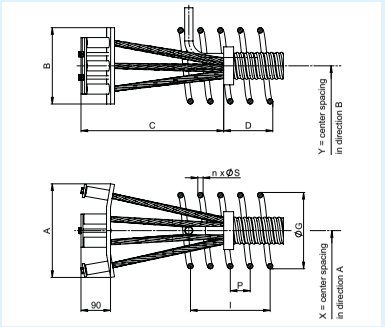
All dimensions in [mm]

System applicable to strands with Ap = 140 mm² or Ap = 150 mm²

System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct

The anchor plate with the compression fittings can be arranged either in rectangular format (Arr. 1) or in square format (Arr. 2)

Multistrand and Slab Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE P (Strand F_{pk}= 260 / 265 / 279 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT f_y= 500 N/mm²



Multistrand Post-Tensioning

	Arrangement 1 Square					Arrangement 2 Rectangular									
Unit	A	B	C	X	Y	A	B	C	X [1]	Y [1]	I	D	ØG	ØS	P	n
6-2	-	-	-	-	-	180	60	280	200	150	-	-	-	-	-	-
6-3	-	-	-	-	-	230	70	330	250	200	-	-	-	-	-	-
6-4	150	150	380	215	215	260	90	430	280	200	-	-	-	-	-	-
6-7	-	-	-	-	-	270	140	430	360	220	300	140	200	16	60	5
6-12	-	-	-	-	-	280	230	430	500	270	300	140	230	16	60	5
6-19	-	-	-	-	-	370	270	630	550	390	300	140	300	16	60	5
6-22	-	-	-	-	-	420	270	730	650	380	300	140	350	16	60	5
6-31	480	340	780	660	530	600	270	980	810	430	360	170	400	20	60	6
6-37	560	340	980	780	530	720	270	1180	960	430	360	170	400	20	60	6

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279kN	28 / 35 $fc_{,cyl}$ / $fc_{,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement f_y= 500N/mm²

1) X/Y = Center spacing of anchorage. Minimum edge distance: X/2 resp Y/2 + concrete cover

Detailing of minimum clearance to edge shall be according to corresponding stressing anchorage

Slab Post-Tensioning

	Arrangement 1 Square					Arrangement 2 Rectangular									
Unit	A	B	C	X	Y	A	B	C	X 260/265 [1]	X 279 [1]	I	D	ØG	ØS	P	n
6-2	-	-	-	-	-	180	70	280	210	240	-	-	-	-	-	-
6-3	-	-	-	-	-	230	80	330	270	310	-	-	-	-	-	-
6-4	-	-	-	-	-	260	100	430	320	360	-	-	-	-	-	-
6-5	-	-	-	-	-	310	110	430	350	400	-	-	-	-	-	-

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279kN	20 / 25 $fc_{,cyl}$ / $fc_{,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

Notes

All dimension in [mm]

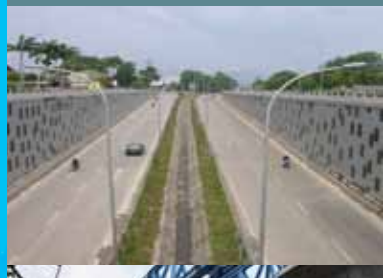
Min. yield strength for local zone reinforcement f_y= 500N/mm²

1) X= center spacing of anchorage depending on nom. strand breaking load. Minimum edge distance: X/2 + concrete cover

General zone reinforcement (secondary prism) not shown. In slabs there is always need to reinforce vertical secondary prism.

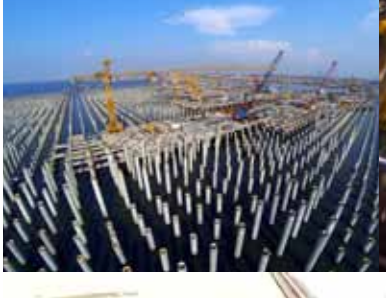
WIKA BETON

Innovation and Trust



BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



WIKA KOBE

WIKA KRAKATAU BETON

WIKA CLT

PT CITRA LAUTAN TEDUH

LLOYD'S REGISTER QUALITY ASSURANCE ISO9001 UKAS QUALITY MANAGEMENT 001

PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

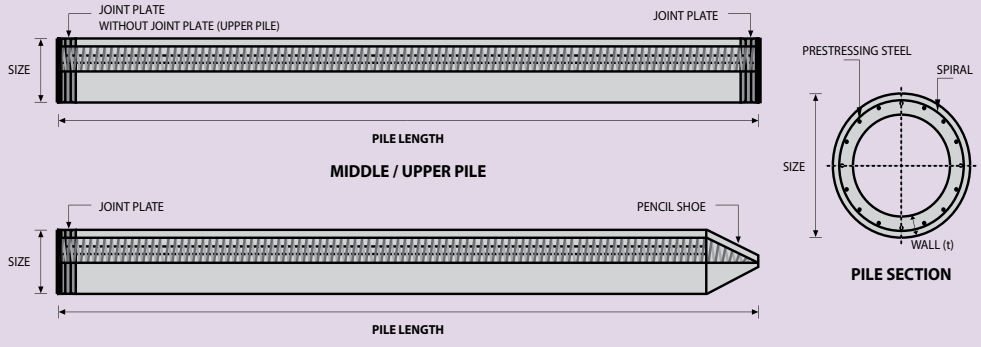
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL **SPECIFICATION**

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



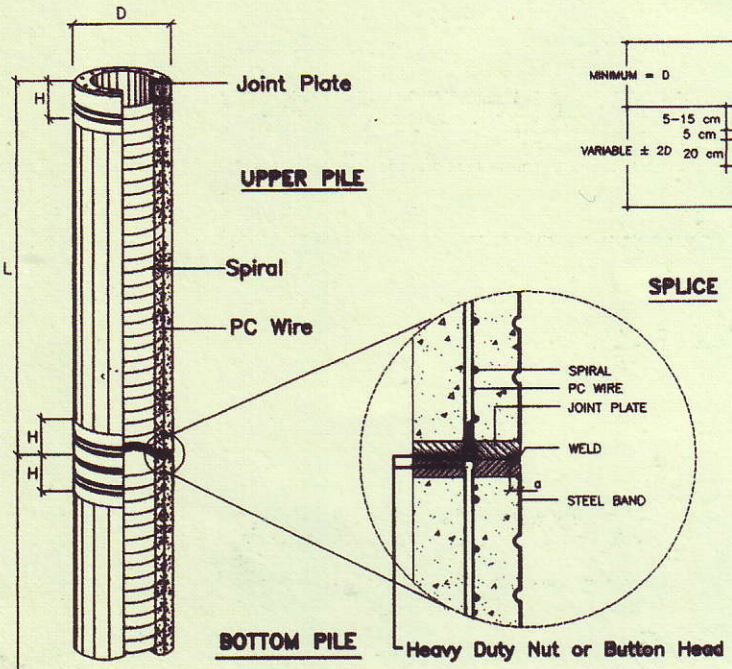
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

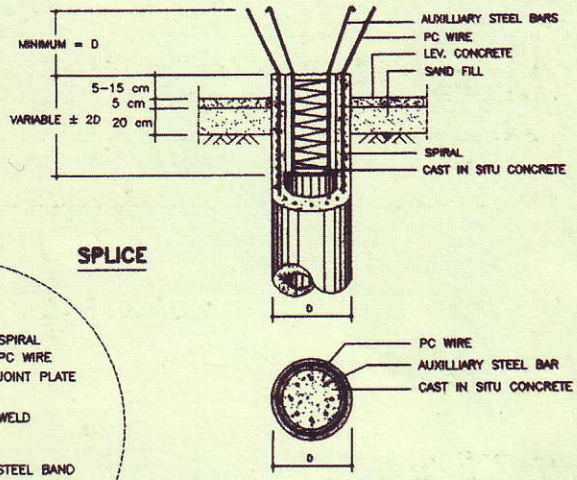
Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

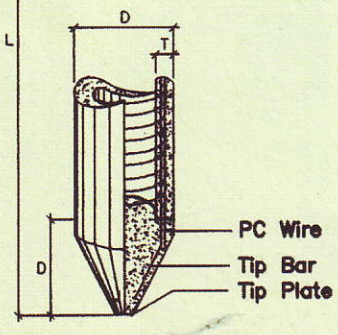
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

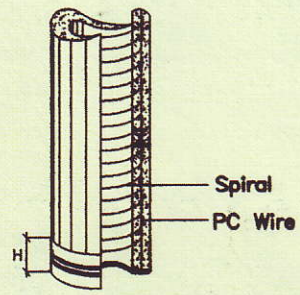
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)*
***) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*
****) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe*









Mamira Pile Shoe
(Special design)

D (mm)	T (mm)	H (mm)	Thickness of Weld a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

BIODATA PENULIS

Penulis memiliki nama lengkap Made Sidharta Purnama Putra, lahir di Amlapura pada tanggal 12 Mei 1998 yang merupakan putra kedua dari pasangan I Nengah Suarta dan Ni Nyoman Ayu Masmini. Sebelumnya penulis telah mengenyam pendidikan di SD Negeri 4 Padangkerta, SMP Negeri 2 Amlapura, dan SMA Negeri 4 Denpasar. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian pada tahun 2016 melalui program sarjana dan terdaftar dengan NRP 03111640000118. Penulis adalah salah satu mahasiswa program sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan mengambil judul tugas akhir **"Desain Modifikasi Struktur Gedung Fakultas Kedokteran Universitas Udayana Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai Atap dan Sistem Ganda"**. Selama dalam masa perkuliahan, penulis aktif dalam bidang organisasi kemahasiswaan. Penulis pernah menjadi Koordinator Pemandu LKMM Pra-TD FTSLK ITS 2019. Di waktu senggang penulis juga senang menghabiskan waktu untuk berolahraga. Penulis dapat dihubungi melalui email sidhartapurnama@gmail.com.