TUGAS AKHIR (RC18-4803)

# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

MUHAMMAD ALI AZMI
NRP. 03111640000038

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.

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

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

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

MUHAMMAD ALI AZMI
NRP. 03111640000038

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.

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

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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan…”*

FINAL PROJECT (RC18-4803)

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE ARUNDAYA APARTMENT BUILDING USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM ON THE 5TH FLOOR AS BALLROOM AND APPLYING PRECAST CONCRETE METHOD**

MUHAMMAD ALI AZMI
NRP. 03111640000038

Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.

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

DEPARTMENT 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 APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

**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:
**MUHAMMAD ALI AZMI**
NRP. 03111640000038

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA. (Pembimbing I)
2. Prof. Dr. Ir. I G P Raka (Pembimbing II)

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

**SURABAYA**
**JULI 2020**

*“Halaman ini sengaja dikosongkan…”*

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK**


| | |
|---|---|
| **Nama Mahasiswa** | **: Muhammad Ali Azmi** |
| **NRP** | **: 03111640000038** |
| **Jurusan** | **: Teknik Sipil FTSPK – ITS** |
| **Dosen Pembimbing** | **: 1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.** |
| | **2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka** |


## ABSTRAK


*Ketersediaan lahan untuk hunian semakin sedikit akibat kebutuhan terhadap hunian yang terus meningkat. Hal ini yang menjadikan hunian vertikal seperti apartemen menjadi salah satu alternatif dari permasalahan tersebut. Pada saat ini sebagian besar masyarakat di kota-kota besar, salah satunya di kota Surabaya sering menggunakan ballroom sebagai tempat penyelenggaraan acara besar, seperti Wedding party, Birthday party, dan acara besar lainnya, karena kapasitasnya yang besar. Maka dari itu, kebutuhan masyarakat akan apartemen yang memiliki banyak fasilitas umum semakin meningkat. Akan tetapi, pembangunan apartemen memiliki masalah terhadap waktu yaitu pembangunannya yang relatif lama. Dengan perkembangan teknologi konstruksi, apartemen dan struktur gedung bertingkat lainnya dapat didirikan dengan waktu yang lebih singkat dan relatif lebih ekonomis dengan menggunakan metode beton pracetak.*

*Struktur bangunan beton merupakan struktur gedung yang paling banyak digunakan karena memiliki sifat yang awet dan minim perawatan. Pada Gedung Apartemen The Arundaya terdapat 3 tower yang masing-masingnya terdiri dari 47 lantai dan 3 lantai basement. Apartemen The Arundaya didirikan dengan struktur utama menggunakan beton bertulang melalui metode cor*

*in-situ. Gedung ini akan direncanakan ulang dimana pada lantai 5 difungsikan sebagai gedung pertemuan atau ballroom untuk penyelenggaraan acara-acara formal. Struktur balok prategang akan digunakan pada lantai 5 agar dapat menahan beban yang ada tanpa adanya kolom di tengah ruangan. Serta menggunakan beton pracetak pada elemen pelat dan balok. Perlu ada perlakuan khusus pada sambungan antar elemen-elemen pracetak agar dapat bersifat monolit.*

*Pada perhitungan struktur gedung ini mengacu pada Standar Perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung SNI 1726:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung SNI 2847:2019, Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain SNI 1727:2013, Peraturan pembebanan indonesia untuk bangunan gedung PPIUG 1983. Dalam menganalisis struktur dan desain bangunan penulis menggunakan ETABS sebagai program bantu. Pada tugas akhir ini akan membahas perancangan struktur gedung Apartemen Arundaya Surabaya, sehingga akan menghasilkan perencanaan yang berisikan spesifikasi dan gambar yang sesuai dengan perencanaan struktur yang mengacu pada peraturan dan standarisasi yang berlaku.*

***Kata Kunci: Balok Prategang, Beton Pracetak, Gempa, Monolit, Sambungan.***

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE ARUNDAYA APARTMENT BUILDING USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM ON THE 5TH FLOOR AS BALLROOM AND APPLYING PRECAST CONCRETE METHOD**


**Name : Muhammad Ali Azmi**
**NRP : 03111640000038**
**Department : Civil Engineering – FTSPK ITS**
**Supervisor : 1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.**
**2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka**


## ABSTRACT


*The availability of land for housing is decreasing due to the increasing need for housing. This makes vertical residence such as apartments one alternative to the problem. At this time most people in big cities, often uses ballrooms as a venue for large events, such as Wedding parties, Birthday parties, and other large events, because of their large capacity. Therefore, the community's need for apartments with many public facilities is increasing. However, the construction of apartments has a problem which is the construction time is relatively long. With the development of construction technology, apartments and other multi-storey building structures can be built in a shorter and relatively more economical time using the precast concrete method.*

*Concrete building structure is the most widely used building structure because it has the properties of a durable and minimal maintenance. In The Arundaya Apartment Building there are 3 towers, each consisting of 47 floors and 3 basement floors. The Arundaya Apartment was built using reinforced concrete through the in-situ cast method. This building will be re-planned where on the 5th floor functioned as a meeting hall or ballroom for organizing formal events. The prestressed beam structure will be used on the 5th floor in order to be able to withstand the existing load without a column in the middle of the room. And using precast*

*concrete on slab and beam elements. There needs to be special treatment in the connection between precast elements so that they can be monolithic.*

*In the calculation of this building structure refers to the earthquake resistance planning standards for building structures SNI 1726:2019, structural concrete requirements for buildings SNI 2847:2019, minimum load for building design and other structures SNI 1727:2013, Indonesian loading regulations for buildings PPIUG 1983. In order to get the structural analysis and design of the building, the writer uses ETABS as the engineering software. In this final project will discuss the design of the Surabaya Arundaya Apartment building structure, so that it will produce a plan that contains specifications and drawings in accordance with the structural planning that refers to the applicable regulations and standardization.*

***Keywords: Precast concrete, Pre-stressed beam, Earthquake, Monolith, Connection.***

# KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Arundaya Menggunakan Sistem Balok Pratekan pada Lantai 5 sebagai *Ballroom* dan Menggunakan Metode Beton Pracetak" ini dengan baik dan tepat waktu. Pada kesempatan kali ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini dalam bentuk bimbingan juga dukungan moril yang diberikan kepada Penulis. Ucapan tersebut dikhususkan kepada:

1. Orang tua serta saudara dan keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS.
2. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA. selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Seluruh dosen pengajar di Departemen Teknik Sipil yang telah mengajar dan membimbing selama masa perkuliahan.
5. Freaky Reborn yang terdiri dari Beryl, Salman, Wong, Idoz, Kydut, Bayu, dan Giris yang telah memberikan warna baru dalam dunia perkuliahan.
6. Diaz, Avi, Shalva, Beryl, Naufal, Ajeng, Vira, Fida, dan Lulu yang selalu memberikan perhatian dan semangat tiada henti.
7. Nazhif, Ihza, Farras, Ipank, dan Eja yang tetap menjaga saya untuk berada di jalan yang benar.

8. Rekan – rekan BPH HMS 2018/2019 yang selalu bercanda tetapi memberi pembelajaran yang luar biasa.
9. HMS Cakrawala yang telah memberikan pembelajaran yang tidak akan bisa didapatkan di tempat lain.
10. Rekan – rekan S-59 serta semua pihak yang telah memberikan bantuan dalam proses 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 demi laporan ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, 30 Juli 2020

Penulis

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN ..... v
ABSTRAK ..... vii
ABSTRACT ..... ix
KATA PENGANTAR ..... xi
DAFTAR ISI ..... xiii
DAFTAR GAMBAR ..... xix
DAFTAR TABEL ..... xxvii
BAB I PENDAHULUAN ..... 1
1.1. Latar Belakang ..... 1
1.2. Perumusan Masalah ..... 5
1.2.1. Permasalahan Utama ..... 5
1.2.2. Detail Permasalahan ..... 5
1.3. Tujuan ..... 6
1.3.1. Umum ..... 6
1.3.2. Khusus ..... 6
1.4. Batasan Masalah ..... 6
1.5. Manfaat Penulisan ..... 7
BAB II TINJAUAN PUSTAKA ..... 9
2.1. Umum ..... 9
2.2. Sistem Struktur ..... 9
2.2.1. Daktilitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Nominal 9
2.2.2. Konsep *Strong Column Weak Beam* ..... 10
2.3. Sistem Beton Pratekan ..... 10
2.4. Desain Balok Prategang ..... 10
2.5. Tahap Pembebanan Prategang ..... 11
2.5.1. Tahap Awal ..... 11
2.5.2. Tahap Antara (Intermediate) ..... 12
2.5.3. Tahap Akhir ..... 12

2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat ..... 14
2.7. Sistem Monolit pada Balok Prategang ..... 17
2.8. Beton Pracetak ..... 18
2.9. Elemen Struktur Beton Pracetak ..... 20
2.9.1. Pelat Pracetak ..... 20
2.9.2. Balok Pracetak ..... 21
2.10. Sambungan Beton Pracetak ..... 23
2.10.1. Sambungan Kering dengan Menggunakan Baut ..... 23
2.10.2. Sambungan Kering dengan Menggunakan Las ..... 24
2.10.3. Sambungan Basah dengan Cor di Tempat ..... 25
2.11. Pondasi ..... 25
2.11.1. Tiang Pancang ..... 29

BAB III METODOLOGI ..... 31
3.1. Umum ..... 31
3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir ..... 31
3.3. Pengumpulan Data ..... 33
3.4. Studi Literatur ..... 34
3.5. Preliminary Design ..... 34
3.5.1. Preliminary Design Struktur Utama Non Prategang ..... 34
3.5.2. Preliminary Design Struktur Prategang ..... 35
3.6. Perencanaan Struktur Sekunder ..... 36
3.6.1. Perencanaan Pelat ..... 36
3.6.2. Perhitungan Balok Anak ..... 40
3.7. Pembebanan ..... 41
3.7.1. Beban Mati ..... 41
3.7.2. Beban Hidup ..... 41
3.7.3. Beban Gempa ..... 41
3.7.4. Kombinasi Pembebanan ..... 46
3.8. Analisa Struktur ..... 46
3.8.1. Kontrol Permodelan Struktur ..... 46
3.9. Perencanaan Struktur ..... 49
3.9.1. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang ..... 49
3.9.2. Perencanaan Struktur Utama Prategang ..... 51
3.10. Pengangkuran ..... 63

3.11. Sistem Hubungan Balok Kolom ..... 64
3.11.1. Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit ..... 64
3.12. Perencanaan Sambungan ..... 66
3.12.1. Perencanaan Sambungan pada Balok-Kolom..... 67
3.12.2. Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak ..... 68
3.12.3. Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Pelat 69
3.13. Design Bangunan Bawah ..... 70
3.13.1. Perencanaan Basement..... 70
3.13.2. Perencanaan Pondasi..... 70
3.14. Gambar Output..... 73

BAB IV PEMBAHASAN..... 75
4.1. Preliminary Design ..... 75
4.1.1. Umum ..... 75
4.1.2. Data Perencanaan..... 75
4.1.3. Pembebanan..... 76
4.1.4. Perencanaan Balok..... 76
4.1.5. Perencanaan Tebal Pelat ..... 79
4.1.6. Perencanaan Kolom ..... 88
4.1.7. Perencanaan Tebal Dinding Geser dan Basement ..... 95
4.2. Perencanaan Struktur Sekunder ..... 96
4.2.1. Umum ..... 96
4.2.2. Perencanaan Tangga ..... 96
4.2.3. Perencanaan Struktur Pelat ..... 110
4.2.4. Perencanaan Balok Anak ..... 133
4.3. Pembebanan dan Analisis Struktur ..... 153
4.3.1. Umum ..... 153
4.3.2. Permodelan Struktur ..... 153
4.3.3. Pembebanan Gravitasi..... 154
4.3.4. Pembebanan Gempa Dinamis ..... 159
4.4. Perencanaan Struktur Utama Pratekan..... 173
4.4.1. Umum ..... 173
4.4.2. Data Perencanaan Beton Pratekan..... 173
4.4.3. Mencari Lebar Efektif..... 175

4.4.4. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton ..... 175
4.4.5. Perhitungan Pembebanan ..... 177
4.4.6. Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang ..... 177
4.4.7. Penentuan Tendon yang Digunakan ..... 184
4.4.8. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang ..... 185
4.4.9. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan ..... 190
4.4.10. Kontrol Lendutan ..... 194
4.4.11. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak ..... 196
4.4.12. Kontrol Momen Nominal Setelah adanya Tulangan ..... 203
4.4.13. Kontrol Momen Retak ..... 206
4.4.14. Daerah Limit Tendon ..... 208
4.4.15. Pengangkuran Ujung ..... 209
4.4.16. Metode Pelaksanaan ..... 211
4.5. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang ..... 212
4.5.1. Perencanaan Struktur Balok Induk ..... 212
4.5.2. Perencanaan Struktur Kolom ..... 247
4.5.3. Perencanaan Struktur Dinding Geser ..... 261
4.6. Perencanaan Sambungan ..... 275
4.6.1. Umum ..... 275
4.6.2. Konsep Desain Sambungan ..... 276
4.6.3. Perencanaan Konsol pada Elemen Pracetak ..... 277
4.6.4. Perencanaan Sambungan Balok-Kolom ..... 283
4.6.5. Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak ..... 291
4.6.6. Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok ..... 297
4.6.7. Perencanaan Sambungan Tangga dengan Balok / Shearwall ..... 298
4.7. Perencanaan Struktur Bawah ..... 303
4.7.1. Umum ..... 303
4.7.2. Beban Struktur ..... 303
4.7.3. Spesifikasi Tiang Pancang ..... 306
4.7.4. Data Tanah ..... 307
4.7.5. Daya Dukung ..... 307
4.7.6. Perencanaan Poer (*Pile Cap)* ..... 323

4.7.7. Perencanaan Basement ..... 341
4.7.8. Perencanaan Sloof ..... 350
4.8. Metode Pelaksanaan Konstruksi ..... 355
4.8.1. Umum ..... 355
4.8.2. Fabrikasi Beton Pracetak ..... 356
4.8.3. Pengangkatan dan Penempatan Crane ..... 356
4.8.4. Transportasi Elemen Beton Pracetak ..... 357
4.8.5. Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak ..... 357

BAB V PENUTUP ..... 361
5.1. Kesimpulan ..... 361
5.2. Saran ..... 364

DAFTAR PUSTAKA ..... 365

LAMPIRAN ..... 367

*"Halaman ini sengaja dikosongkan…"*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Perspektif Gedung Apartemen Arundaya ..... 2
Gambar 2. 1 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi..... 14
Gambar 2. 2 (a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom terkekang (Jepit). (b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya..... 15
Gambar 2. 3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom ..... 16
Gambar 2. 4 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) (Fintel dan Ghosh, 1978)..... 17
Gambar 2. 5 Efek dari Reaksi Horizontal..... 18
Gambar 2. 6 Solid Core Slab..... 20
Gambar 2. 7 Hollow Core Slab ..... 20
Gambar 2. 8 Double Tee Slab ..... 21
Gambar 2. 9 *Retangular Beam* ..... 22
Gambar 2. 10 *L-Shaped Beam*..... 22
Gambar 2. 11 *Inverted Tee Beam* ..... 22
Gambar 2. 12 Sambungan Menggunakan Baut ..... 24
Gambar 2. 13 Sambungan Menggunakan Las ..... 24
Gambar 2. 14 Sambungan Balok-Kolom dengan Cor di Tempat 25
Gambar 2. 15 *Wall Footing*..... 26
Gambar 2. 16 *Single column footing* ..... 26
Gambar 2. 17 *Combined footing*..... 27
Gambar 2. 18 *Raft Foundation*..... 28
Gambar 2. 19 *Pile Cap*..... 28
Gambar 2. 20 Pondasi Tiang ..... 29
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir ..... 32
Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur ..... 39

Gambar 3. 3 $S_s$, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ($MCE_R$) ..... 42
Gambar 3. 4 $S_1$, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ($MCE_R$) ..... 43
Gambar 3. 5 Penentuan Simpangan antar Lantai ..... 49
Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel ..... 63
Gambar 3. 7 Bagan Hubungan Balok Kolom ..... 64
Gambar 3. 8 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit ..... 65
Gambar 3. 9 Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit ..... 66
Gambar 3. 10 Sambungan balok dengan kolom ..... 67
Gambar 3. 11 Parameter geometri konsol pendek ..... 68
Gambar 3. 12 Sambungan balok induk dengan balok anak ..... 69
Gambar 3. 13 Sambungan balok induk dengan pelat ..... 70
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-4 ..... 77
Gambar 4. 2 Variasi Pelat pada Gedung Apartemen Arundaya .. 80
Gambar 4. 3 Ilustrasi ..... 82
Gambar 4. 4 Denah Pelat Tipe 550 x 350 cm ..... 83
Gambar 4. 5 Area yang membebani kolom (pembebanan 1-5) ... 89
Gambar 4. 6 Denah Lantai 1 ..... 97
Gambar 4. 7 Desain Perencanaan Tangga ..... 98
Gambar 4. 8 Detail Perencanaan Tangga ..... 99
Gambar 4. 9 Beban Hidup dan Mati pada Tangga ..... 101
Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga ..... 105
Gambar 4. 11 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga ..... 105
Gambar 4. 12 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga ..... 105
Gambar 4. 13 Desain Tulangan Pelat Tangga ..... 109
Gambar 4. 14 Desain Tulangan Pelat Bordes ..... 109
Gambar 4. 15 Penulangan Pelat Tangga dan Pelat Bordes ..... 110
Gambar 4. 16 Denah pelat yang ditinjau ..... 112
Gambar 4. 17 Pelat yang ditinjau ..... 113
Gambar 4. 18 Pelat yang ditinjau ..... 115
Gambar 4. 19 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat) ..... 122
Gambar 4. 20 Pelat yang ditinjau ..... 123
Gambar 4. 21 Titik Angkat Pelat dan Momen yang Terjadi ..... 129

Gambar 4. 22 Dimensi pelat sebelum pengangkatan ..... 130
Gambar 4. 23 *Jenka PSA Short Insert* ..... 132
Gambar 4. 24 Profil Kait *JL* ..... 132
Gambar 4. 25 *Jenka Lifter* ..... 132
Gambar 4. 26 Balok Anak yang ditinjau ..... 134
Gambar 4. 27 Distribusi beban pada balok anak ..... 134
Gambar 4. 28 Pembebanan BA1 Sebelum Komposit ..... 135
Gambar 4. 29 Pembebanan BA 1 Setelah Komposit ..... 135
Gambar 4. 30 Skema penulangan balok anak setelah komposit 141
Gambar 4. 31 Skema penulangan balok anak sebelum komposit ..... 145
Gambar 4. 32 Titik Angkat Balok Anak ..... 147
Gambar 4. 33 Letak Titik Pengangkatan ..... 148
Gambar 4. 34 *Jenka PSA Short Inserts* ..... 151
Gambar 4. 35 Kait *JL* ..... 151
Gambar 4. 36 Potongan Balok Anak (BA 1) (a) Tumpuan dan (b) Lapangan ..... 152
Gambar 4. 37 Potongan pada titik lapangan ..... 152
Gambar 4. 38 Permodelan Apartemen Arundaya dengan ETABS ..... 153
Gambar 4. 39 Grafik Spektrum Respons Desain ..... 162
Gambar 4. 40 Elevasi Tiap Lantai untuk Menghitung Batas Simpangan Gedung ..... 170
Gambar 4. 41 Potongan Melintang Balok Prategang pada Tengah Bentang ..... 178
Gambar 4. 42 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer ..... 181
Gambar 4. 43 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer ..... 182
Gambar 4. 44 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Saat Kondisi Service ..... 183
Gambar 4. 45 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Service ..... 184
Gambar 4. 46 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Akibat Beban Layan ..... 191

Gambar 4. 47 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban layan ..... 192
Gambar 4. 48 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E ..... 193
Gambar 4. 49 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E..... 194
Gambar 4. 50 Daerah Limit Balok Pratekan..... 209
Gambar 4. 51 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gravitasi (D+L)..... 213
Gambar 4. 52 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gempa (Arah X)..... 213
Gambar 4. 53 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gempa (Arah Y)..... 214
Gambar 4. 54 Gaya-gaya dalam (N, D) BI 1 akibat Beban Kombinasi ..... 214
Gambar 4. 55 Gaya dalam Momen BI 1 akibat Beban Kombinasi pada Daerah Tumpuan..... 214
Gambar 4. 56 Gaya dalam Momen BI 1 akibat Beban Kombinasi pada Daerah Lapangan ..... 215
Gambar 4. 57 Balok BI 1 (50x70) sebagai tinjauan contoh perhitungan..... 216
Gambar 4. 58 Dimensi Balok BI 1 ..... 216
Gambar 4. 59 Diagram block tegangan dan regangan beton pada balok induk sisi tumpuan..... 220
Gambar 4. 60 Kontrol Balok T..... 221
Gambar 4. 61 Penulangan Lentur Balok BI 1..... 224
Gambar 4. 62 Penulangan Lentur Balok BI 2..... 224
Gambar 4. 63 Penulangan Lentur Balok BI 3..... 225
Gambar 4. 64 Penulangan Geser Balok BI 1 ..... 229
Gambar 4. 65 Penulangan Geser Balok BI 2 ..... 230
Gambar 4. 66 Penulangan Geser Balok BI 3 ..... 230
Gambar 4. 67 Skema Gaya Dalam Torsi Balok BI 1..... 230
Gambar 4. 68 Skema Penulangan Balok BI 1 dengan tambahan Tulangan Torsi ..... 233
Gambar 4. 69 Tinjauan Balok Induk BI 1 sebelum Komposit .. 235

Gambar 4. 70 Distribusi Beban pada Balok Induk ..... 235
Gambar 4. 71 Pembebanan BI 1 sebelum Komposit ..... 236
Gambar 4. 72 Penulangan Balok Induk BI 1 sebelum Komposit ..... 238
Gambar 4. 73 Penulangan Balok Induk BI 2 sebelum Komposit ..... 239
Gambar 4. 74 Penulangan Balok Induk BI 3 sebelum Komposit ..... 239
Gambar 4. 75 Titik Angkat Balok Induk ..... 240
Gambar 4. 76 Titik Angkat Balok Induk BI 1 ..... 241
Gambar 4. 77 *Jenka PSA Short Inserts* ..... 243
Gambar 4. 78 Kait *JL* ..... 243
Gambar 4. 79 Kolom yang ditinjau ..... 248
Gambar 4. 80 Skema gaya-gaya dalam (N, D, M) maksimum Kolom K4 ..... 249
Gambar 4. 81 Diagram Interaksi P-M arah X ..... 251
Gambar 4. 82 Diagram Interaksi P-M arah Y ..... 251
Gambar 4. 83 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column ..... 252
Gambar 4. 84 Diagram P-M Kolom arah X dengan fs = 1,25fy 254
Gambar 4. 85 Diagram P-M Kolom arah Y dengan fs = 1,25fy 254
Gambar 4. 86 Output SpColumn (setelah Mpr) ..... 254
Gambar 4. 87 Ilustrasi Arah Momen Nominal ..... 256
Gambar 4. 88 Denah Shearwall ..... 261
Gambar 4. 89 Diagram Geser Shearwall (SW 1) Arah X ..... 263
Gambar 4. 90 Diagram Geser Shearwall (SW 1) Arah Y ..... 263
Gambar 4. 91 Diagram Momen Shearwall (SW 1) Arah X ..... 264
Gambar 4. 92 Diagram Momen Shearwall (SW 1) Arah Y ..... 264
Gambar 4. 93 Ilustrasi Pendekatan Berbasis Tegangan ..... 268
Gambar 4. 94 Ilustrasi Pendekatan Berbasis Perpindahan ..... 270
Gambar 4. 95 Diagram P-M Shearwall (SW 1) Arah X ..... 273
Gambar 4. 96 Diagram P-M Shearwall (SW 1) Arah Y ..... 273
Gambar 4. 97 Detail Penulangan SW 1 ..... 275
Gambar 4. 98 Detail Penulangan SW 2 dan SW 3 ..... 275
Gambar 4. 99 Detail Sambungan Balok – Kolom ..... 277
Gambar 4. 100 Detail Sambungan Balok-Balok ..... 277

Gambar 4. 101 Potongan Melintang dan Geometrik Konsol Pendek ..... 278
Gambar 4. 102 Detail Konsol Pendek pada Kolom ..... 282
Gambar 4. 103 Spesifikasi *Standard Coupler* (SM) *Modix Rebar* ..... 284
Gambar 4. 104 Spesifikasi *Position Coupler* (PM) *Modix Rebar* ..... 285
Gambar 4. 105 Contoh Penamaan Kode Produk *Modix Rebar Coupler* dari *Peikko Group* ..... 286
Gambar 4. 106 Detail Sambungan Balok Induk-Kolom *Single Sided Connection* ..... 288
Gambar 4. 107 Detail Sambungan Balok Induk-Kolom *Double Sided Connection* ..... 290
Gambar 4. 108 Contoh Pemasangan *BECO Beam Shoe* ..... 291
Gambar 4. 109 Sambungan Kuat Balok ..... 292
Gambar 4. 110 Dimensi *BECO Beam Shoe* ..... 293
Gambar 4. 111 Dimensi *COPRA Anchor* ..... 294
Gambar 4. 112 Contoh Kode Produk *Single Sided Connection* 295
Gambar 4. 113 Contoh Kode Produk *Double Sided Connection* ..... 295
Gambar 4. 114 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok Induk (BI 1 – BA1) *Single Sided Connection* ..... 296
Gambar 4. 115 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok Induk (BA1 – BI 1 – BA1) *Double Sided Connection* ..... 297
Gambar 4. 116 Detail panjang penyaluran pelat ..... 298
Gambar 4. 117 Detail Sambungan Tangga ..... 302
Gambar 4. 118 Denah Pondasi ..... 304
Gambar 4. 119 Pembagian segmen tiang pancang ..... 309
Gambar 4. 120 Grafik Daya Dukung Tanah terhadap Kedalaman ..... 310
Gambar 4. 121 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1 ..... 311
Gambar 4. 122 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 2 ..... 312
Gambar 4. 123 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3 ..... 312
Gambar 4. 124 Grup tiang pancang Tipe 1 ..... 316
Gambar 4. 125 Diagram Gaya Lateral Tiang ..... 318

Gambar 4. 126 Grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* ..... 319
Gambar 4. 127 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* ..... 320
Gambar 4. 128 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* ..... 321
Gambar 4. 129 Tampak Atas Pile Cap Tipe 1 ..... 324
Gambar 4. 130 Ilustrasi Daerah Geser Pons pada Pondasi tipe 1 ..... 325
Gambar 4. 131 Ilustrasi Gaya *Punching Load* ..... 325
Gambar 4. 132 Ilustrasi pembebanan kolom selain bentuk persegi ..... 326
Gambar 4. 133 Area kritis geser pons dua arah Pondasi Tipe 1 327
Gambar 4. 134 Area kritis geser pons dua arah Pondasi Tipe 2 328
Gambar 4. 135 Area kritis geser pons dua arah Pondasi Tipe 3 329
Gambar 4. 136 Area kritis akibat 1 tiang pancang ..... 329
Gambar 4. 137 Permodelan 3D Pilecap Tipe 1 ..... 331
Gambar 4. 138 M11 (a) dan M22 (b) pada Pilecap Tipe 1 ..... 331
Gambar 4. 139 Permodelan Pilecap Tipe 2 ..... 335
Gambar 4. 140 M11 (a) dan M22 (b) pada Pilecap Tipe 2 ..... 336
Gambar 4. 141 Permodelan Pilecap Tipe 3 ..... 336
Gambar 4. 142 M11 pada Pilecap Tipe 3 ..... 337
Gambar 4. 143 M22 pada Pilecap Tipe 3 ..... 337
Gambar 4. 144 Penulangan Pilecap Tipe 1 ..... 338
Gambar 4. 145 Penulangan Pilecap Tipe 2 ..... 339
Gambar 4. 146 Penulangan Pilecap Tipe 3 ..... 340
Gambar 4. 147 Diagram Tegangan pada Dinding *Basement* .... 342
Gambar 4. 148 Detail Penulangan Dinding *Basement* ..... 345
Gambar 4. 149 Denah Pelat Basement ..... 346
Gambar 4. 150 Pelat Basement (PB 1) yang ditinjau ..... 346
Gambar 4. 151 Denah Sloof ..... 351
Gambar 4. 152 Luasan tributary sloof yang ditinjau ..... 351
Gambar 4. 153 Diagram Interaksi P-M Sloof ..... 353
Gambar 4. 154 Ilustrasi Penulangan Lentur Sloof ..... 354
Gambar 4. 155 Potongan Sloof ..... 355

Gambar 4. 156 Pemasangan Balok Induk.....358
Gambar 4. 157 Detail sambungan Kolom – Balok Induk.....359
Gambar 4. 158 Detail Sambungan Balok Induk – Balok Anak 359
Gambar 4. 159 Detail Penyambungan Beam Shoe.....359
Gambar 4. 160 Pengecoran Topping .....360

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior ..... 36
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk ..... 78
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak ..... 79
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang ..... 79
Tabel 4. 4 Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung ..... 81
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Preliminary Desai Pelat Lantai ..... 87
Tabel 4. 6 Beban yang Diterima Kolom Lantai 16-20 ..... 91
Tabel 4. 7 Beban yang Diterima Kolom Lantai 11-15 ..... 92
Tabel 4. 8 Beban yang Diterima Kolom Lantai 6-10 ..... 93
Tabel 4. 9 Beban yang Diterima Kolom Lantai Basement - 5 .... 94
Tabel 4. 10 Data Perencanaan Tangga ..... 100
Tabel 4. 11 Pembebanan pada Tangga ..... 102
Tabel 4. 12 Gaya Dalam Tangga Kombinasi 1,2D + 1,6L ..... 106
Tabel 4. 13 Rekapitulasi Tulangan Tangga ..... 110
Tabel 4. 14 Perhitungan Momen Pelat Sesudah Overtopping... 119
Tabel 4. 15 Data Perencanaan Pelat Sesudah Overtopping ..... 120
Tabel 4. 16 Perhitungan Tulangan Pelat Sesudah Overtopping 121
Tabel 4. 17 Perhitungan Momen Pelat Sebelum Overtopping .. 126
Tabel 4. 18 Data Perencanaan Pelat Sebelum Overtopping ..... 127
Tabel 4. 19 Perhitungan Tulangan Pelat Sebelum Overtopping 128
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Tulangan Pelat ..... 132
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak ..... 152
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Pembebanan ..... 155
Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pada ETABS ..... 159
Tabel 4. 24 Kontrol Pembebanan Gravitasi ..... 159
Tabel 4. 25 Parameter Respon *Spectral* dan Percepatan *Spectral* Desain ..... 160
Tabel 4. 26 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respons Spektrum ..... 161
Tabel 4. 27 Koefisian Batas Atas Perioda ..... 163
Tabel 4. 28 Modal Periode dan Frekuensi ..... 164
Tabel 4. 29 Berat Efektif Struktur ..... 165

Tabel 4. 30 Gaya Geser Dasar Hasil Analisis Ragam ..... 166
Tabel 4. 31 Gaya Geser Dinamik Setelah Faktor Skala ..... 166
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Gaya Geser Statik-Dinamik Setelah Koreksi Faktor Skala ..... 167
Tabel 4. 33 Modal Partispasi Massa ..... 167
Tabel 4. 34 Kontrol *Dual System* ..... 168
Tabel 4. 35 Batas Simpangan Gedung ..... 169
Tabel 4. 36 Simpangan Lantai Akibat Gempa Arah X ..... 171
Tabel 4. 37 Simpangan Lantai Akibat Gempa Arah Y ..... 172
Tabel 4. 38 Kekuatan Tekan Beton pada Berbagai Umur ..... 174
Tabel 4. 39 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer ..... 184
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service ..... 184
Tabel 4. 41 Tendon yang Digunakan ..... 185
Tabel 4. 42 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang ... 190
Tabel 4. 43 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan ..... 194
Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang ..... 202
Tabel 4. 45 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit .. 222
Tabel 4. 46 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit (Lanjutan) ..... 223
Tabel 4. 47 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit (Lanjutan) ..... 223
Tabel 4. 48 Perhitungan $M_{pr}$ Balok Induk ..... 226
Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Torsi Longitudinal ..... 233
Tabel 4. 50 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit ..... 238
Tabel 4. 51 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit (Lanjutan) ..... 238
Tabel 4. 52 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk ..... 243
Tabel 4. 53 Data Perencanaan Kolom ..... 248
Tabel 4. 54 Kontrol Dimensi Kolom ..... 250
Tabel 4. 55 Beban Aksial dan Momen Maksimum Arah X ..... 250

Tabel 4. 56 Beban Aksial dan Momen Maksimum Arah Y ..... 250
Tabel 4. 57 Penulangan Longitudinal Kolom ..... 252
Tabel 4. 58 Kontrol Rasio Tulangan..... 252
Tabel 4. 59 Kontrol Kapasitas Beban Aksial ..... 253
Tabel 4. 60 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser ..... 255
Tabel 4. 61 Kontrol *Strong Column Weak Beam* Arah X ..... 256
Tabel 4. 62 Kontrol *Strong Column Weak Beam* Arah Y ..... 256
Tabel 4. 63 Perhitungan Tulangan Geser pada Sendi Plastis .... 258
Tabel 4. 64 Perhitungan Tulangan Geser diluar Sendi Plastis .. 258
Tabel 4. 65 Kontrol Kebutuhan Torsi ..... 259
Tabel 4. 66 Rekapitulasi Perencanaan Struktur Kolom ..... 260
Tabel 4. 67 Data Perencanaan Shearwall..... 262
Tabel 4. 68 Gaya-gaya dalam pada shearwall ..... 262
Tabel 4. 69 Kontrol Penampang terhadap Gaya Geser ..... 265
Tabel 4. 70 Rekapitulasi Titik Berat dan Inersia ..... 268
Tabel 4. 71 Kontrol Komponen Batas Arah X ..... 269
Tabel 4. 72 Kontrol Komponen Batas Arah Y ..... 269
Tabel 4. 73 Kontrol Pendekatan Perpindahan Arah X ..... 271
Tabel 4. 74 Kontrol Pendekatan Perpindahan Arah Y ..... 271
Tabel 4. 75 Panjang Elemen Batas ..... 272
Tabel 4. 76 Kontrol Tulangan Longitudinal Arah X ..... 274
Tabel 4. 77 Kontrol Tulangan Longitudinal Arah Y ..... 274
Tabel 4. 78 Rekapitulasi Penulangan Shearwall ..... 274
Tabel 4. 79 Rekapitulasi Perencanaan Konsol Pendek ..... 282
Tabel 4. 80 Rekapitulasi Perencanaan Konsol Pendek (Lanjutan) ..... 283
Tabel 4. 81 Spesifikasi *BECO Beam Shoe* ..... 292
Tabel 4. 82 Beban pada Pondasi Tipe 1 ..... 304
Tabel 4. 83 Beban pada Pondasi Tipe 2 ..... 305
Tabel 4. 84 Beban pada Pondasi Tipe 3 ..... 305
Tabel 4. 85 Spesifikasi Tiang Pancang WIKA ..... 306
Tabel 4. 86 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 1 ..... 314
Tabel 4. 87 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 2 ..... 314
Tabel 4. 88 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 3 ..... 315
Tabel 4. 89 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1..... 317

Tabel 4. 90 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2.....317
Tabel 4. 91 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3.....318
Tabel 4. 92 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 1 .....322
Tabel 4. 93 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 2 .....322
Tabel 4. 94 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 3 .....323
Tabel 4. 95 Kontrol Geser dan Tegangan 2 Arah Akibat Kolom .....328
Tabel 4. 96 Kontrol Geser dan Tegangan 2 Arah Akibat Tiang Pancang.....330
Tabel 4. 97 Rekapitulasi Penulangan Pilecap .....335
Tabel 4. 98 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basement.....350
Tabel 5. 1 Dimensi Struktur Sekunder.....361
Tabel 5. 2 Dimensi Struktur Primer.....362
Tabel 5. 3 Dimensi Struktur Bawah .....362

# BAB I
# PENDAHULUAN

## 1.1. Latar Belakang

Kawasan metropolitan sebagai kawasan perkotaan yang terdiri atas sebuah kawasan perkotaan yang berdiri sendiri atau kawasan perkotaan inti dengan kawasan perkotaan di sekitarnya yang saling memiliki keterkaitan fungsional yang dihubungkan dengan sistem jaringan prasarana wilayah yang terintegrasi dengan jumlah penduduk secara keseluruhan sekurang-kurangnya 1.000.000 (satu juta) jiwa (Undang-Undang No. 17 tahun 2006). Menurut data pada Badan Pusat Statistik, jumlah penduduk Kota Surabaya adalah 2,87 juta jiwa pada tahun 2018. Dengan kondisi tersebut, maka Surabaya bisa disebut sebagai salah satu Kota Metropolitan di Indonesia. Dengan banyaknya penduduk tersebut, menuntut permbangunan akan prasarana seperti gedung tinggi (*high rise building*) yang semakin cepat. Hal tersebut membutuhkan teknologi konstruksi yang membutuhkan waktu pembangunan yang relatif cepat tanpa mengorbankan mutu dan kualitas beton.

Beton pracetak terdiri dari beton (campuran semen, air, agregat dan *admixture*) yang dicetak menjadi bentuk tertentu di lokasi yang berbeda dari lokasi layannya (PCI, 2004). Sebenarnya beton pracetak tidak berbeda dengan beton biasa, hanya metode pabrikasinya yang menjadikan beton pracetak ini berbeda. Beton pracetak adalah sebuah metode konstruksi dimana proses pembuatan beton dilakukan dengan cara dicetak terlebih dahulu di sebuah pabrik menjadi panel-panel yang nantinya akan dirakit.

Alasan penggunaan beton pracetak ini dianggap lebih ekonomis antara lain : mengurangi biaya pemakaian bekisting, mereduksi biaya upah pekerja karena jumlah pekerja relatif lebih sedikit, mereduksi durasi pelaksanaan proyek sehingga overhead yang dikeluarkan menjadi lebih kecil (Ervianto, 2006). Karena proses pengecorannya di tempat khusus (bengkel pabrikasi), maka mutunya dapat terjaga dengan baik. Dengan

manfaat yang ada, beton pracetak dianggap solusi yang tepat terhadap tuntutan akan konstruksi yang efisien dan ekonomis. Namun di lain sisi, penerapan sistem pracetak akan lebih efektif dan efisien bila diterapkan pada pekerjaan yang sifatnya berulang dan massal (Tjahjono & Purnomo, 2004).

Gedung Apartemen The Arundaya di Surabaya merupakan sebuah gedung yang difungsikan sebagai hunian vertikal dan terdiri atas tiga tower, yaitu tower A, tower B, dan tower C yang masing-masing memiliki total 51 lantai. Dimana terdapat 3 lantai *basement*, 1 lantai semi *basement*, 4 lantai podium, dan 43 lantai hunian. Apartemen The Arundaya memiliki tinggi total bangunan 160 m. Dengan rencana tampak gedung seperti pada **Gambar 1.1**.

Gambar 1. 1 Perspektif Gedung Apartemen Arundaya
Sumber: PT. Inti Solusi Cemerlang

Dalam pelaksanaannya, gedung ini dibangun dengan menggunakan metode cor *in situ*. Penggunaan cor *in situ* pada sebuah proyek konstruksi sering kali mengakibatkan hasil konstruksi yang kurang rapih dan kurang presisi. Terlebih, metode cor *in situ* juga memerlukan waktu yang relatif lama. Seperti yang disampaikan sebelumnya, suatu pekerjaan konstruksi memiliki tuntutan untuk dapat diselesaikan dengan waktu yang cepat dengan

hasil yang tetap rapih dan juga presisi. Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dalam hal ini memiliki ruang untuk dikembangkan dari sisi metode pelaksanaan konstruksinya. Atas dasar tersebut, penulis akan merencanakan ulang gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dengan menggunakan metode beton pracetak.

Apartemen The Arundaya merupakah bangunan hunian vertikal yang multifungsi. Selain berisi hunian tempat tinggal terdapat banyak fasilitas umum penunjang seperti kolam renang, ruko perbelanjaan, *gymnasium*, *community lounge*, dan *café*. Pada saat ini sebagian besar masyarakat di kota-kota besar, salah satunya di kota Surabaya sering menggunakan *ballroom* sebagai tempat penyelenggaraan acara besar, seperti *Wedding party*, *Birthday party*, dan acara besar lainnya, masyarakat memilih menggunaan *ballroom* karena kapasitasnya yang besar.

Dalam sistem beton bertulang, beban eksternal menyebabkan Tarik di serat bawah beton yang berdampak pada retakan. Pada penampang retak, momen yang bekerja dilawan dengan tekanan pada beton dan tarikan pada tulangan baja. Walaupun tulangan baja menyediakan kuat tarik bagi beton yang retak, hal itu tidak mencegah retakan dan kehilangan kekakuan akibat retak. Lebar retakan berbanding lurus dengan regangan dan diperkuat dengan tegangan dalam tulangan. Tegangan baja harus dibatasi untuk mencegah melebarnya retakan. Besarnya tegangan baja menyebabkan besarnya defleksi (Gilbert & Mickleborough, 1990). Oleh karena itu, suatu struktur balok pada sistem ini memiliki bentang tertentu untuk mencegah lendutan besar yang melampaui batas akibat momen lentur. Struktur yang menopang balok dan membaginya menjadi beberapa bentang adalah kolom. Hal ini menyebabkan suatu ruangan luas yang memerlukan bentang panjang memiliki banyak kolom ditengahnya. Ditinjau dari fungsinya, ruang *ballroom* merupakan suatu ruangan yang dapat menampung banyak orang. Kolom-kolom ditengah ruangan dapat mengganggu kenyamanan karena mengurangi estetika dan fungsi ruangan. Oleh karena itu, dibutuhkan suatu struktur agar

balok - balok bentang panjang memiliki kekuatan yang dapat menahan beban tanpa ditopang oleh kolom tengahnya.

Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi, yaitu beton dan baja, dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Kemampuan beton dalam menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Sehingga, beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin & Burns, 1981). Selain itu, kelebihan beton prategang dibanding beton bertulang adalah (Marshall, 2000):

1. Prategang cenderung menetralisir tegangan tarik dan tekanan yang disebabkan oleh beban sehingga retakan dapat dihilangkan dan sebagai hasilnya seluruh bagian beton menjadi aktif dan menahan beban. Mekanisme ini jauh lebih efektif daripada beton bertulang dimana bagian yang tidak retak di zona tekan saja yang dapat menahan beban.
2. Deformasi yang disebabkan oleh prategang berfungsi untuk mengimbangi deformasi akibat beban.
3. Beton prategang membutuhkan material dan penampang yang lebih kecil daripada beton bertulang karena seluruh bagian dari material berkekuatan tinggi ini dapat dimanfaatkan secara efisien dan efektif untuk menahan beban.
4. Struktur yang lebih kecil dapat menghemat biaya dalam hal penanganan dan transportasi.
5. Menciptakan struktur yang lebih estetik.
6. Rentang yang lebih panjang dimungkinkan karena pengurangan berat penampang.
7. Metode konstruksi inovatif difasilitasi.

Maka dari itu, bangunan ini akan direncanakan ulang dengan menggunakan sistem beton pratekan atau prategang guna untuk memaksimalkan kebutuhan dan fungsi ruang yang cukup

besar tanpa menggunakan kolom yang banyak. Serta penggunaan metode beton pracetak pada pembangunan komponen pelat dan balok. Dalam perencanaan ulang gedung Apartemen Arundaya (Tower A), penulis akan mengubah jumlah lantai. Jumlah lantai akan diperkecil menjadi 20 lantai.

## 1.2. Perumusan Masalah

### 1.2.1. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan ulang struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dengan menggunakan sistem Balok Pratekan dan menggunakan metode Beton Pracetak?

### 1.2.2. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* untuk struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A)?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A)?
3. Bagaimana melakukan analisa permodelan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS?
4. Bagaimana merencanakan balok beton pratekan yang menenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan sambungan antar elemen beton pracetak agar tahan gempa?
6. Bagaimana merancang pondasi dari struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah di lapangan?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) ke dalam gambar teknik yang sesuai standar?

## 1.3. Tujuan

### 1.3.1. Umum

Tujuan utama perencanaan gedung hotel Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) adalah agar mampu merencanakan dan menetapkan metode beton pracetak dalam pembangunan komponen balok dan pelat, serta memodifikasi lantai 5 dengan menggunakan balok pratekan untuk dipergunakan sebagai *ballroom* sesuai dengan peraturan standard yang berlaku.

### 1.3.2. Khusus

1. Menentukan *preliminary design* untuk struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A).
2. Menghitung pembebanan dalam perencanaan ulang struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A).
3. Melakukan analisa permodelan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS.
4. Merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur.
5. Menentukan metode sambungan dari elemen-elemen pracetak yang tahan gempa.
6. Merancang pondasi dari struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah di lapangan.
7. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) ke dalam gambar teknik yang sesuai standar.

## 1.4. Batasan Masalah

Agar penulisan tugas akhir ini tidak terjadi penyimpangan dalam pembahasan masalah, maka perlu adanya batasan masalah sebagai berikut:

1. Perencanaan elemen struktur pracetak hanya pada pelat dan balok.
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.

3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS/SAP2000.
4. Perencanaan tidak meninjau dari segi produksi beton pracetak, segi analisis anggaran biaya dan manajemen konstruksi, dan tidak memperhitungkan *electrical* dan *plumbing*.
5. Perencanaan *basement* dan pondasi.

## 1.5. Manfaat Penulisan

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk mendapatkan alternatif desain pada pembangunan Gedung Apartemen Arundaya (Tower A) dengan menggunakan metode beton pracetak dan metode beton pratekan serta untuk dapat menjadi acuan bagi para pembaca tentang pembangunan dengan metode beton pracetak dan metode beton pratekan.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan…”*

# BAB II
# TINJAUAN PUSTAKA

## 2.1. Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan bangunan Gedung Apartemen Arundaya (Tower A). Dalam perencanaannya perlu ada tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton prategang serta menggunakan metode beton pracetak.

## 2.2. Sistem Struktur

Suatu bangunan gedung diharuskan memiliki sistem struktur yang sesuai dengan faktor daya tahan terhadap gempa. Berikut adalah pembagian sistem struktur menurut wilayah gempanya (Rudiatmoko, Restu, Budiwati, & Made, 2012)

- Wilayah gempa 1 dan 2 (resiko gempa rendah). Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
- Wilayah gempa 3 dan 4 (resiko gempa sedang).Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
- Wilayah gempa 5 dan 6 (resiko gempa tinggi). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

### 2.2.1. Daktilitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Nominal

Daktail adalah kemampuan deformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Sedangkan struktur daktail adalah kemampuan struktur mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil

mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri, walau berada dalam kondisi keruntuhan. (Tavio & Kusuma, 2009)

### 2.2.2. Konsep *Strong Column Weak Beam*

Dalam Konsep *Strong Column Weak Beam*, elemen balok direncanakan lebih lemah dibanding dengan elemen kolom, sehingga apabila terjadi pembebanan yang berlebihan, maka elemen balok akan mengalami proses leleh terlebih dahulu daripada elemen kolom. Melelehnya tulangan pada suatu sistem balok bertulang dapat menyebabkan kegagalan struktur.

## 2.3. Sistem Beton Pratekan

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (Abeles, Bardhah, & Turner, 1976). Tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak.

## 2.4. Desain Balok Prategang

Desain Struktur beton pratekan 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 prasyaratan 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 pratekan. (Adewuye & Franklin, 2011).

Tiga kondisi batas layan yang paling umum adalah pemeriksaan pada baja tarikan pratekan dan tegangan tekan beton, kontrol retak dan deformasi. Rasio bentang dan besar prategang mengatur parameter untuk kontrol deformasi. Kebanyakan standar desain memberlakukan balok beton pratekan 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 pratekan. 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 dibawah kemampuan yang dapat menyebabkan deformasi tendon yang tidak elastis. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya pratekan eksentrik. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

## 2.5. Tahap Pembebanan Prategang

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani.

### 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.

- 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.
- Pada saat diberi Gaya Prategang

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

- 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.

- Desentring dan Penarikan Kembali

  Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang ditempat, 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 diangkat ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen-komponen 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 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.

- Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

  Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur 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.
- 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.
- Beban Retak

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

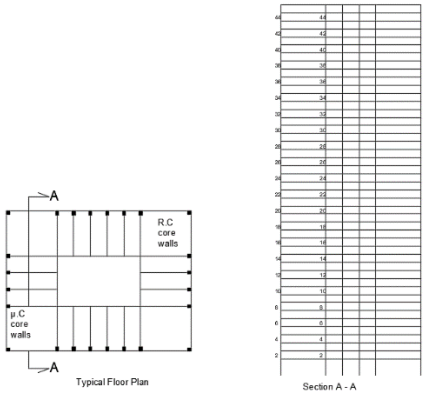
Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari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

## 2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

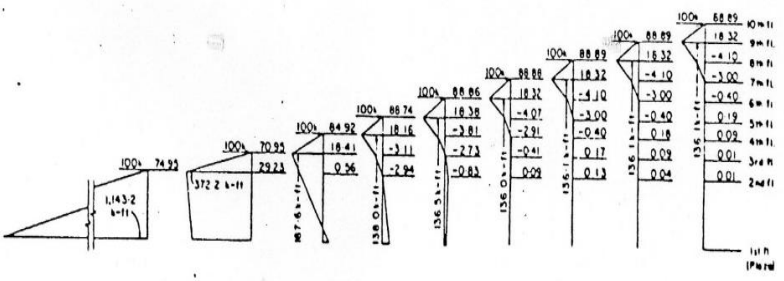
Balok pasca tarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K. Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada **Gambar 2.1.**

Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pasca tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas pasca tarik.

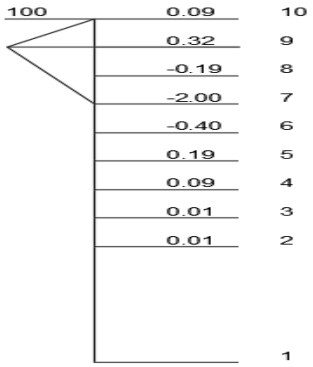
Pada analisis awal didapat, efek dari *post tension* pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat dibawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari *post tens*ion pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada **Gambar 2.2.**




Gambar 2. 1 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi
Sumber: Fintel & Ghosh (1987)



(a)

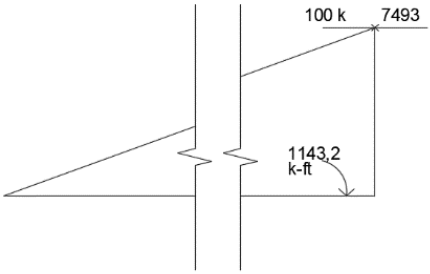



(b)

Gambar 2. 2 (a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom terkekang (Jepit). (b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya
Sumber: Fintel & Ghosh (1987)

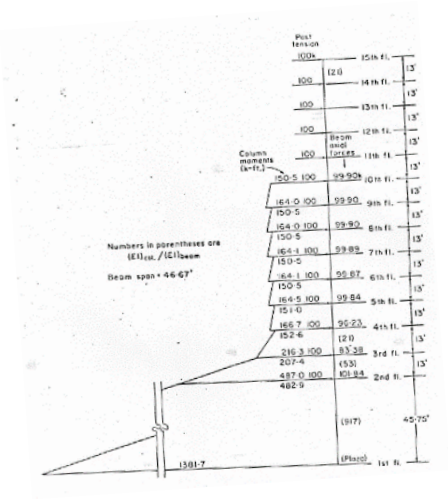
Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak ditarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai

dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (**Gambar 2.3)**. jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relatif dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.




Gambar 2. 3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom
Sumber: Fintel dan Ghosh (1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat dari **Gambar 2.4** dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel dan Ghosh, 1978)

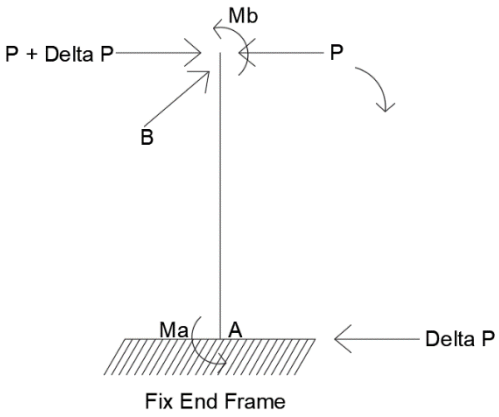



Gambar 2. 4 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)
(Fintel dan Ghosh, 1978)

## 2.7. Sistem Monolit pada Balok Prategang

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi (As') pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

Dampak prategang terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.




Gambar 2. 5 Efek dari Reaksi Horizontal
Sumber: Abeles, Bardhah dan Turner (1976)

Pada **Gambar 2.5** dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya P+ΔP, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. ΔP untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h} \quad (2.1)$$

## 2.8. Beton Pracetak

Pembuatan struktur beton bertulang dengan sistem pabrikasi dikenal dengan sistem pracetak. Menurut SNI 2847:2019, beton pracetak didefinisikan sebagai elemen struktur yang dicetak di tempat lain dari posisi akhirnya dalam struktur. Dalam perhitungannya, beton pracetak tidak memiliki perbedaan dengan beton konvensional pada umumnya.

Secara garis besar, keunggulan daripada beton pracetak adalah sebagai berikut:

1. Durasi proyek mejadi lebih singkat dibandingkan dengan beton konvensional. (Ervianto, 2006) (Yadav & Shah, 2013)
2. Kontinuitas proses konstruksi dapat terjaga. (Ervianto, 2006)
3. Produksi massal menghasilkan ketepatan dimensi yang lebih akurat. (Ervianto, 2006)
4. Mengurangi kebisingan pada lingkungan proyek. (Ervianto, 2006)
5. Pelaksanaan konstruksi hampir tidak terpengaruh oleh cuaca. (Ervianto, 2006)
6. Kebutuhan akan scaffolding dan bekisting secara signifikan berkurang. (Yadav & Shah, 2013)
7. Quality Kontrol lebih mudah karena fabrikasi di lakukan di lingkungan pabrik. (Yadav & Shah, 2013)
8. Mengurangi keborosan. (Yadav & Shah, 2013)

Sedangkan kelemahan daripada beton pracetak dapat dijabarkan sebagai berikut:

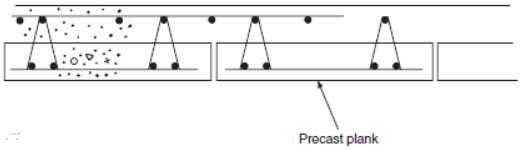
1. Dibutuhkan proses transportasi yang memadai karena beton pracetak difabrikasi di luar proyek. (Ervianto, 2006)
2. Membutuhkan kecermatan pada menentukan jenis sambungan agar perilaku struktur dapat menyerupai beton konvensional. (Ervianto, 2006)
3. Dibutuhkan perhatian khusus dalam mengangkat, memindahkan, maupun mengereksi. (Yadav & Shah, 2013)
4. Korosi dapat terjadi pada sambungan antar elemen pracetak. (Yadav & Shah, 2013)
5. Elemen *precast* dengan ukuran yang besar membutuhkan crane yang memadai. (Yadav & Shah, 2013)
6. Bangunan dengan ukuran yang besar dengan elemen pracetak yang berulang dapat terlihat monoton. (Yadav & Shah, 2013)

## 2.9. Elemen Struktur Beton Pracetak

### 2.9.1. Pelat Pracetak

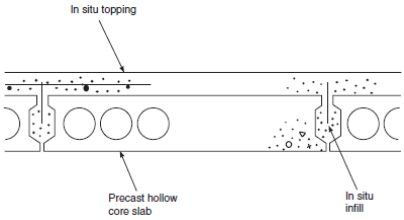
Pada elemen pelat pracetak, terdapat beberapa opsi pelat pracetak yang umum diproduksi dan dapat digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain:

1. Pelat Pracetak Tanpa Lubang (*Solid Flat Slab*). Merupakan pelat pracetak yang umum digunakan dengan karakteristik tanpa lubang pada bagian tengahnya. Pelat ini dapat berupa pratekan atau beton bertulang pada umumnya dengan ketebalan dan lebar bervariasi. Penampang *solid flat slab* diilustrasikan pada **Gambar 2.6.**



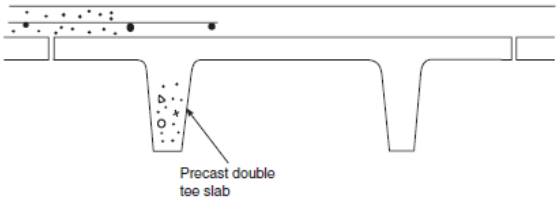

Gambar 2. 6 *Solid Core Slab*
Sumber: Elliot (2002)

2. Pelat Pracetak Berlubang (*Hollow Core Slab*). Merupakan salah satu jenis pelat *precast* dengan karakteristik lubang-lubang pada bagian tengahnya yang diameternya dibatasi sampai 75 mm dari tebal pelat total. Penampang *Hollow Core Slab* diilustrasikan pada **Gambar 2.7.** (Elliot, 2002).




Gambar 2. 7 *Hollow Core Slab*
Sumber: Elliot (2002)

3. *Double Tee Slab*. Merupakan pelat modifikasi daripada *Hollow Core Slab* dengan karakteristik membentuk dua kaki vertikal yang membentuk dua profil T. Kelebihan dari opsi pelat ini adalah bentang yang lebih panjang dengan massa yang lebih kecil jika dibandingkan dengan HCS. Penampang *Double Tee Slab* diilustrasikan pada **Gambar 2.8.** (Elliot, 2002).




Gambar 2. 8 *Double Tee Slab*
Sumber: Elliot (2002)

### 2.9.2. Balok Pracetak

Balok merupakan batang horizontal yang membentang dari satu kolom ke kolom yang lain dan umumnya menahan lentur dan geser dari beban pelat dan berat sendiri. Balok pratekan dapat diproduksi dengan penampang dan bentang yang bermacam-macam. Hal yang paling menentukan penampang balok adalah sistem yang digunakan, seperti sistem sambungan antara balok dengan pelat lantai dan sistem sambungan antara balok dan kolom (Ervianto, 2006). Untuk balok pracetak, terdapat beberapa opsi balok yang umum digunakan, yaitu:

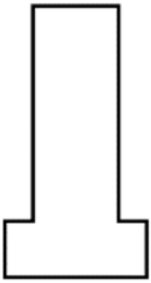
1. Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam).* Balok berpenampang persegi diilustrasikan pada **Gambar 2.9.**

Gambar 2. 9 *Retangular Beam*

2. Balok berpenampang L (*L-Shaped Beam)*. Balok berpenampang L diilustrasikan pada **Gambar 2.10.**

Gambar 2. 10 *L-Shaped Beam*

3. Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam)*. Balok berpenampang T terbalik diilustrasikan pada **Gambar 2.11.**



Gambar 2. 11 *Inverted Tee Beam*

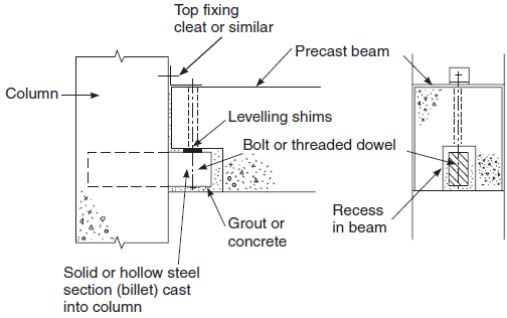
## 2.10. Sambungan Beton Pracetak

Elemen yang berperan sangat penting dalam desain konstruksi bangunan tahan gempa ialah sambungan. Keruntuhan bangunan akibat gempa terjadi pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit sehingga lemah dalam menahan beban gempa. Agar bangunan memiliki performa yang baik saat menerima beban gempa, maka harus dipenuhi syarat sambungan balok kolom. Sambungan balok – kolom menempati fungsi yang sangat kritis, karena mekanisme respon struktur terhadap beban terjadi pada penyaluran gaya-gaya dari balok ke kolom-kolom bangunan (Indrayana, 2013).

Secara umum, ada dua jenis sambungan yang biasa digunakan dalam sistem beton pracetak, yaitu sambungan kering (*dry connection*) dan sambungan basah (*wet connection*) (Ervianto, 2006). Untuk sambungan kering dapat digunakan sambungan dengan baut maupun sambungan dengan las. Sementara untuk sambungan basah merupakan sambungan dengan cor langsung di tempat.

### 2.10.1. Sambungan Kering dengan Menggunakan Baut

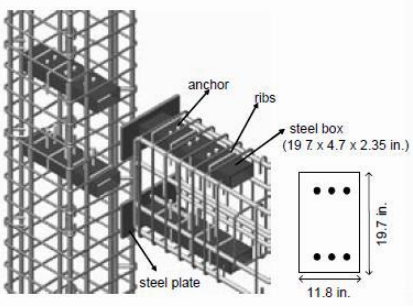
Metode penyambungan jenis ini dilakukan dengan memberikan pelat baja pada ujung-ujung kedua elemen beton pracetak yang akan disambung. Pelat baja tersebut ditanam masuk pada daerah tulangan dan dicor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Pelat baja dari kedua komponen tersebut disatukan menggunakan alat sambung berupa baut dengan kuat tarik tinggi. Untuk menghindari terjadinya korosi pada pelat baja, setelah proses penyambungan selesai dilakukan maka pelat baja tersebut ditutup dengan adukan semen beton. Sambungan menggunakan baut diilustrasikan pada **Gambar 2.12.** (Ervianto, 2006).




Gambar 2. 12 Sambungan Menggunakan Baut

### 2.10.2. Sambungan Kering dengan Menggunakan Las

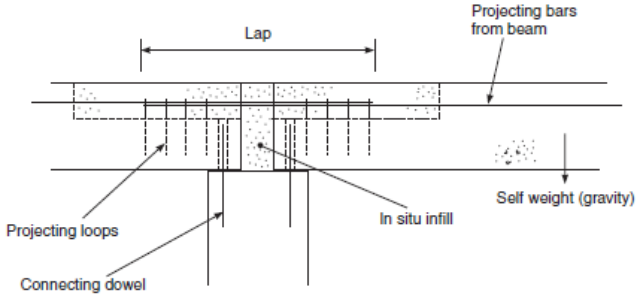
Alat sambung jenis ini menggunakan pelat baja (pelat sisip) yang ditanam masuk pada daerah tulangan dan ditempatkan pada ujung-ujung beton yang akan disatukan, kemudian di cor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Fungsi dari pelat baja ini adalah untuk meneruskan gaya-gaya sehingga pelat baja ini harus benar-benar menyatu dengan material betonnya (Ervianto, 2006). Untuk menyatukan antar pelat sisip dari beton yang akan disambung digunakan pelat baja (pelat sambung) yang dilas ke pelat sisip. Setelah dilas, pelat disambung tersebut kemudian ditutup dengan menggunakan adukan beton. Hal ini dilakukan untuk melindungi pelat penyambung tersebut dari korosi yang membahayakan kekuatan sambungan. Sambungan menggunakan baut diilustrasikan pada **Gambar 2.13.**




Gambar 2. 13 Sambungan Menggunakan Las

### 2.10.3. Sambungan Basah dengan Cor di Tempat

Metode penyambungan jenis ini menggunakan tulangan biasa sebagai penyambung antar komponen beton pracetak. Komponen beton pracetak yang sudah berada di tempatnya akan dicor bagian ujungnya untuk menyambungkan komponen satu dengan yang lain. Sambungan jenis ini lebih sering digunakan dalam pelaksanaan beton pracetak karena menghasilkan struktur yang lebih kaku jika dibanding dengan menggunakan sambungan jenis lain. Selain itu sambungan jenis ini lebih mudah untuk dikerjakan dilapangan. Sambungan cor di tempat diilustrasikan pada **Gambar 2.14.** (Ervianto, 2006).

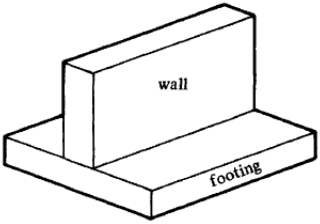



Gambar 2. 14 Sambungan Balok-Kolom dengan Cor di Tempat

## 2.11. Pondasi

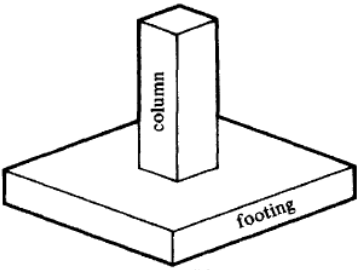
Pondasi adalah bagian struktural yang berfungsi untuk menahan beban kolom dan dinding kemudian meneruskan beban tersebut ke tanah yang ada di bawahnya. Pada umumnya, tegangan yang diizinkan pada tanah di bawah pondasi sebesar beberapa ton per meter persegi sementara tegangan yang dihasilkan oleh kolom dan dinding umumnya lebih sebesar beberapa ratus ton per meter persegi. Dengan demikian, maka diperlukan luasan tanah yang cukup untuk meneruskan beban-beban ini ke tanah. Selain itu, pondasi juga perlu menahan geser dan guling (McCormac & Nelson, 2005). Berikut adalah beberapa jenis tipe daripada pondasi beton bertulang:

1. *Wall footing*. Pondasi ini secara sederhana adalah perpanjangan dan perbesaran dari dasar dinding untuk meneruskan beban sampai ke tanah. Pada umumnya pondasi ini digunakan pada tepi bangunan dan dapat pula digunakan digunakan pada dinding interior. *Wall Footing* diilustrasikan pada **Gambar 2.15.**



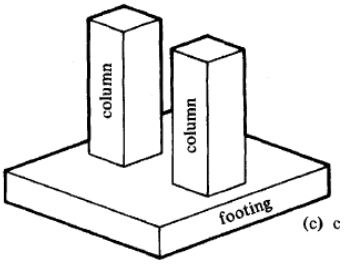

Gambar 2. 15 *Wall Footing*
Sumber: McCormac & Nelson (2005)

2. *Single column footing*. Pondasi ini digunakan untuk meneruskan beban dari sebuah kolom sampai ke tanah. Tipe pondasi *single footing* merupakan pondasi yang paling sering digunakan, khususnya ketika beban yang perlu diteruskan tidak terlalu besar dan jarak antar kolomnya tidak terlalu dekat. *Single column footing* diilustrasikan pada **Gambar 2.16.**



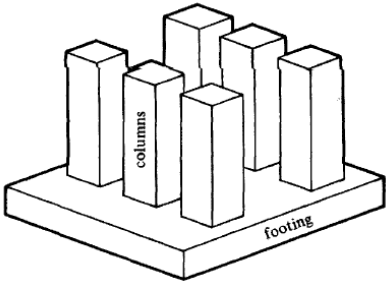

Gambar 2. 16 *Single column footing*
Sumber: McCormac & Nelson (2005)

3. *Combined footing*. Pondasi ini digunakan untuk meneruskan beban dari dua atau lebih kolom sampai ke tanah. Tipe pondasi ini relatif lebih ekonomis apa bila jarak antara kolom tidak terlalu jauh. *Combined footing* diilustrasikan pada **Gambar 2.17.**



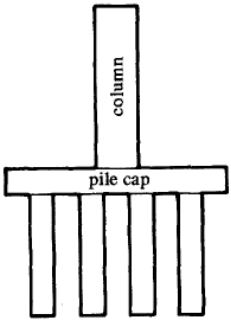

Gambar 2. 17 *Combined footing*
Sumber: McCormac & Nelson (2005)

4. *Raft foundation*. Pondasi adalah pondasi beton bertulang menerus sampai pada suatu luasan yang besar dan berfungsi meneruskan beban dari banyak kolom. Untuk pondasi jenis ini, penggalian cenderung dilakukan dalam skala yang besar. Tujuan dari penggalian ini adalah untuk memindahkan tanah sampai pada berat yang sama dengan bangunan. Setelah ini dilakukan, secara teori tegangan tanah yang dihasilkan setelah bangungan selesai dibangun akan sama dengan sebelum tanah tersebut digali. *Raft foundation* diilustrasikan pada **Gambar 2.18.**




Gambar 2. 18 *Raft Foundation*
Sumber: McCormac & Nelson (2005)

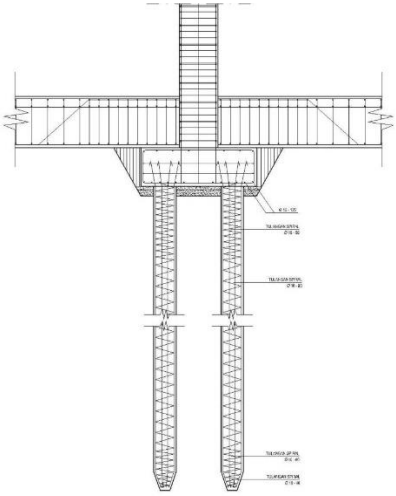
5. *Pile and pilecaps*. Pondasi ini adalah sebuah pondasi beton bertulang yang berfungsi unutk meneruskan beban kepada pancang yang berada di bawahnya. (McCormac & Nelson, 2005) Pondasi ini, bersama dengan pancangnya, umum digunakan apabila tanah yang berapa pada kedalaman yang dangkal tidak cukup kuat untuk menahan beban bangunan sehingga diperlukan untuk meneruskan beban sampai suatu kedalaman dimana tanah sudah cukup kuat. *Pile cap* diilustrasikan pada **Gambar 2.19.**




Gambar 2. 19 *Pile Cap*
Sumber: McCormac & Nelson (2005)

### 2.11.1. Tiang Pancang

Tiang pancang merupakan jenis pondasi yang berbentuk tiang silinder atau tiang kotak dengan panjang sekitar 10 m sampai 30 m. Penggunaan tiang pancang sebagai pondasi dikarenakan daya dukung (*bearing capacity)* yang tidak cukup kuat untuk menahan beban dari struktur di atasnya. Tiang pancang diilustrasikan pada **Gambar 2.20.**



Gambar 2. 20 Pondasi Tiang

*“Halaman ini sengaja dikosongkan…”*

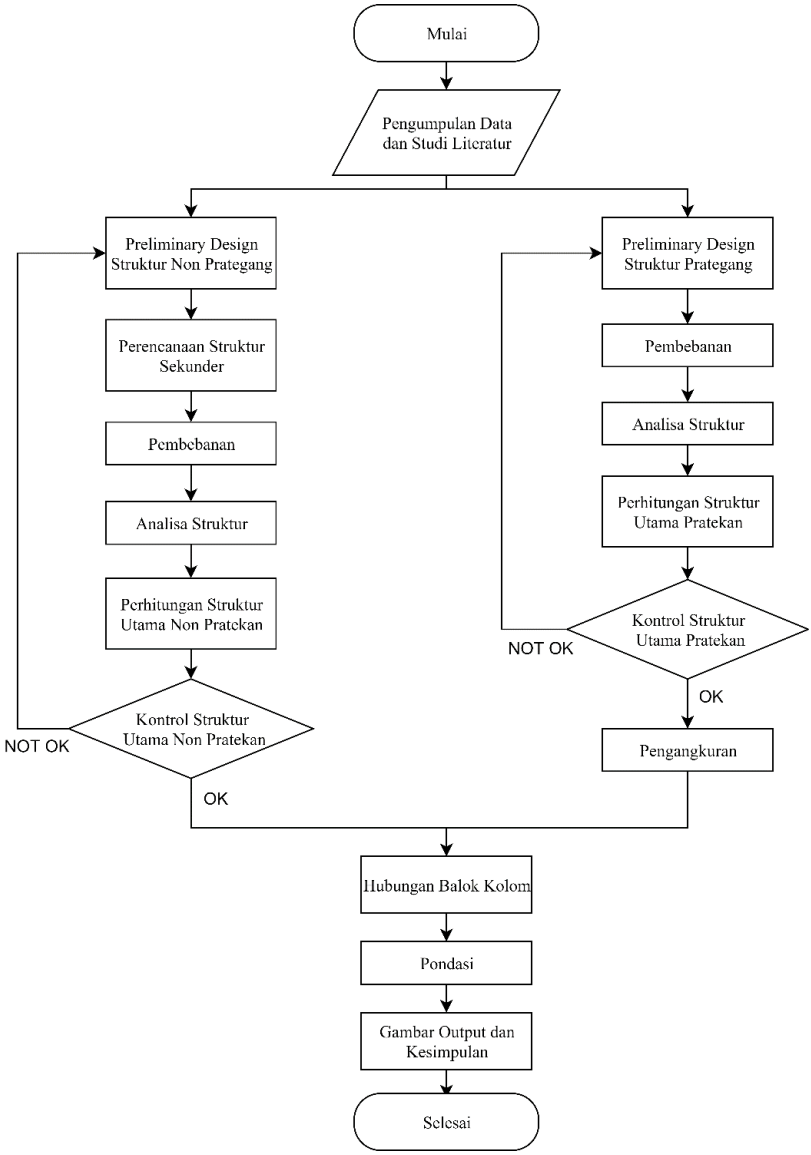
# BAB III
# METODOLOGI

## 3.1. Umum

Dalam penyusunan Tugas Akhir, diperlukan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan. Hal ini bertujuan agar penyusunan tugas akhir ini dapat berjalan dengan baik

## 3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada **Gambar 3.1.**




Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3. Pengumpulan Data

1. Data Umum
   - Nama Gedung : The Arundaya
   - Lokasi : Jl. Ir. Soekarno, Kec. Mulyorejo, Surabaya.
   - Fungsi : Hunian Apartemen
   - Jumlah Lantai : 47 Lantai, 3 *Basement*, dan 1 Semi *Basement*
   - Ketinggian Tiap Lantai

     | | |
     |---|---|
     | *Basement* 1-3 | : 3 m |
     | Semi *Basement* | : 3,5 m |
     | Lantai 1 | : 5 m |
     | Lantai 2 | : 3,5 m |
     | Lantai 3 | : 5 m |
     | Lantai 4 | : 3,5 m |
     | Lantai 5 | : 5 m |
     | Lantai 6-47 | : 3,2 m |

   - Tinggi Bangunan : 160 m
   - Total Luas Area : -
   - Struktur Utama : Struktur Beton Bertulang
2. Data Bahan
   - Kekuatan Tekan Beton : -
   - Tegangan Leleh Baja : -
3. Data Gambar :
   - Gambar Struktur : (Lampiran)
   - Gambar Arsitektur : (Lampiran)

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

1. Data Umum
   - Nama Gedung : The Arundaya

- Lokasi : Jl. Ir. Soekarno, Kec. Mulyorejo, Surabaya.
- Fungsi : Hunian Apartemen
- Jumlah Lantai : 20 Lantai, 1 *Basement*.
- Ketinggian Tiap Lantai
  *Basement* : 3 m
  Lantai 1-5 : 5 m
  Lantai 6-20 : 3,2 m
- Tinggi Bangunan : 73 m
- Total Luas Area : -
- Struktur Utama : Struktur Beton Bertulang, Struktur Beton Pratekan
- Metode : Pelat dan Balok Pracetak

2. Data Bahan
   - Kekuatan Tekan Beton : 35 MPa
   - Tegangan Leleh Baja : 420 MPa
3. Data Gambar
   - Gambar Struktur : (Lampiran)
   - Gambar Arsitektur : (Lampiran)

## 3.4. Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur – literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

## 3.5. *Preliminary Design*

### 3.5.1. *Preliminary Design* Struktur Utama Non Prategang

#### 3.5.1.1. Perencanaan Dimensi Balok Induk

Perencanaan balok induk menggunakan peraturan dari SNI 2847-2019 pasal 9.3.1

a. Tinggi minimum balok

- $h\min = \frac{L}{16}$, (3.1)

  digunakan apabila fy = 420 MPa

- $h \min = \frac{L}{16}\left(0.4 + \frac{fy}{700}\right)$, (3.2)

  digunakan apabila fy ≠ 420 MPa

- $h \min = \frac{L}{16}(1.65 - 0.0003wc) > 1.09$ (3.3)

  digunakan untuk nilai Wc 1440 kg/m$^3$ sampai 1840 kg/m$^3$

b. Lebar minimum

- $b = \frac{2}{3} x\ h$ (3.4)

### 3.5.1.2. Perencanaan Dimensi Kolom

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

$$A = \frac{W}{\phi\ x\ f'c} \quad (3.5)$$

dimana:

A = Luas kolom rencana
W = Beban total terfaktor
f'c = Mutu beton (MPa)
ϕ = 0,65 (faktor reduksi)

### 3.5.2. *Preliminary Design* Struktur Prategang

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847:2019. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan ketentuan sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.2. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok pada persamaan 3.1, 3.2, 3.3, 3.4.

## 3.6. 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:

### 3.6.1. Perencanaan Pelat

#### 3.6.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat

a. Menentukan tebal minimum pelat

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 $\alpha_{fm}$ sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan **Tabel 3.1**

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

| Tegangan leleh, $f_y$ Mpa** | Tanpa penebalan* | | | Dengan penebalan* | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Panel eksterior | | Panel interior | Panel eksterior | | Panel interior |
| | Tanpa balok pinggir | Dengan balok pinggir*** | | Tanpa balok pinggir | Dengan balok pinggir*** | |
| 280 | 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 |

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

*Panel drop drop didefinisikan dalam 13.2.5

** Untuk $f_y$ antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier

*** Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai $\alpha_f$ untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8

(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.1)

2) Untuk $\alpha_{fm}$ lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0.2)} \quad (3.6)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.
(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.2 Persamaan (b))

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

$$h = \frac{ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta} \quad (3.7)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.
(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.2 Persamaan (d))

4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan $\alpha_f$ tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan pada persamaan 3.6 atau 3.7 harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

Dimana:

- $\alpha_{fm}$ adalah nilai rata – rata dari $\alpha_f$ untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E.balok\ x\ I.balok}{E.pelat\ x\ I.pelat} \quad (3.8)$$

dengan :

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.9)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (3.10)$$

$$K = \frac{1+\left(\frac{be}{bw}-1\right)x\left(\frac{hf}{hw}\right)x\left[(4-6\left(\frac{hf}{hw}\right)+4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2+\left(\frac{be}{bw}-1\right)x\left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{be}{bw}-1\right)x\left(\frac{hf}{hw}\right)} \quad (3.11)$$

- β adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ ( pelat 2 arah)} \quad (3.12)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ ( pelat 1 arah)} \quad (3.13)$$

dengan :
Ln = bentang bersih yang lebih panjang
Sn = bentang bersih yang lebih pendek
Ln adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok.

b. Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari konstruksi balok-T harus memenuhi syarat SNI 2847:2019 pasal 6.3.2.1

1) Interior tidak boleh melebihi :

- $be_1 = bw + 8t$ (3.14)
- $be_2 = bw + \frac{1}{2} S$ (3.15)
- $be_3 = bw + \frac{1}{8} Ln$ (3.16)

2) Eksterior tidak boleh melebihi dari :

- $be_1 = bw + 6t$ (3.17)
- $be_2 = bw + \frac{1}{2} S$ (3.18)
- $be_3 = bw + \frac{1}{12} Ln$ (3.19)

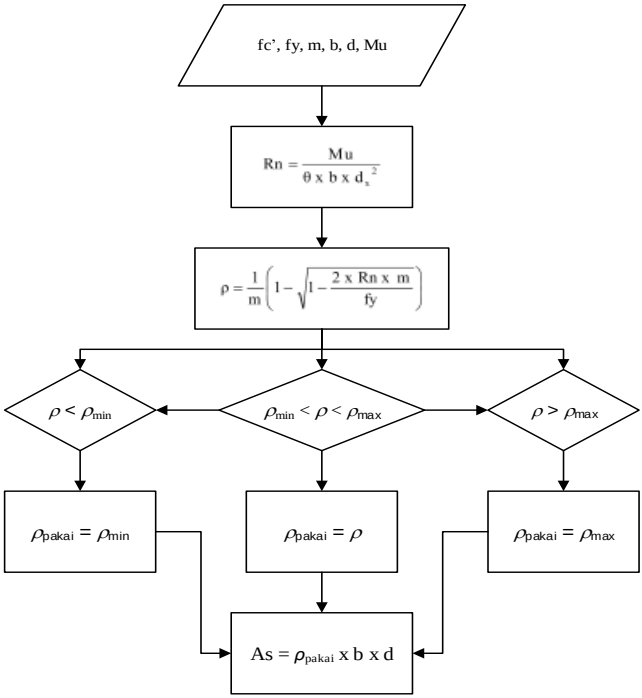
dimana :

be = lebar efektif
Ln = bentang bersih yang lebih panjang
t = tebal slab
S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

### 3.6.1.2. Penulangan Pelat

Perencanaan tulangan pelat terbagi menjadi perhitungan tulangan lentur pelat, perhitungan tulangan geser, dan perhitungan tulangan susut.Diagram alir perhitungan tulangan lentur pelat diilustrasikan pada **Gambar 3.2**

a. Perhitungan Tulangan Lentur Pelat




Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

Batasan pada *spacing* tulangan yaitu:

- *Critical Sections*
  Nilai *spacing* tulangan pada *critical sections* diambil dengan nilai yang terkecil dari:
  $S \leq 450$ mm
  $S \leq 2h$
- *Other Sections*
  Nilai *spacing* tulangan pada *sections* lainnya diambil dengan nilai yang terkecil dari:
  $S \leq 450$ mm
  $S \leq 3h$

b. Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2. luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

1) ρmin pada pelat yang menggunakan batang tulangan ulir dengan tegangan leleh kurang dari 420 MPa adalah 0,0020
2) ρmin pada pelat yang menggunakan batang tulangan ulir dengan tegangan leleh sama atau lebih dari 420 MPa adalah $0{,}0018(\frac{420}{fy})$

### 3.6.2. Perhitungan Balok Anak

Balok anak menerima beban dari pelat yang dihitung sebagai beban ekivalen beban trapesium dan segitiga. Beban ekivalen ini akan digunakan untuk mendapatkan gaya dalam pada balok anak lalu digunakan untuk menentukan tulangan lentur dan geser pada balok anak (perhitungan tulangan longitudinal dan geser seperti perhitungan pada balok induk).

## 3.7. Pembebanan

Penggunanaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di PPIUG-1983 serta 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, ternasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

### 3.7.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013 Pasal 4.1)

### 3.7.3. Beban Gempa

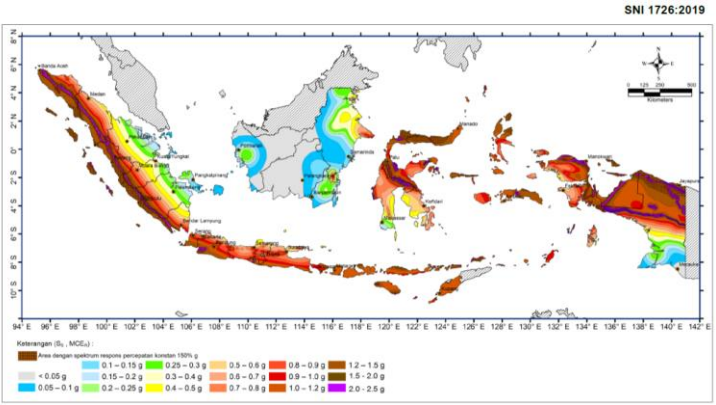
Menurut SNI 1726:2019, terdapat 2 metode analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (*time history*). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan Analisa respon spectrum untuk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

#### 3.7.3.1. Penentuan Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Sesuai Tabel 3 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 4 SNI 1726:2019.

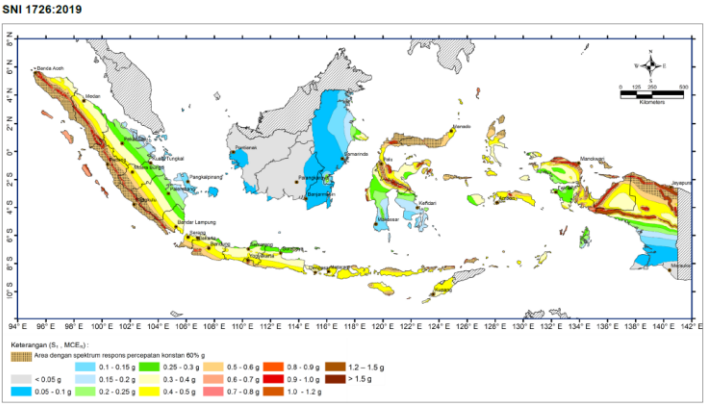
### 3.7.3.2. Menentukan Nilai $S_s$ dan $S_1$

$S_s$ adalah parameter percepatan *respons spectral* MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2019). Nilai $S_s$ diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona Indonesia pada **Gambar 3.3.**




Gambar 3. 3 $S_s$, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ($MCE_R$)
(SNI 1726:2019, Gambar 15)

$S_1$ adalah parameter percepatan *respons spectral* 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 **Gambar 3.4.**




Gambar 3. 4 $S_1$, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ($MCE_R$)
(SNI 1726:2019, Gambar 16)

### 3.7.3.3. Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan *respons spectral* percepatan gempa $MCE_R$ di permukaan tanah, diperlukan 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 $S_s$, sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (Fv) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai $S_1$.

### 3.7.3.4. Menentukan $S_{MS}$ dan $S_{M1}$

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ($S_{MS}$) dan perioda 1 detik ($S_{M1}$) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$S_{MS} = Fa\ S_S \qquad (3.20)$$

$$S_{M1} = Fv\ S_1 \qquad (3.21)$$

### 3.7.3.5. Menghitung Nilai $S_{D1}$ dan $S_{DS}$

Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek, $S_{DS}$ dan pada perioda 1 detik, $S_{D1}$ harus ditentukan melalui persamaan berikut: (SNI 1726:2019 pasal 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.22)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.23)$$

### 3.7.3.6. Menentukan Koefisien Respon Seismik

Koefisien repons seismik, $C_s$ harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1 :

$$Cs = \frac{Sds}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad \text{, (SNI 1726:2019, persamaan 31)} \quad (3.24)$$

Keterangan:

$S_{ds}$ = parameter percepatan spectrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

R = Faktor modifikasi respon.

$I_e$ = Faktor keutamaan gedung

Nilai Cs tidak boleh melebihi:

$$Cs = \frac{Sds}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \text{, (SNI 1726:2019, persamaan 32)} \quad (3.25)$$

Keterangan:

T = Perioda fundamental struktur

Nilai Cs tidak boleh kurang dari:

$$Cs = \frac{0.5\ S1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \text{, (SNI 1726:2019, persamaan 35)} \quad (3.26)$$

Keterangan:

$S_1$ = Parameter percepatan spektrum respons maksimum

### 3.7.3.7. Menghitung Berat Seismik Efektif

Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.7.2, berat seismik efektif struktur, W, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi publik dan struktur parkiran terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 % dari berat seismik 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

### 3.7.3.8. Menghitung Distribusi Gaya Vertikal

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

$$F_x = C_{vx.}V \tag{3.27}$$

$$C_{vx} = \frac{W_{x.}h_x^k}{\sum_{i=l}^{n} W_i h_i^k} \tag{3.28}$$

dimana :

$C_{vx}$ = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$W_x$ dan $W_i$ = Bagian berat seismik efektif total struktur pada tingkat i atau x (kN)

$h_x$ dan $h_i$ = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x, dalam meter (m)

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur.

### 3.7.4. Kombinasi Pembebanan

Beban – beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 yaitu:

a. U = 1,4 D
b. U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 ($L_r$ atau S atau R)
c. U = 1,2 D + 1,6 ($L_r$ atau S atau R) + (L atau 0,5W)
d. U = 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 ($L_r$ atau S atau R)
e. U = 1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S
f. U = 0,9 D + 1,0 W
g. 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.

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

Sesuai dengan SNI 1726:2019, perioda fundamental struktur (T), dalam arah yang ditinjau harus diperoleh

menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi batasan atas pada perioda yang dihitung ($C_u$) dari SNI 1726:2019 Tabel 17 dan perioda fundamental pendekatan, $T_a$, yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, T, diizinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, $T_a$, yang dihitung sesuai dengan 7.8.2.1.

$$Ta < T < \text{CuTa} \quad (3.29)$$

$$\text{Ta} = \text{Ct x hn}^{x} \quad (3.30)$$

Dimana:

Hn = ketinggian struktur (m)
Ct = koefisien yang ditentukan dari SNI 1726:2019 Tabel 18
X = koefisien yang ditentukan dari SNI 1726:2019 Tabel 18

### 3.8.1.2. Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan ini, untuk ragam satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik, diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

$$\text{Partisipasi massa} = 100\% \quad (3.31)$$

Sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

### 3.8.1.3. Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1)

Bila perioda fundamental yang dihitung melebihi $C_uT_a$, maka $C_uT_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 100 persen dari geser dasar yang dihitung (V) melalui metode statik ekivalen maka gaya harus dikalikan dengan V/ Vt.

$$V_{dinamis} = V_{statis} \quad (3.32)$$

### 3.8.1.4. Kontrol *Drift*/defleksi Bangunan (SNI 1726:2019 pasal 7.8.6)

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau seperti pada **Gambar 3.5**. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Simpangan pusat massa di tingkat x ($\delta_x$) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

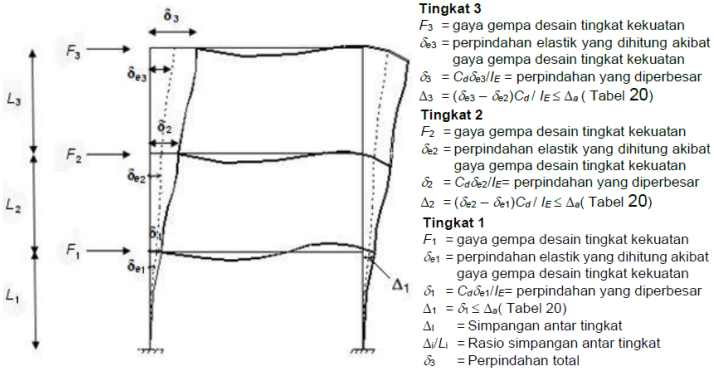
$$\delta x = \frac{Cd\ \delta xe}{Ie} \quad (3.33)$$

Dimana:

$\delta_{xe}$ = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

Ie = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1729:2012 pasal 4.1.2

Cd = faktor pembesaran simpangan dalam SNI 1726:2019 Tabel 12




Gambar 3. 5 Penentuan Simpangan antar Lantai
Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 10

## 3.9. Perencanaan Struktur

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

### 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 peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servisibility*) dan beban *ultimate*. Apabila desain memenuhi, maka diilanjutkan 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 18.6.3.

b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 22.9.3.1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi Vn \geq Vu \tag{3.34}$$

Dimana :
Vn= kuat geser nominal penampang
Vu= kuat geser terfaktor pada penampang
Φ = reduksi kekuatan geser = 0,75 (SNI 2847:2019, pasal 21.2.1)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton (Vc) dan tulangan (Vs).

$$Vn = Vc + Vs \tag{3.35}$$

$$Vc = 0{,}17\lambda\sqrt{f'c}\,b_w d \tag{3.36}$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada

$$\Phi Vn \geq Vu \tag{3.37}$$

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

c. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila :

$$T_u \leq 0.083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right) \quad (3.38)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \varphi T_n \quad (3.39)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:
Gunakan harga terkecil dari:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_{yt}}{s} cot\,\theta \quad (3.40)$$

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{P_h} cot\,\theta \quad (3.41)$$

Dimana :
$T_u$ = momen torsi terfaktor
$T_n$ = kuat momen torsi
$T_c$ = 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

Perencanaan tulangan lentur pada kolom sesuai dengan SNI 2847:2019, pasal 18.7.3 dimana harus sesuai dengan filosofi *Strong Column Weak Beam* dengan syarat:

$$\sum Mnc > 1.2 \sum Mnb \quad (3.42)$$

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2019 pasal 10.7.3. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 10.7.6.

### 3.9.2. Perencanaan Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada Tugas Akhir ini, perencanaan balok prategang dengan menggunakan sistem monolit, *jacking* ditempat 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 dibawah. (Nawy, 2001)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.43)$$

### 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 $< 0{,}8f_{pu}$ (3.44)

   dan nilai maksimum direkomendasikan oleh pemasok perangkat angkur

b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang

   $0{,}70\ f_{pu}$ (3.45)

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai – nilai berikut.

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

   $0.70f_{ci}$ (3.46)
   (Tegangan tekan ujung dari balok sederhana)

   $0.50\sqrt{f_{ci}}$ (3.47)
   (Tegangan tarik ujung dari balok sederhana)

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

$0.45f'_c$ (3.48)
(Tegangan tekan serat terluar)

$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ (3.49)
(Tegangan tarik serat terluar kelas U)

$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$ (3.50)
(Tegangan tarik serat terluar kelas T)

$ft > \sqrt{f'_c}$ (3.51)
(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 kedalam 2 kategori, yaitu:

1) Kehilangan segera (kehilangan langsung)

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

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times \left(\mu\frac{\alpha}{L} + K\right)}} \quad (3.52)$$

dimana :

Es = modulus elastisitas baja prategang

g = penyetelan angkur
$\mu$ = Koefisen gesekan
$\alpha$ = sudut kelengkungan tendon
K = Koefisien *Wobble Effect*
L = panjang kabel

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3.53)$$

dimana :
Kes = 1 untuk komponen pratarik dan 0,5 untuk komponen pasca tarik (digunakan)
n = perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)
Es = Modulus elastisitas baja
Ec = Modulus elastisitas beton
$F_{cir}$ = tegangan pada penampang beton (Fo/A)

c. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble Effect*) (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$Ps = Px.e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.54)$$

$$\Delta = \left(1 - e^{-\mu\alpha - KL}\right) \times 100\% \quad (3.55)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.56)$$

dimana :
Ps = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*
Px = Gaya awal prategang di tengah bentang
K = Koefisien *Wobble Effect*
L = Panjang bersih balok

α = Sudut kelengkungan
μ = Koefisien gesekan
f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat *jacking* beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran *cast in place*.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.57)$$

dimana :
$M_B$ dan $M_A$ = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja
h = tinggi kolom

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

$$CR = K_{cr}.\left(\frac{E_s}{E_c}\right).[f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.58)$$

dimana :
$K_{cr}$ = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pasca tarik (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 pasca tarik dapat dihitung menggunakan rumus

$$SH = 8{,}2 \times 10^{-6}.Ksh.Es.\left(1 - 0{,}06\frac{V}{S}\right) \times (100\text{-}RH) \qquad (3.59)$$

dimana :

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

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

Ksh = 1 (metode pratarik)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut

$$SH = 8{,}2 \times 10^{-6}.Ksh.Es.\left(1 - 0{,}06\frac{V}{S}\right) \times (100\text{-}RH) \qquad (3.60)$$

dimana :

$K_{re}$ = Koefisien relaksasi baja

J = Koefisien relaksasi

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkak

ES = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang *stress relieved*

### 3.9.2.4. Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

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

$$Mn = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - 0{,}59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f_c'} \right) \quad (3.61)$$

Dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.62)$$

dimana :
$M_n$ = Momen nominal
$M_u$ = Momen *ultimate*
$A_{ps}$ = 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
$f'_c$ = mutu beton
$\phi$ = 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

$$1.2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.63)$$

dimana :
$M_{cr}$ = momen retak yang terjadi pada balok prategang
$M_u$ = momen *ultimate* balok prategang
$M_n$ = Kapasitas penampang
$\Phi$ = Faktor reduksi

c. Kontrol momen retak

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

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.64)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.65)$$

$$M_2 = F_r \times Wb \quad (3.66)$$

$$F_r = 0{,}7\sqrt{f'_c} \quad (3.67)$$

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)

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \mp \frac{F.e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \quad (3.68)$$

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. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut

$$\phi Vc \geq Vu \quad (3.69)$$

dimana :
Vc diambil terkecil dari:

$$Vc = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + 4.8\ \frac{Vu.dp}{Mu}\right) \text{ x bw x d} \quad (3.70)$$

$$Vc = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + 4.8\right) \text{ x bw x d} \quad (3.71)$$

$$Vc = 0{,}42\lambda\sqrt{fc'}.bw.d \quad (3.72)$$

Serta Vc harus memenuhi persyaratan berikut

$$0{,}17\lambda\sqrt{fc'}.bw.d \leq Vc \quad (3.73)$$

Sebagai alternatif dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 22.5.8.3 dengan Vc harus terkecil dari Vci dan Vcw
Ambil terbesar dari:

$$Vci = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c}.bw.dp + Vd + \frac{Vi.Mcre}{Mmax}\right) \quad (3.74)$$

$$Vci = 0{,}14\lambda\sqrt{fc'}.bw.d \quad (3.75)$$

Dimana dp ≥ 0,8 h

Dengan,

$$Mcre = \frac{I}{y_t}\left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d\right) \quad (3.76)$$

Dan nilai – nilai Mmax dan Vi harus dihitung dari kombinasi beban yang menyebabkan momen terfaktor maksimum pada penampang yang ditinjau.

Vcw harus dihitung dengan

$$Vcw = \left(0.29\lambda\sqrt{f'c} + 0.3f_{pc}\right)bw.dp + Vp \quad (3.77)$$

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 |
| Vcw | = | 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 bersamaan 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

Mmax = 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

### 3.9.2.5. Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan 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

- Lendutan akibat tekanan tendon

  Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung sebagai berikut

  $$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{Po\ x\ l^4}{Ec\ x\ I} \quad (3.78)$$

  Dengan nilai Po sebesar

  $$Po = \frac{8\ x\ Fo\ x\ f}{l^2} \quad (3.79)$$

  dimana :

  Po = Gaya Prategang (N)

  f = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)

  l = Panjang efektif (mm)

Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
I = Inersia balok ($mm^4$)

- Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

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

  $$\Delta l_{me} = \frac{Po\ x\ e\ x\ l^2}{8\ x\ Ec\ x\ l} \quad (3.80)$$

  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 ($mm^4$)

- Lendutan akibat beban sendiri

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

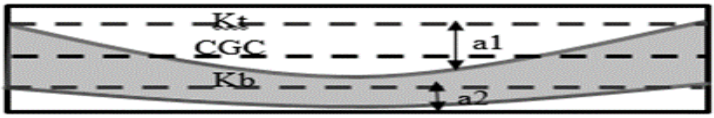
  $$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} x \frac{qo\ x\ l^4}{Ec\ x\ I} \quad (3.81)$$

  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 ($mm^4$)

**3.9.2.6. 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. Daerah limit kabel diilutrasikan pada **Gambar 3.6.**




Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel

dimana:

a1 (atas) $= \frac{M\ max}{F}$ (3.82)

a2 (bawah) $= \frac{M\ min}{Fo}$ (3.83)

## 3.10. Pengangkuran

Kegagalan pada balok prategang pasca tarik tidak 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 pengangkuran global disyaratkan. 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 2 buah daerah, yaitu :

a. Daerah lokal

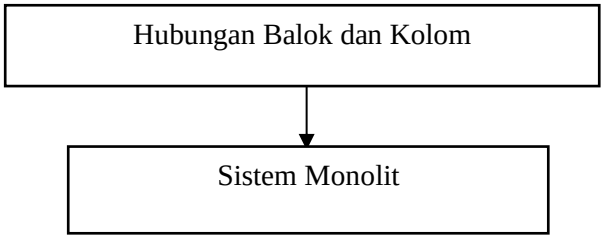
Prisma persegi (prisma persegi ekivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,

b. Daerah umum

Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarkan secara merata pada seluruh penampang.

## 3.11. Sistem Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok prategang dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir. Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama. Bagan hubungan balok kolom diilustrasikan pada **Gambar 3.7.**




Gambar 3. 7 Bagan Hubungan Balok Kolom

### 3.11.1. Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

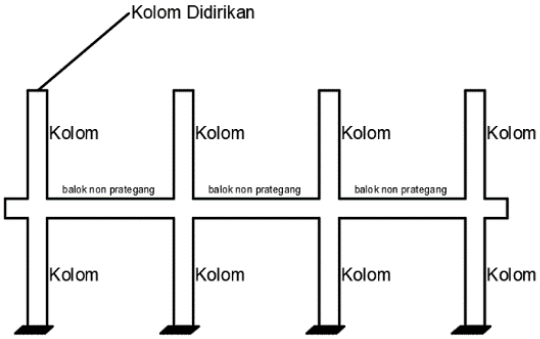
Balok prategang dengan sistem hubungan balok – kolom monolit dan menggunakan metode *post – tension*. Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri **Gambar 3.8**.

Bekisting beton prategang dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastik atau *metal*, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar $B_{eff}$. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak

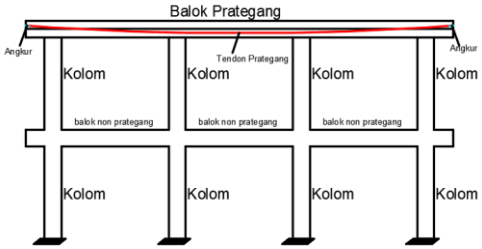
kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

Setelah itu, tendon dimasukkan kedalam pipa selongsong yang sudah disiapkan. Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya – gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal – hal yang menyangkut kehilangan tersebut.

Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi *slip* (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon. Kemudian proses *grouting*, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja. Tahapan ini diilustrasikan pada **Gambar 3.9.**




Gambar 3. 8 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit




Gambar 3. 9 Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit

## 3.12. Perencanaan Sambungan

Sambungan yang digunakan adalah sambungan baut dimana digunakan acuan produk dari *Peikko Group Corporation* dengan tambahan *grouting* agar tercipta sambungan yang monolit. Sambungan terbagi menjadi sambungan daktail dan sambungan kuat, sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 18.9.2.1 sambungan daktail pada struktur rangka pemikul momen khusus harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$Vn \geq 2\ Ve \qquad (3.84)$$

Dimana:
Vn = Kuat geser nominal
Ve = Gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa

Sedangkan sambungan pada struktur rangka pemikul momen khusus sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.9.2.2 adalah sebagai berikut:

$$\phi Sn \geq 1.4\ Se \qquad (3.85)$$

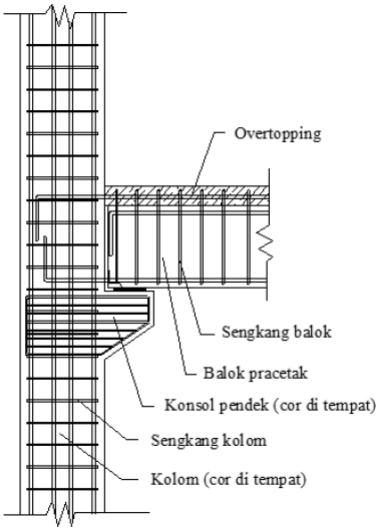
Dimana:
Sn = Kekuatan sambungan nominal
Se = Kekuatan sambungan yang terjadi

### 3.12.1. Perencanaan Sambungan pada Balok-Kolom

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

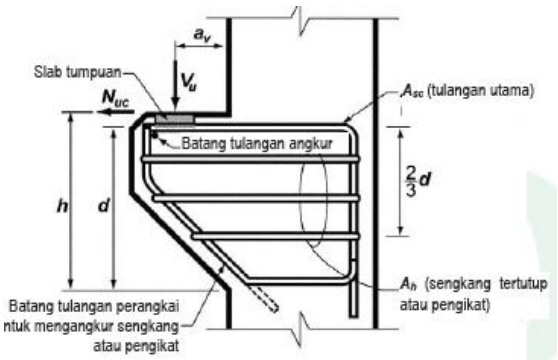
- Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- Pemasangan dowel dan pemberian *grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.

Ilustrasi sambungan balok dengan kolom tertera pada **Gambar 3.10.**




Gambar 3. 10 Sambungan Balok dengan Kolom

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Konsol pendek diilustrasikan pada **Gambar 3.11.**

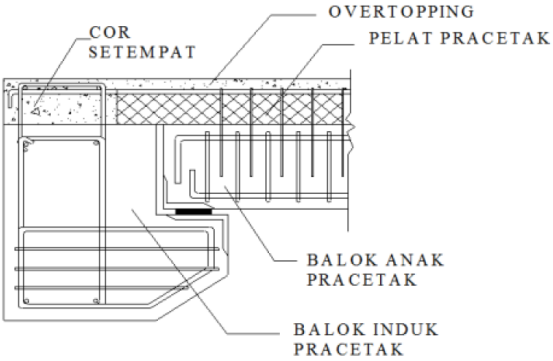



Gambar 3. 11 Parameter Geometri Konsol Pendek

### 3.12.2. Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SNI 2847:2019

Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom. Seperti yang diilustrasikan pada **Gambar 3.12.**



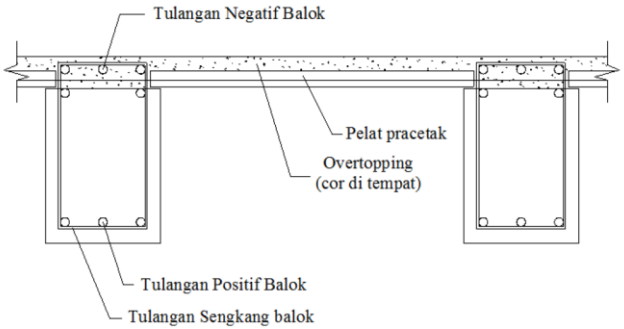

Gambar 3. 12 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

### 3.12.3. Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Pelat

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan.
- *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.

Sambungan balok induk dengan pelat diilustrasikan pada **Gambar 3.13.**




Gambar 3. 13 Sambungan Balok Induk dengan Pelat

## 3.13. Design Bangunan Bawah

### 3.13.1. Perencanaan *Basement*

#### 3.13.1.1. Penulangan Dinding *Basement*

Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalan SNI 2847:2019

#### 3.13.1.2. Kontrol Ketebalan Dinding *Basement*

Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 11.3.1.1

#### 3.13.1.3. Penulangan Pelat Lantai *Basement*

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2019.

### 3.13.2. Perencanaan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

- Fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut
- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan

- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tes tanah yang ada.

### 3.13.2.1. Tekanan Ijin pada Tiang

Tekanan ijin pada tiang pancang dihitung dengan persamaan:

$$P\ ijin\ tiang = \frac{A\ tiang\ x\ Cn}{SF1} + \frac{JHP}{SF\ 2} \quad (3.86)$$

dimana:

$SF_1$ = (2-3)
$SF_2$ = (5-8)
Cn = Nilai conus ( 4D keatas dan 4D kebawah)
JHP = Jumlah Hambatan Lekatan

### 3.13.2.2. Jumlah Tiang dan Efisiensi Tiang dalam Grup

Jumlah tiang pancang dan jarak antar tiang yang diperlukan dapat dihitung dengan persamaan:

$$n = \frac{\sum PU}{Pijin} \quad (3.87)$$

$$S \geq \frac{1.57(D)min-2D}{m+n-2} \quad (3.88)$$

dimana:

n = jumlah tiang pancang yang diperlukan
s = jarak antar tiang pancang
m = jumlah kolom
n = jumlah baris

Untuk efisiensi tiang pancang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \; x \; m \; x \; n} \quad (3.89)$$

$$\theta = \arctan \frac{D}{S} \quad (3.90)$$

**3.13.2.3. Kontrol Kekuatan Tiang**

Kekuatan tiang pancang harus melebihi dari beban maksimum yang diterima, dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$P \max = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My \; x \; Xmax}{\sum x^2} + \frac{Mx \; x \; Ymax}{\sum y^2} \quad (3.91)$$

$$P \; ult = Efisiensi \; tiang \; x \; Pu \; 1 \; tiang$$

Kontrol : $P_{ult}$> P perlu = P max

**3.13.2.4. Kontrol Geser Pons pada *Poer***

Dalam merencanakan tebal *poer*, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan dari beton diambil dari:

$$1. \; Vc = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{fc} \; b \; d \quad (3.92)$$

$$2. \; Vc = 0.083 \left(\frac{\alpha \, d}{b} + 2\right) \lambda \sqrt{fc} \; b \; d \quad (3.93)$$

$$3. \; Vc = 0.33 \; \lambda \sqrt{fc} \; b \; d \quad (3.94)$$

Keterangan :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

bo = keliling pada penampang kritis pada *poer*
= $2(b_{kolom}+d) + 2(h_{kolom}+d)$

αs = 30, untuk kolom tepi
= 40, untuk kolom tengah
= 20, untuk kolom pojok

$\emptyset Vc > Pu$……OK, (3.95)

(Ketebalan dan ukuran *poer* memenuhi syarat terhadap geser)

## 3.14. Gambar *Output*

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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan…”*

# BAB IV
# PEMBAHASAN

## 4.1. *Preliminary Design*

### 4.1.1. Umum

*Preliminary design* merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi dari struktur gedung. *Preliminary design* yang dilakukan sesuai dengan peraturan yang ada. Perencanaan yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan *preliminary* baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

### 4.1.2. Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Apartemen Arundaya menggunakan beton bertulang yang menggunakan sistem beton pracetak pada elemen balok dan pelat. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Mulyorejo, Surabaya
- Ketinggian Lantai :
  - *Basement* : 3 m
  - Lt.1 – Lt. 5 : 5 m
  - Lt. 6 - Lt.20 : 3.2 m
- Mutu Beton (f'c) :
  - Balok Induk : 35 Mpa
  - Balok Anak : 35 Mpa
  - Pelat Lantai : 35 Mpa
  - Kolom : 35 Mpa
  - Balok Prategang : 35 Mpa
  - Pelat Atap : 35 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 420 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

- Data Gambar : Terlampir

### 4.1.3. Pembebanan

1. Beban Gravitasi
   - Beban Mati (PPIUG 1983)
     - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m$^3$
     - Spesi (1 cm) : 21 kg/m$^2$
     - Tegel : 24 kg/m$^2$
     - Dinding bata ringan : 250 kg/m$^3$
     - Plafond : 11 kg/m$^2$
     - Penggantung : 7 kg/m$^2$
     - *Plumbing + ducting* : 30 kg/m$^2$
   - Beban Hidup (SNI 1727:2013)
     - Lantai atap : 0,96 kN/m$^2$
     - Lantai hunian : 1,92 kN/m$^2$
     - Lantai *ballroom* : 4,79 kN/m$^2$
     - Lantai ruang publik : 4,79 kN/m$^2$
2. Beban Gempa

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

### 4.1.4. Perencanaan Balok

a. Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h.min) dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.3.1. Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.1 : (untuk fy = 420 Mpa)

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

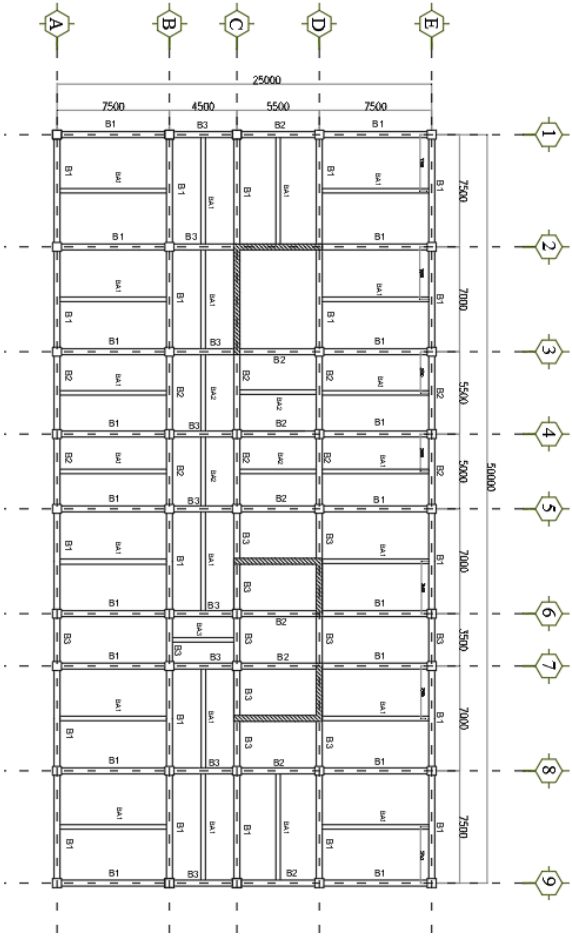
Persamaan 3.4:

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

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** berikut.




Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-4

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

| Nama Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BI 1 | 7500 | 468,75 | 312,5 | 700 | 500 |
| BI 2 | 5500 | 343,75 | 229,167 | 600 | 450 |
| BI 3 | 4500 | 281,25 | 187,5 | 600 | 350 |

Dari hasil rekapitulasi **Tabel 4.1**, dimensi balok induk terdiri dari 50/70, 45/60, dan 35/60.

b. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 35 Mpa dan mutu baja 420 Mpa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

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

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

Dimana:

l = Panjang Balok (mm)
h = Tinggi Balok (mm)
b = Lebar Balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagaimana tertera pada **Tabel 4.2.**

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

| **Nama Balok** | **Bentang (mm)** | **h min (mm)** | **b min (mm)** | **Dimensi** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | **h (mm)** | **b (mm)** |
| BA 1 | 7500 | 357,143 | 238,095 | 500 | 350 |
| BA 2 | 5500 | 261,905 | 174,603 | 450 | 300 |
| BA 3 | 4500 | 214,286 | 142,857 | 400 | 250 |

Dari hasil rekapitulasi **Tabel 4.2**, dimensi balok anak terdiri dari 35/50, 30/45 dan 25/40.

c. Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok Pratekan 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 Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BP | 12000 | 600 | 350 | 600 | 350 |

### 4.1.5. Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan pelat satu arah dan dua arah. Dimana pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari 2, termasuk pelat satu arah. Pelat dua arah memiliki 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. Variasi pelat perencanaan diilustrasikan pada **Gambar 4.2.**

Gambar 4. 2 Variasi Pelat pada Gedung Apartemen Arundaya

### 4.1.5.1. Pelat Satu Arah

Dasaran menentukan dimensi pelat berdasarkan SNI 7833-2012 Tabel 2 (Pasal 5.2.7.1.1)

Tabel 4. 4 Tebal Minimum Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

| | Tebal minimum, *h* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Tertumpu sederhana | Satu ujung menerus | Kedua ujung menerus | Kantilever |
| **Komponen struktur** | **Komponen struktur tidak mendukung atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar** | | | |
| Pelat massif satu arah | $\ell$ /20 | $\ell$ /24 | $\ell$ /28 | $\ell$ /10 |
| Balok atau pelat berusuk satu- arah | $\ell$ /16 | $\ell$ /18,5 | $\ell$ /21 | $\ell$ /8 |
| CATATAN:<br>Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu **420**. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut.<br>a) Untuk struktur beton ringan dengan densitas $w_c$ antara **1 440**kg/m³ dan **1 840** kg/m³, nilai harus dikalikan dengan (1,65 – 0,0003$w_c$), tapi tidak kurang dari 1,09.<br>b) Untuk $f_y$ selain **420 MPa**, nilai harus dikalikan dengan (0,4 + $f_y$/700) | | | | |

(Sumber: SNI 7833-2012 Beton Pracetak dan Beton Pratekan)

### 4.1.5.2. Pelat Dua Arah

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 **Tabel 3.1**
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

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

  dan tidak boleh kurang dari 125 mm
- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

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

  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Ln = Panjang bentang bersih
Sn = Lebar bentang bersih
Fy = Tegangan leleh baja
$\beta$ = 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:

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

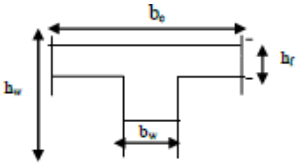
$I_{balok}$ = 1/12 x K x b x $h^3$

$\beta$ = 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

Nilai $be_1$ = bw + 8hf

$be_2$ = bw + 2(hw-hf)

$be_2 = \frac{1}{8} Ln$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

### 4.1.5.3. Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

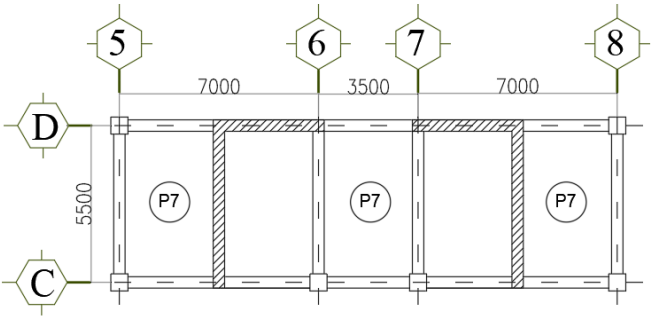
Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton
  - Pelat Lantai : 35 Mpa
  - Pelat Atap : 35 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 14 cm

- Rencana tebal pelat atap : 14 cm

**4.1.5.4. Perhitungan Tebal Pelat**

1. Contoh Perhitungan Tipe P7 550 x 350 cm. Ilustrasi tertera pada **Gambar 4.4**:




Gambar 4. 4 Denah Pelat Tipe 550 x 350 cm

Direncanakan hf = 14 cm
Ln = 550 – (45 + 45) / 2
Ln = 505 cm
Sn = 350 – (45 + 35) / 2
Sn = 305 cm
$\beta$ = Ln/Sn
= 505 / 305
= 1,656 < 2 ( Pelat 2 arah)

- Balok BI2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 8\ x\ hf$
  $be = 45 + 8\ x\ 14$
  $be = 157\ cm$
- $be = bw + 2(hw - hf)$
  $be = 45 + 2(60 - 14)$
  $be = 137\ cm$

- $be = bw + \frac{1}{8} Ln$
  $be = 45 + \frac{1}{8} 505$
  $be = 108{,}13\ cm\ (menentukan)$
  be pakai = 108,13 cm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)\left[4 - 6\left(\frac{14}{60}\right) + 4\left(\frac{14}{60}\right)^2 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)}$$

$k = 1.453$

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

$\boldsymbol{I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1{,}45 \times 45 \times 60^3}$ $\qquad$ $\boldsymbol{I_{pelat} = 550 \times \frac{14^3}{12}}$

$\boldsymbol{I_{balok} = 1176652}$ cm$^4$ $\qquad$ $\boldsymbol{I_{pelat} = 125766{,}7}$ cm$^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1176652}{125766{,}7} = 9{,}356$$

- Balok BI2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 8\ x\ hf$
  $be = 45 + 8\ x\ 14$
  $be = 157\ cm$
- $be = bw + 2(hw - hf)$
  $be = 45 + 2(60 - 14)$
  $be = 137\ cm$
- $be = bw + \frac{1}{8} Ln$
  $be = 45 + \frac{1}{8} 505$
  $be = 108{,}13\ cm\ (menentukan)$
  be pakai = 108,13 cm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)\left[4 - 6\left(\frac{14}{60}\right) + 4\left(\frac{14}{60}\right)^2 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)}$$

$k = 1.453$

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

$$\boldsymbol{I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1{,}45 \times 45 \times 60^3} \qquad \boldsymbol{I_{pelat} = 550 \times \frac{14^3}{12}}$$

$$\boldsymbol{I_{balok} = 1176652}\ \text{cm}^4 \qquad \boldsymbol{I_{pelat} = 125766{,}7}\ \text{cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1176652}{125766{,}7} = 9{,}356$$

- Balok BI2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 8\ x\ hf$
  $be = 45 + 8\ x\ 14$
  $be = 157\ cm$
- $be = bw + 2(hw - hf)$
  $be = 45 + 2(60 - 14)$
  $be = 137\ cm$
- $be = bw + \frac{1}{8} Ln$
  $be = 45 + \frac{1}{8} 505$
  $be = 108{,}13\ cm\ (menentukan)$
  be pakai = 108,13 cm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)\left[4 - 6\left(\frac{14}{60}\right) + 4\left(\frac{14}{60}\right)^2 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)}$$

$k = 1.453$

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

$$\boldsymbol{I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1{,}45 \times 45 \times 60^3} \qquad \boldsymbol{I_{pelat} = 550 \times \frac{14^3}{12}}$$

$$\boldsymbol{I_{balok} = 1176652\ \text{cm}^4} \qquad \boldsymbol{I_{pelat} = 125766{,}7\ \text{cm}^4}$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1176652}{125766{,}7} = 9{,}356$$

- Balok BI2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 8\ x\ hf$
  $be = 45 + 8\ x\ 14$
  $be = 157\ cm$
- $be = bw + 2(hw - hf)$
  $be = 45 + 2(60 - 14)$
  $be = 137\ cm$
- $be = bw + \frac{1}{8} Ln$
  $be = 45 + \frac{1}{8} 505$
  $be = 108{,}13\ cm\ (menentukan)$
  be pakai = 108,13 cm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)\left[4 - 6\left(\frac{14}{60}\right) + 4\left(\frac{14}{60}\right)^2 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{108{,}13}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)}$$

$k = 1.453$

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

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,45 \times 45 \times 60^3 \qquad I_{pelat} = 550 \times \frac{14^3}{12}$$

$$I_{balok} = 1176652 \text{ cm}^4 \qquad I_{pelat} = 125766,7 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1176652}{125766,7} = 9,356$$

Jadi $\alpha_m$rata-rata adalah

$\alpha_m = \frac{9,36+9,36+9,36+9,36}{4} = 9,36 > 2$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.2

$$hmin = \frac{L_n\left(0,8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta}$$

$$= \frac{505\left(0,8+\frac{420}{1400}\right)}{36+9(1,656)}$$

$= 10,91 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$ (OK)

*Preliminary design* pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 14 cm. berikut merupakan rekapitulasi preliminary pelat lantai. Rekapitulasi tebal rencana pelat tertera pada **Tabel 4.5.**

Tabel 4. 5 Rekapitulasi *Preliminary Design* Pelat Lantai

| Nama Pelat | panjang (mm) | lebar (mm) | Ly (mm) | Lx (mm) | β | Arah | t min (cm) | t rencana (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | 7500 | 3750 | 7100 | 3400 | 2.088 | 1 arah | 13.39 | 14 |
| P2 | 7500 | 3500 | 7100 | 3150 | 2.254 | 1 arah | 12.50 | 14 |
| P3 | 7500 | 2750 | 7200 | 2400 | 3.000 | 1 arah | 9.82 | 14 |
| P4 | 7500 | 2500 | 7200 | 2150 | 3.349 | 1 arah | 8.93 | 14 |
| P5 | 5500 | 2750 | 5200 | 2450 | 2.122 | 1 arah | 9.82 | 14 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P6 | 5500 | 2500 | 5200 | 2200 | 2.364 | 1 arah | 8.93 | 14 |
| P7 | 5500 | 3500 | 5050 | 3050 | 1.656 | 2 arah | 10.91 | 14 |
| P8 | 7500 | 2250 | 7200 | 1900 | 3.789 | 1 arah | 8.04 | 14 |
| P9 | 7000 | 2250 | 6700 | 1900 | 3.526 | 1 arah | 8.04 | 14 |
| P10 | 5500 | 2250 | 5200 | 1950 | 2.667 | 1 arah | 8.04 | 14 |
| P11 | 5000 | 2250 | 4700 | 1950 | 2.410 | 1 arah | 8.04 | 14 |
| P12 | 4500 | 1750 | 4200 | 1500 | 2.800 | 1 arah | 6.25 | 14 |

### 4.1.6. 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. Data - data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal Pelat = 14 cm
- Tinggi Lantai *Basement* = 300 cm
- Tinggi Lantai 1-5 = 500 cm
- Tinggi Lantai 6 - Atap = 320 cm
- Dimensi Balok Induk 1 = 50/70 cm
- Dimensi Balok Induk 3 = 35/60 cm
- Dimensi Balok Anak 1 = 35/50 cm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 21.2.1 elemen struktur yang menerima momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial dengan tulangan sengkang biasa yang terkontrol tekan, maka faktor reduksi (ϕ=0.65).

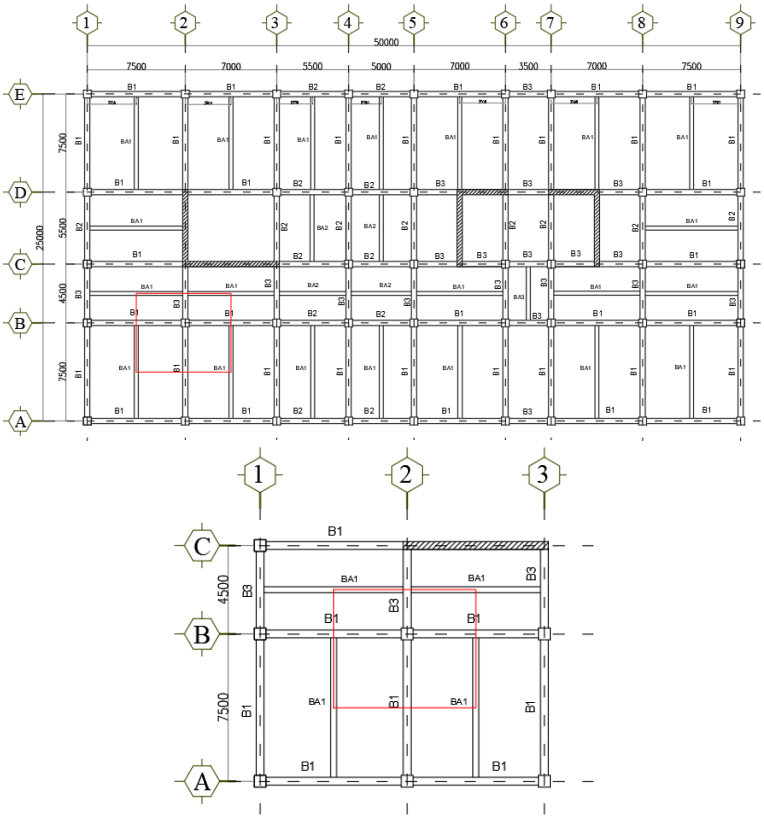
Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi \, x \, f'c} \qquad b = h$$

Pembebanan pada kolom berdasarkan PPIUG 1983 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 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.

Area yang membebani kolom (Pembebanan 1 – Pembebanan 5) dapat dilihat pada **Gambar 4.5**:




Gambar 4. 5 Area yang membebani kolom (pembebanan 1-5)

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki faktor elemen beban hidup

($K_{LL}$) dikalikan luas tributari ($A_T$) lebih dari sama dengan 37,16 $m^2$ ($K_{LL}.A_T \geq 37{,}16\ m^2$) dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$A_{TT}$ = 7,5 m x 6,25 m
= 45,3125 $m^2$
$K_{LL}$ = 4
$K_{LL}$ x $A_{TT}$ = 4 x 45,3125 $m^2$
= 181,25 $m^2 \geq$ 37,16 $m^2$ (OK)

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$R_1$ = 1,2 - (0,011 x 45,3125)
= 0,702 (untuk 18,58 $m^2 \geq A_T \geq$ 55,74 $m^2$)
$R_2$ = 1
Lo = 0,96 kN/$m^2$
Lr = Lo. $R_1$ . $R_2$
= 0,6735 kN/$m^2$
Syarat = $0{,}58 \leq Lr \leq 0{,}96$

- Reduksi beban hidup pelat lantai apartemen fungsi hunian

Lo = 1,92 kN/$m^2$
L = $1{,}92\ (0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{KLL\ x\ AT}}) \geq 0.4$ x Lo
L = $1{,}92\ (0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{181{,}25}}) \geq 0.4$ x 1.92
L = 1,132 kN/$m^2 \geq$ 0.77 kN/$m^2$

Namun, sesuai dengan SNI 1727:2013 pasal 4.7.3 dan 4.7.5 beban hidup tinggi (diatas 4,79 kN/$m^2$) serta tempat pertemuan, beban hidup yang terjadi tidak boleh direduksi. Maka untuk beban beban hidup untuk fungsi ruang publik dan *ballroom* tidak direduksi.

- Beban hidup pelat lantai apartemen fungsi *ballroom* dan ruang publik

Lo = 4,79 kN/$m^2$

Tabel 4. 6 Beban yang Diterima Kolom Lantai 16-20

| PEMBEBANAN I | | | Lantai | | 20 - 16 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BEBAN MATI | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Pelat | 2400 | 7.25 | 6 | 0.14 | 5 | 73080 |
| Plafon+Penggantung | 18 | 7.25 | 6 | - | 5 | 3915 |
| Tegel | 24 | 7.25 | 6 | - | 5 | 5220 |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.25 | 6 | - | 5 | 9135 |
| Dinding Batu Bata | 250 | 13.25 | - | 3.2 | 5 | 53000 |
| Ducting+Plumbing | 30 | 7.25 | 6 | - | 5 | 6525 |
| Balok BI1 | 2400 | 11 | 0.5 | 0.7 | 5 | 46200 |
| Balok BI3 | 2400 | 2.25 | 0.35 | 0.6 | 5 | 5670 |
| Balok BA1 | 2400 | 7.375 | 0.35 | 0.5 | 5 | 15487.5 |
| WD | | | | | | 218232.5 |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Kolom Lantai 20-16 (45x45) | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.2 | 4 | 7680 |
| Total Beban Kolom | | | | | | 7680 |
| BEBAN HIDUP | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Lantai Hunian | 114.52 | 7.25 | 6 | - | 4 | 19926.229 |
| Atap | 69.264 | 7.25 | 6 | - | 1 | 3012.984 |
| WL | | | | | | 22939.213 |
| WD Total | | | | | | 225912.5 |
| WL Total | | | | | | 22939.213 |
| W = 1.2 WD + 1.6 WL | | | | | | 307797.74 |

Mutu Beton = 35 Mpa = 350 kg/cm$^2$ (1 Mpa = 10 Kg/cm$^2$)

A $= \frac{W}{0{,}65\ x\ f'c} = \frac{307797{,}74}{0{,}65\ x\ 350} = 1352{,}96$

b = h $= \sqrt{1352{,}96} = 36{,}783 \approx 50$ cm

Jadi kolom yang digunakan dari lantai 16 – 20 (Atap) adalah 50/50 cm.

Tabel 4. 7 Beban yang Diterima Kolom Lantai 11-15

| PEMBEBANAN II | | | Lantai | 15 - 11 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BEBAN MATI | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Pelat | 2400 | 7.25 | 6 | 0.14 | 5 | 73080 |
| Plafon+Penggantung | 18 | 7.25 | 6 | - | 5 | 3915 |
| Tegel | 24 | 7.25 | 6 | - | 5 | 5220 |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.25 | 6 | - | 5 | 9135 |
| Dinding Batu Bata | 250 | 13.25 | - | 3.2 | 5 | 53000 |
| Ducting+Plumbing | 30 | 7.25 | 6 | - | 5 | 6525 |
| Balok BI1 | 2400 | 11 | 0.5 | 0.7 | 5 | 46200 |
| Balok BI3 | 2400 | 2.25 | 0.35 | 0.6 | 5 | 5670 |
| Balok BA1 | 2400 | 7.375 | 0.35 | 0.5 | 5 | 15487.5 |
| Beban Diatas | | | | | | 218232.5 |
| WD | | | | | | 436465 |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Kolom Lantai 20-16 (45x45) | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.2 | 5 | 9600 |
| Kolom Lantai 15-11 (60x60) | 2400 | 0.6 | 0.6 | 3.2 | 4 | 11059.2 |
| Total Beban Kolom | | | | | | 20659.2 |
| BEBAN HIDUP | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Lantai Hunian | 114.52 | 7.25 | 6 | - | 5 | 24907.786 |
| Beban Diatas | | | | | | 22939.213 |
| WL | | | | | | 47846.998 |
| WD Total | | | | | | 457124.2 |
| WL Total | | | | | | 47846.998 |
| W = 1.2 WD + 1.6 WL | | | | | | 625104.24 |

Mutu Beton = 35 Mpa = 350 kg/cm$^2$ (1 Mpa = 10 Kg/cm$^2$)

A $= \frac{W}{0{,}65\ x\ f'c} = \frac{625104{,}24}{0{,}65\ x\ 350} = 2747{,}71$

b = h $= \sqrt{2747{,}1}$ $= 52{,}419 \approx 60$ cm

Jadi kolom yang digunakan dari lantai 11 – 15 adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 8 Beban yang Diterima Kolom Lantai 6-10

| PEMBEBANAN III | | | Lantai | 10 - 6 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BEBAN MATI | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Pelat | 2400 | 7.25 | 6 | 0.14 | 5 | 73080 |
| Plafon+Penggantung | 18 | 7.25 | 6 | - | 5 | 3915 |
| Tegel | 24 | 7.25 | 6 | - | 5 | 5220 |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.25 | 6 | - | 5 | 9135 |
| Dinding Batu Bata | 250 | 13.25 | - | 3.2 | 5 | 53000 |
| Ducting+Plumbing | 30 | 7.25 | 6 | - | 5 | 6525 |
| Balok BI1 | 2400 | 11 | 0.5 | 0.7 | 5 | 46200 |
| Balok BI3 | 2400 | 2.25 | 0.35 | 0.6 | 5 | 5670 |
| Balok BA1 | 2400 | 7.375 | 0.35 | 0.5 | 5 | 15487.5 |
| Beban Diatas | | | | | | 436465 |
| WD | | | | | | 654697.5 |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Kolom Lantai 20-16 (45x45) | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.2 | 5 | 9600 |
| Kolom Lantai 15-11 (60x60) | 2400 | 0.6 | 0.6 | 3.2 | 5 | 13824 |
| Kolom Lantai 10-6 (75x75) | 2400 | 0.75 | 0.75 | 3.2 | 4 | 17280 |
| Total Beban Kolom | | | | | | 40704 |
| BEBAN HIDUP | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Lantai Hunian | 114.52 | 7.25 | 6 | - | 5 | 24907.786 |
| Beban Diatas | | | | | | 47846.998 |
| WL | | | | | | 72754.784 |
| WD Total | | | | | | 695401.5 |
| WL Total | | | | | | 72754.784 |
| W = 1.2 WD + 1.6 WL | | | | | | 950889.45 |

Mutu Beton = 35 Mpa = 350 kg/cm$^2$ (1 Mpa = 10 Kg/cm$^2$)

A $= \frac{W}{0{,}65\ x\ f'c} = \frac{950889{,}45}{0{,}65\ x\ 350} = 4179{,}73$

b = h $= \sqrt{4179{,}73}$ = 64,651 ≈ 75 cm

Jadi kolom yang digunakan dari lantai 6 – 10 adalah 75/75 cm.

Tabel 4. 9 Beban yang Diterima Kolom Lantai *Basement* - 5

| PEMBEBANAN IV | | | Lantai | 5 - Basement | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BEBAN MATI | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Pelat | 2400 | 7.25 | 6 | 0.14 | 6 | 87696 |
| Plafon+Penggantung | 18 | 7.25 | 6 | - | 6 | 4698 |
| Tegel | 24 | 7.25 | 6 | - | 6 | 6264 |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.25 | 6 | - | 6 | 10962 |
| Ducting+Plumbing | 30 | 7.25 | 6 | - | 6 | 7830 |
| Balok BI1 | 2400 | 11 | 0.5 | 0.7 | 6 | 55440 |
| Balok BI3 | 2400 | 2.25 | 0.35 | 0.6 | 6 | 6804 |
| Balok BA1 | 2400 | 7.375 | 0.35 | 0.5 | 6 | 18585 |
| Beban Diatas | | | | | | 654697.5 |
| WD | | | | | | 852976.5 |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Kolom Lantai 20-16 (45x45) | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.2 | 5 | 9600 |
| Kolom Lantai 15-11 (60x60) | 2400 | 0.6 | 0.6 | 3.2 | 5 | 13824 |
| Kolom Lantai 10-6 (75x75) | 2400 | 0.75 | 0.75 | 3.2 | 5 | 21600 |
| Kolom Lantai 5-Basement (90x90) | 2400 | 0.9 | 0.9 | 5 | 5 | 48600 |
| Total Beban Kolom | | | | | | 93624 |
| BEBAN HIDUP | | | | | | |
| Jenis Beban | Berat Sendiri | Panjang (m) | Lebar (m) | Tebal (m) | Jumlah | Total Berat (kg) |
| Ruang Publik | 479 | 7.25 | 6 | - | 6 | 125019 |
| Beban Diatas | | | | | | 72754.784 |
| WL | | | | | | 197773.78 |
| WD Total | | | | | | 946600.5 |
| WL Total | | | | | | 197773.78 |
| W = 1.2 WD + 1.6 WL | | | | | | 1452358.7 |

Mutu Beton = 35 Mpa = 350 kg/cm$^2$ (1 Mpa = 10 Kg/cm$^2$)

A $= \frac{W}{0{,}65\ x\ f'c} = \frac{1452358{,}7}{0{,}65\ x\ 350} = 6383{,}99$

b = h $= \sqrt{6383{,}99}$ $= 79{,}9 \approx 90$ cm

Jadi kolom yang digunakan dari lantai *Basement* – 5 adalah 90/90 cm.

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

- Kolom lantai 16 – atap : 50/50 cm
- Kolom lantai 11 – 15 : 60/60 cm
- Kolom lantai 6 – 10 : 75/75 cm
- Kolom lantai *basement* – 5 : 90/90 cm

### 4.1.7. Perencanaan Tebal Dinding Geser dan *Basement*

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:

a. Dinding Geser
   - Tebal Dinding Geser : 320 mm
   - Panjang Bentang : 7000 mm
   - Tinggi : 5000 mm

   32 cm ≥ L/25 = 7000/25 = 28,0 cm (OK)
   32 cm ≥ H/25 = 5000/25 = 20,0 cm (OK)

b. Dinding *Basement*
   - Tebal Dinding *Basement* : 300 mm
   - Panjang Bentang : 7500 mm
   - Tinggi : 5000 mm

   30 cm ≥ L/25 = 7500/25 = 30,0 cm (OK)
   30 cm ≥ H/25 = 3000/25 = 20,0 cm (OK)

Jadi, tebal *shearwall* sebesar 32 cm dan dinding *basement* sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2019 pasal 11.3.1.1.

## 4.2. Perencanaan Struktur Sekunder

### 4.2.1. Umum

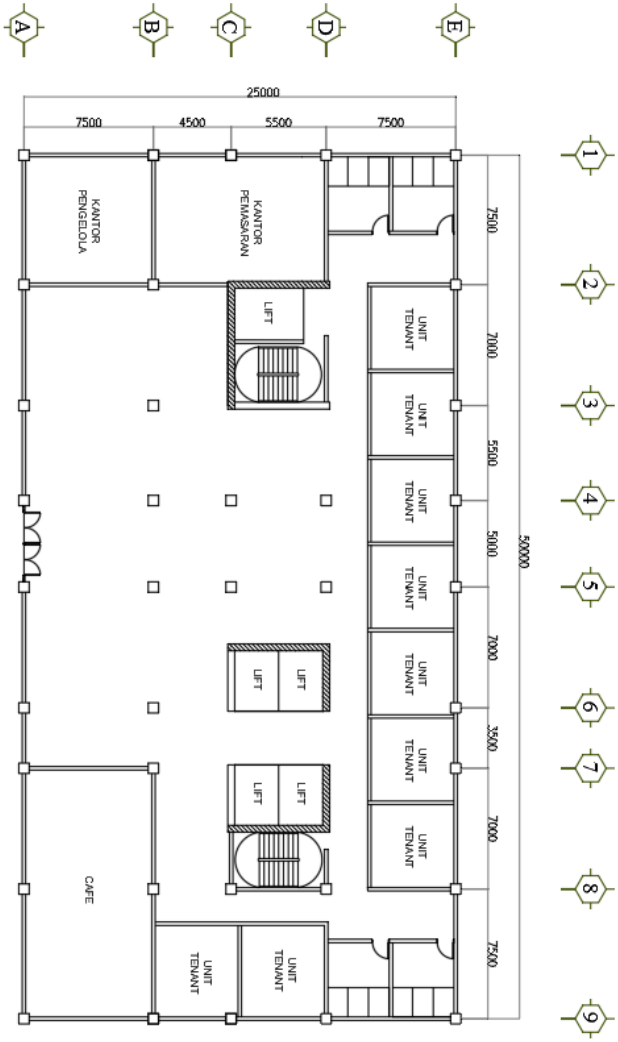
Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok *lift* dan balok anak. Pada subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

### 4.2.2. Perencanaan Tangga

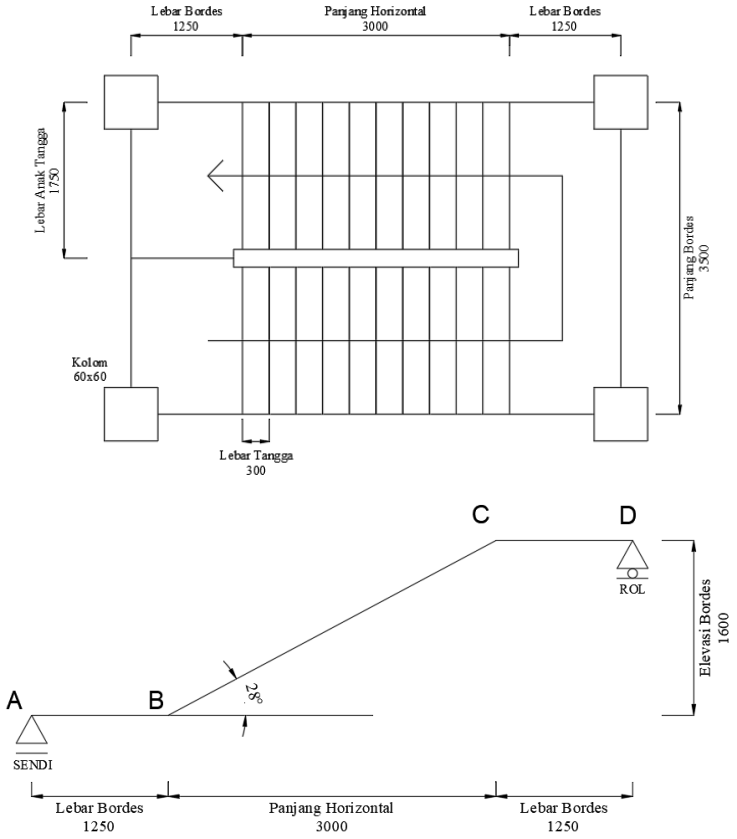
#### 4.2.2.1. Data Perencanaan Tangga Tipe 1

- Panjang bentang tangga (L) : 550 cm
- Tinggi lantai : 320 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 15 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Jumlah injakan (ni) : $\frac{Elevasi\ bordes}{Tinggi\ tanjakan}$ : 11 buah
- Jumlah tanjakan (nt) : ni – 1 buah : 10 buah
- Tebal pelat tangga (tp) : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 14 cm
- Elevasi bordes : 160 cm
- Lebar bordes : $\frac{L-Panjang\ horizontal}{2}$ :125 cm
- Panjang bordes : 350 cm
- Lebar tangga : 175 cm
- Panjang horizontal tangga : 300 cm
- Kemiringan tangga : arc tan $\left(\frac{160}{300}\right)$ = $28{,}07^0$
- Tebal anak tangga rata-rata (tr) :
  $\frac{i}{2} x \sin\alpha = \frac{30}{2} \text{x} \sin 28{,}07 = 7{,}06$ cm
- Tebal pelat tangga rata-rata :
  tp + tr = 15 + 7,06 = 22,06 cm ≈ 21 cm
- Cek Syarat
  1. $60 \leq (2t+i) \leq 65$
     $60 \leq (30+30) \leq 65$ **(OK)**
  2. $25° \leq \alpha \leq 40^0$
     $25° \leq 28{,}07 \leq 40^0$ **(OK)**

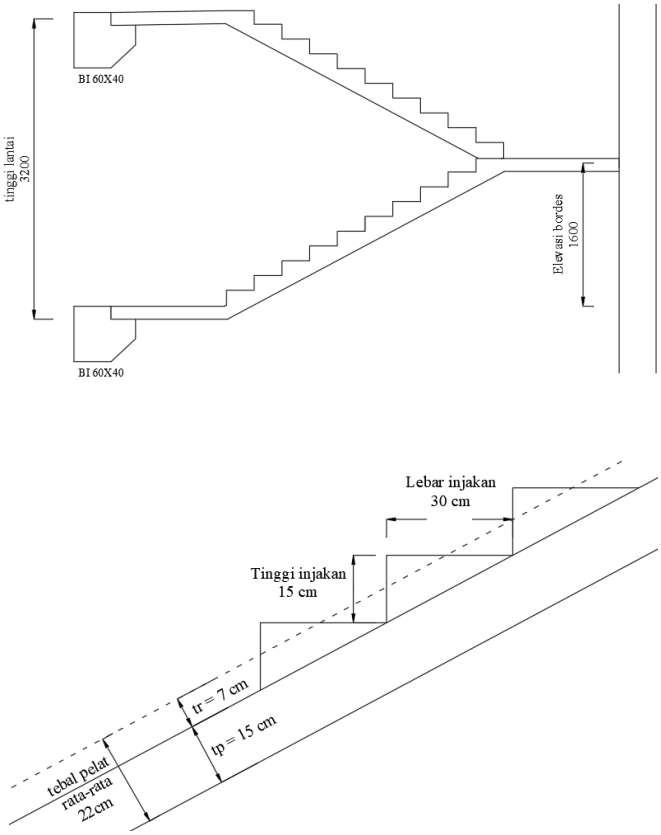
Detail perencanaan tangga dapat dilihat pada **Gambar 4.6, Gambar 4.7, dan Gambar 4.8.**




Gambar 4. 6 Denah Lantai 1




Gambar 4. 7 Desain Perencanaan Tangga




Gambar 4. 8 Detail Perencanaan Tangga

Berikut merupakan data perencanaan pada keseluruhan tipe tangga yang tertera pada **Tabel 4. 10.**

Tabel 4. 10 Data Perencanaan Tangga

| Data Perencanaan | TIPE TANGGA | | |
|---|---|---|---|
| | Tipe 1 | Tipe 2 | Tipe 3 |
| Panjang Bentang Tangga (cm) | 550 | 750 | 750 |
| Tinggi Lantai (cm) | 320 | 500 | 300 |
| Tinggi Tanjakan (cm) | 15 | 17 | 15 |
| Lebar Injakan (cm) | 30 | 30 | 30 |
| Jumlah Injakan | 11 | 15 | 10 |
| Jumlah Tanjakan | 10 | 14 | 9 |
| Tebal Pelat Tangga (cm) | 14 | 15 | 15 |
| Tebal Pelat Bordes (cm) | 14 | 15 | 15 |
| Elevasi Bordes (cm) | 160 | 250 | 150 |
| Lebar Bordes (cm) | 125 | 165 | 240 |
| Panjang Bordes (cm) | 350 | 400 | 400 |
| Lebar Tangga (cm) | 175 | 200 | 200 |
| Panjang Horizontal Tangga (cm) | 300 | 420 | 270 |
| Kemiringan Tangga α ($^o$) | 28.07 | 30.76 | 29.05 |
| Tebal Anak Tangga Rata-rata (cm) | 7.06 | 7.67 | 7.28 |
| Tebal Pelat Tangga Rata-rata (cm) | 21.00 | 23.00 | 22.00 |
| Cek Syarat | | | |
| $60 \leq (2t+1) \leq 65$ | OK | OK | OK |
| $25^o \leq \alpha \leq 40^o$ | OK | OK | OK |

(Sumber: Data Pribadi)

### 4.2.2.2. Pembebanan Tangga dan Bordes

Pada perhitungan pembebanan struktur tangga, beban hidup dan mati diberikan untuk lebar tangga setiap 1 m'. Berikut contoh perhitungan pembebanan pada struktur tangga Tipe 1.

a. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

Pelat tangga $= \frac{0.21 \; x \; 2400}{\cos 28{,}07}$ = 571,2 kg/m

Tegel (t=1) = 24 x 1 = 24 kg/m

Spesi (t=1) = 21 x 1 = 21 kg/m

Sandaran = 50 = 50 kg/m

Tegel dan Spesi Vertikal
$= \frac{(24+21)x\ 1m\ x\ 1.6m}{3m}$ = 24 kg/m +

**qd = 690,2 kg/m**

- Beban hidup

**ql = 479 kg/m**

- Kombinasi

**qu 1** = 1,2 x qd + 1,6 x ql
= (1,2 x 690,2) + (1,6 x 479)
= **1594,64 kg/m**

b. Pembebanan Bordes

- Beban Mati

| | | | |
|---|---|---|---|
| Pelat tangga | = 2400 x 0,14 | = 336 | kg/m |
| Tegel (t=1) | = 24 x 1 | = 24 | kg/m |
| Spesi (t=1) | = 21 x 2 | = 21 | kg/m |
| Sandaran | = 50 | = 50 | kg/m |

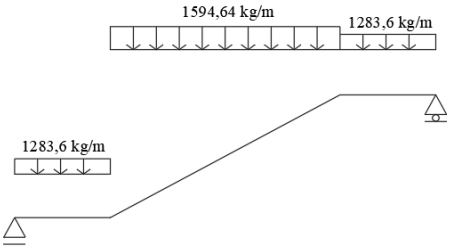
**qd = 431 kg/m**

- Beban Hidup

**ql = 479 kg/m**

- Kombinasi

**qu 2** = 1,2 x qd + 1,6 x ql
= (1,2 x 431) + (1,6 x 479)
= **1283,6 kg/m**




Gambar 4. 9 Beban Hidup dan Mati pada Tangga

Rekapitulasi pembebanan pada seluruh tipe tangga tertera pada **Tabel 4.11.**

Tabel 4. 11 Pembebanan pada Tangga

| Data Perencanaan | TIPE TANGGA | | |
|---|---|---|---|
| | Tipe 1 | Tipe 2 | Tipe 3 |
| Pelat Tangga | | | |
| Beban Mati (kg/m') | | | |
| 1. Berat Sendiri | 571.2 | 642.39 | 604.01 |
| 2. Tegel | 24 | 24 | 24 |
| 3. Spesi | 21 | 21 | 21 |
| 4. Sandaran | 50 | 50 | 50 |
| 5. Tegel & Spesi Vertikal | 24 | 26.79 | 25 |
| Total Beban Mati (qd) | 690.20 | 764.17 | 724.01 |
| Beban Hidup (kg/m') | | | |
| 1. Beban Hidup pada Tangga | 479 | 479 | 479 |
| Total Beban Hidup (ql) | 479 | 479 | 479 |
| Beban Ultimate (kg/m') | | | |
| qu = 1,2 qd + 1,6 ql | 1594.64 | 1683.41 | 1635.21 |
| Pelat Bordes | | | |
| Beban Mati (kg/m') | | | |
| 1. Berat Sendiri | 336 | 360 | 360 |
| 2. Tegel | 24 | 24 | 24 |
| 3. Spesi | 21 | 21 | 21 |
| 4. Sandaran | 50 | 50 | 50 |
| Total Beban Mati (qd) | 431 | 455 | 455 |
| Beban Hidup (kg/m') | | | |
| 1. Beban Hidup pada Tangga | 479 | 479 | 479 |
| Total Beban Hidup (ql) | 479 | 479 | 479 |
| Beban Ultimate (kg/m') | | | |
| qu = 1,2 qd + 1,6 ql | 1283.6 | 1312.4 | 1312.4 |

(Sumber: Data Pribadi)

### 4.2.2.3. Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-

rol, dengan pembebanan tangga seperti pada **Gambar 4.8**. Berikut contoh perhitungan gaya dalam pada tangga Tipe 1.

- **Reaksi Perletakan**

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

  $R_D\ (5,5) - q_1\ (3)\ (1,25+1,5) - q_2\ (1,25)(0,625)[1+ (4,25)] = 0$

  $R_D = 3996,46$ kg
- $\Sigma V = 0$

  $R_A - q_1\ (3) - q_2\ (1,25 \times 2) + R_D = 0$

  $R_A = 1594,64\ (3) + 1283,6(1,25 \times 2) - 3996,46 = 0$

  $R_A = 3996,46$ kg

- **Gaya Normal**

- Pada Bordes $(0 < X < 1,25)$ dan $(4,25 < X < 5,5)$

  $N = 0$ kg
- Pada Anak Tangga $(1,25 < X < 4,25)$

  $X = 1,25$ m

  $N_1 = -[R_A - q_2\ (X)] \sin \alpha$

  $= -2391,96 \sin (28,07)$

  $= -1125,63$ kg

  $X = 4,25$

  $N_2 = -[R_A - q_2\ (1,25)] \sin \alpha + q_1\ (X-1,25) \sin \alpha$

  $= -1125,63 + 1594,64\ (3) \sin (28,07)$

  $= 1125,63$ kg

- **Gaya Lintang**

- Pada Bordes $(0 < X < 1,25)$ dan $(4,25 < X < 5,5)$

  $X = 0$ m

  $D_1 = R_A$

  $= 3996,46$ kg

  $X = 1,25$ m

  $D_2 = R_A - q_2\ (X)$

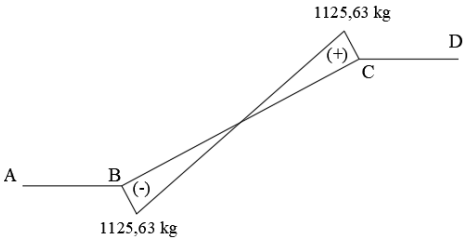
  $= 3996,46 - 1283,6\ (1,25)$

  $= 2391,96$ kg

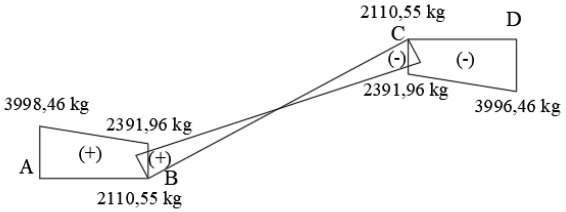
- Pada Anak Tangga ( 1,25 < X < 4,25)
  X = 1,25 m
  $D_1$ = [$R_A$ – $q_2$ (X)] cos α
  = 2110,55 kg
  X = 4,25 m
  $D_2$ = [$R_A$ – $q_2$ (1,25)] cos α – $q_1$ (X-1,25) cos α
  = -2110,55 kg

- **Gaya Momen**
- Pada Bordes (0 < X < 1,25) dan (4,25 < X < 5,5)
  X = 0 m
  $M_1$ = 0 kgm
  X = 1,25 m
  $M_2$ = $R_A$ X – 0,5 $q_2$ $X^2$
  = 3996,46 (1,25) – 0,5 (1283,6)$(1,25)^2$
  = 3992,76 kgm
- Pada Anak Tangga ( 1,25 < X < 4,25)
  X = 1,25 m
  $M_1$ = 3992,76 kgm
  X = 4,25 m
  $M_2$ = $R_A$ X – $q_2$ 1,25 (X-0,625) – 0.5 $q_1$ $(X-1,25)^2$
  = 3996,46(4,25)-(1283,6)(1,25)(3,625)-0.5(1594,64)$(3)^2$
  = 3992,76 kgm
- Momen Maksimal
  $M_{max}$ = $R_A$ (1,25+X) – $q_2$ (1,25)(X+0,625) – 0.5 $q_1$ $X^2$
  $\frac{dy}{dx}$ = 0
  X = 1,5 m
  $M_{max}$ = 5786,7325 kgm

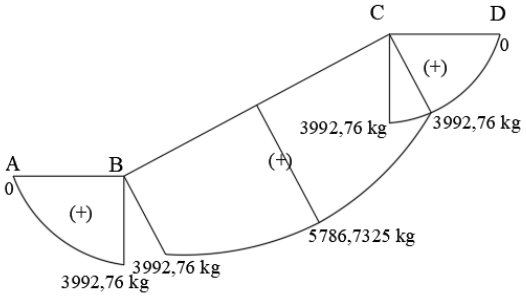
Ilustrasi diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas dapat dilihat pada **Gambar 4.10, 4.11, dan 4.12.**




Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga




Gambar 4. 11 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga




Gambar 4. 12 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

Tabel 4. 12 Gaya Dalam Tangga Kombinasi 1,2D + 1,6L

| Data Perencanaan | TIPE TANGGA | | |
|---|---|---|---|
| | Tipe 1 | Tipe 2 | Tipe 3 |
| Reaksi Perletakan | | | |
| Reaksi Perletakan A (kg) | 3996.46 | 5700.62 | 5357.30 |
| Reaksi Perletakan D (kg) | 3996.46 | 5700.62 | 5357.30 |
| Gaya Normal | | | |
| NA (kg) | 0 | 0 | 0 |
| NB kiri (kg) | 0 | 0 | 0 |
| NB kanan (kg) | -1125.63 | -1808.18 | -1072.07 |
| NC kiri (kg) | 1125.63 | 1808.18 | 1072.07 |
| NC kanan (kg) | 0 | 0 | 0 |
| ND (kg) | 0 | 0 | 0 |
| Gaya Geser | | | |
| DA (kg) | 3996.46 | 5700.62 | 5357.30 |
| DB kiri (kg) | 2391.96 | 3535.16 | 2207.54 |
| DB kanan (kg) | 2110.55 | 3037.74 | 1929.73 |
| DC kiri (kg) | -2110.55 | -3037.74 | -1929.73 |
| DC kanan (kg) | -2391.96 | -3535.16 | -2207.54 |
| DD (kg) | -3996.46 | -5700.62 | -5357.30 |
| Gaya Momen | | | |
| MA (kgm) | 0 | 0 | 0 |
| MB (kgm) | 3992.76 | 7619.52 | 9077.80 |
| MC (kgm) | 3992.76 | 7619.52 | 9077.80 |
| MD (kgm) | 0 | 0 | 0 |
| Mmax (kgm) | 5786.73 | 11331.43 | 10567.89 |

(Sumber: Data Pribadi)

### 4.2.2.4. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

Tulangan pelat tangga dan bordes dibuat sama agar lebih mudah dalam pelaksanaan. Perhitungan tulangan tangga adalah sebagai berikut:

- **Data Perencanaan Penulangan Tangga dan Bordes**
  - f'c = 35 Mpa
  - fy = 420 Mpa
  - $\beta_1$ = 0,85 – 0,05 $\frac{(Fc'-28)}{7}$ = 0,8
  - $\rho_{min}$ = $\frac{0{,}0018 \; x \; 420}{fy}$ = 0,0018
  - $\rho_b$ = $\frac{0{,}85 \; x \; \beta_1 x \; fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
    = $\frac{0{,}85 \; x \; 0.8 \; x \; 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$
    = 0,03333
  - $\rho_{max}$ = 0.75 x $\rho_b$ = 0,025
  - m = $\frac{fy}{0.85 \; x \; fc'} = \frac{420}{0.85 \; x \; 35}$ = 14,118
  - Tebal pelat = 140 mm
  - Direncanakan tulangan = D16 mm (As = 201,06 $mm^2$)
  - Tebal selimut beton (d') = 20 mm
  - dx = 140 – 20 – (0,5 x 16) = 112 mm
  - dy = 140 – 20 – 16 – (0,5 x 16) = 96 mm
  - Mu = 5786,7325 kgm = 57,8673 kNm = 57867325 Nmm
  - Vu = 3996,46 kg
  - Nu = 1125,63 kg

- **Perhitungan Penulangan**
  - **Penulangan Longitudinal**
    **Penulangan terhadap momen positif**

    Rn = $\frac{Mu}{bd^2} = \frac{57867325}{0.9 \; x \; 1000 \; x \; 112^2}$ = 5,1257 Mpa

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

    = $\frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; x \; 14{,}118 \; x \; 5{,}1257}{420}}\right)$ = 0,0135

    $\rho_{pakai}$ = 0,0135 > $\rho_{min}$

    $As_{perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d
    = 0,0135 x 1000 x 112
    = 1510,69 $mm^2$

Jarak tulangan maksimum:

S perlu $= \frac{b\ x\ As}{As\ perlu} = \frac{1000\ x\ 201{,}06}{1510{,}69}$ = 133,09 mm

S pakai = 125 mm

Kontrol Regangan:

a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ fc'b}$ = 21,33 mm

c $= \frac{a}{\beta_1} = \frac{21{,}33}{0{,}8}$ = 26,66 mm

$\varepsilon_t = \frac{(dx-c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(112-26{,}66)x\ 0{,}003}{26{,}66}$

= 0,0096 > 0,005 (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan. (OK)

**∴ Digunakan tulangan lentur D16 – 125**

**Penulangan terhadap momen negatif**

Karena memakai perletakkan sendi-rol (beban gravitasi tidak ada momen negative), maka rasio tulangan untuk momen negatif memakai $\rho_{min.}$

$\rho_{pakai}$ = 0,0018

$As_{perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0018 x 1000 x 112

= 201,6 $mm^2$

Jarak tulangan maksimum:

S perlu $= \frac{b\ x\ As}{As\ perlu} = \frac{1000\ x\ 201{,}06}{201{,}6}$ = 997,331 mm

S pakai = 250 mm

**∴ Digunakan tulangan lentur D16 – 250**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2019 Pasal 22.5.6.1)

Komponen struktur dibeban tekan aksial.

Vc $= 0{,}17x\left(1+\frac{Nu}{Ag\ x\ 14}\right)x\sqrt{fc'}x\ bw\ x\ d$

Vc $= 0{,}17x\left(1+\frac{11256{,}282}{1000x150x14}\right)x\sqrt{35}x\ 1000\ x\ 112$

Vc = 113073,43 N

Vn $= 0{,}5\ x\ Ø\ x\ Vc = 0{,}5\ x\ 0{,}75\ x\ 113073{,}43$

= 42402,53 N

Vn > Vu → tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2)

  Tulangan susut menggunakan $\rho_{min}$ = 0,0018

  ρ pakai = 0,0018

  As $_{perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

  = 0,0018 x 1000 x 112

  = 201,6 mm$^2$

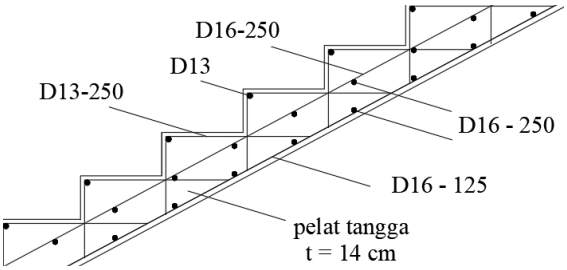
  Jarak tulangan maksimum:

  S perlu = $\frac{b\ x\ As}{As\ perlu} = \frac{1000\ x\ 201{,}06}{201{,}6}$ = 997,33 mm

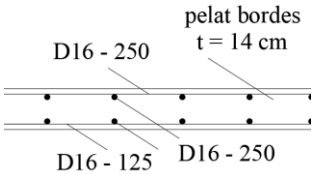
  S pakai = 250 mm

  **∴ Digunakan tulangan susut D16 – 250**

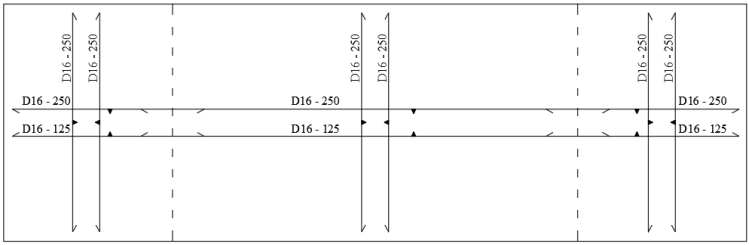
Detail penulangan tangga tipe 1 dapat dilihat pada **Gambar 4.13, 4.14, dan 4.15.** Serta rekapitulasi penulangan untuk seluruh tipe tangga tertera pada **Tabel 4.13.**




Gambar 4. 13 Desain Tulangan Pelat Tangga




Gambar 4. 14 Desain Tulangan Pelat Bordes




Gambar 4. 15 Penulangan Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Tabel 4. 13 Rekapitulasi Tulangan Tangga

| Tipe Tangga | Tulangan | | |
|---|---|---|---|
| | Longitudinal Positif | Longitudinal Negatif | Susut |
| Tipe 1 | D16 -125 mm | D16 - 250 mm | D16 - 250 mm |
| Tipe 2 | D16 - 50 mm | D16 - 250 mm | D16 - 300 mm |
| Tipe 3 | D16 - 50 mm | D16 - 250 mm | D16 - 300 mm |

### 4.2.3. Perencanaan Struktur Pelat

Pada tugas akhir ini, terdapat dua jenis pelat yang akan direncanakan, yaitu pelat lantai dan pelat atap. Akan tetapi, untuk efisiensi kinerja sistem pracetak, pelat atap akan direncanakan sama dengan pelat lantai. Berdasarkan penelitian Minehiro Nishiyama tentang *Precast Concrete Research, Design, and Construction in Japan* yang mengacu pada AIJ *standard* bahwa tebal minimal total tebal pelat adalam 80 mm, dimana untuk pelat topping adalah 50 mm dan untuk precast slab 30 mm. Maka, pelat yang digunakan ialah pelat *half slab* dengan tebal pelat pracetak setebal 9 cm dan *overtopping* setebal 5 cm. Dalam perencanaan pelat pada tugas akhir ini, terdapat 12 tipe pelat.

Perencanaan pelat didasarkan pada beberapa keadaan, yaitu saat pengangkatan, sebelum komposit, dan setelah komposit.

- Saat Pengangkatan
  Keadaan ini terjadi pada saat instalasi pelat *half slab*, dimana dilakukan proses pengangkatan pelat ke tempat

yang direncanakan. Pengangkatan direncanakan dilakukan pada hari ke-14 dengan nilai kekuatan beton sebesar 30,8 MPa.

- Sebelum Komposit
  Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran *topping* yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban, perletakkan pelat pada kondisi diasumsikan sebagai perletakan bebas diatas balok.
- Setelah Komposit
  Keadaan ini terjadi saat *topping* dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban.

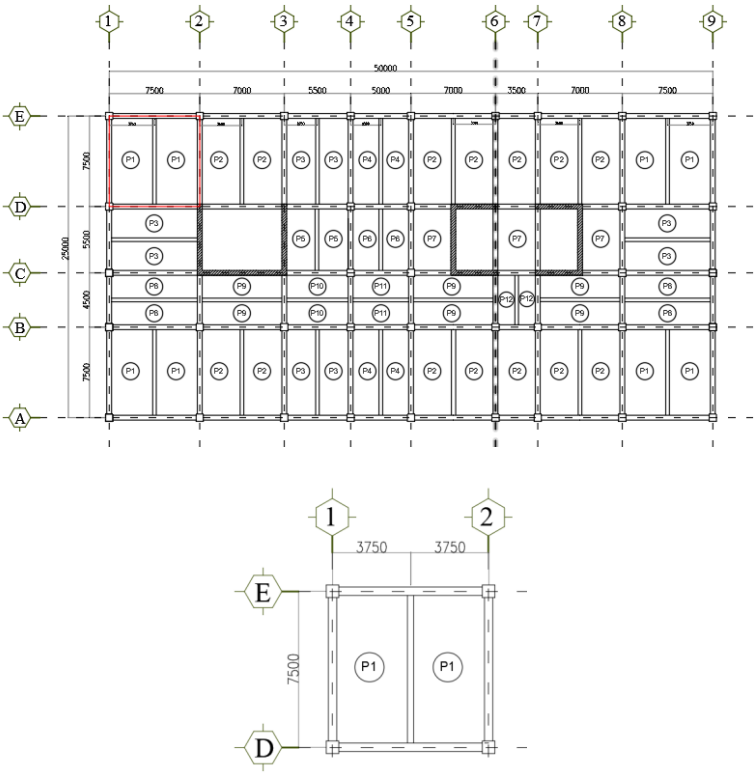
Penulangan yang digunakan ialah penulangan yang paling kritis dari ketiga keadaan diatas. Selain itu, dalam tugas akhir ini juga akan direncanakan tulangan angkat untuk pengangkatan pelat pracetak. Struktur pelat pracetak direncanakan menggunakan pelat sambungan balok dengan pelat menggunakan sistem *overtopping*. Peraturan yang digunakan untuk besar beban yang bekerja pada struktur pelat menggunakan SNI 2847:2019 dan PCI Handbook.

#### 4.2.3.1. Data Perencanaan Pelat

Contoh perhitungan ialah untuk pelat P1 (7500 x 3750 mm) dengan data perencanaan sebagai berikut:

- Tebal pelat = 14 cm (9 cm pracetak)
- Mutu beton (f'c) = 35 MPa
- Mutu beton pengangkatan = 30,8 Mpa (14 hari)
- Mutu baja (fy) = 420 Mpa
- *Clear Cover* = 20 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm
- Panjang Pelat = 7,5 m
- Lebar Pelat = 3,75 m

Denah pelat yang ditinjau tertera pada **Gambar 4.16.**




Gambar 4. 16 Denah pelat yang ditinjau

### 4.2.3.2. Pembebanan Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL) berdasarkan PBI 1983 sesuai dengan fungsi bangunan Apartemen dan kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan SNI 1727:2013.

- Setelah Komposit

*Beban Mati (DL) :*

- Pelat : 0,14 m x 2400 kg/m$^3$ = 336 kg/m$^2$
- Spesi (2 cm) : 2 x 21 kg/m$^2$ = 42 kg/m$^2$
- Tegel = 24 kg/m$^2$
- Plafond = 11 kg/m$^2$

- Penggantung = 7 kg/m$^2$
- *Ducting + Plumbing* = 30 kg/m$^2$

**DL** = 450 kg/m$^2$

*Beban Hidup (LL) :*

- Beban Hidup Ruang Publik = 479 kg/m$^2$

**LL** = 479 kg/m$^2$

**Qu** = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 (450) + 1,6 (479) = 1306,4 kg/m$^2$

- Sebelum Komposit

*Beban Mati (DL) :*

- Pelat : 0,9 m x 2400 kg/m$^3$ = 216 kg/m$^2$
- *Overtopping* : 0,5 m x 2400 kg/m$^3$ = 120 kg/m$^2$

**DL** = 336 kg/m$^2$

*Beban Hidup (LL) :*

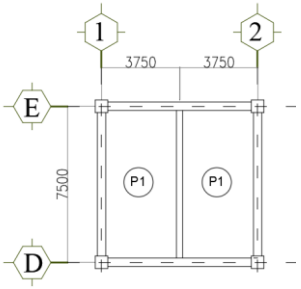
- Pekerja = 100 kg/m$^2$

**LL** = 100 kg/m$^2$

**Qu** = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 (336) + 1,6 (100) = 563,2 kg/m$^2$

### 4.2.3.3. Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan tulangan pelat untuk pelat lantai tipe P1 (7500 x 3750 mm) (**Gambar 4.17**). Berikut merupakah langkah-langkah yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat:

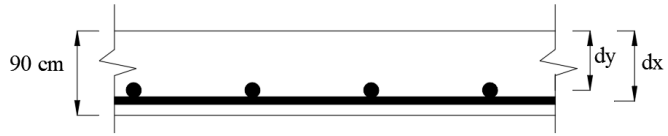



Gambar 4. 17 Pelat yang ditinjau

- Menentukan Jenis Pelat
  $\beta = \frac{Ly}{Lx}$ (β ≥ 2 → Pelat 1 arah, β < 2 → pelat 1 arah)

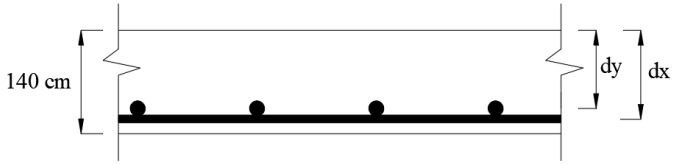
  $\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{7500}{3750} = 2 \rightarrow 1\ arah$

- Kondisi sebelum *overtopping*




  $dx = 90 - 20 - \frac{10}{2} = 65\ mm$
  $dy = 90 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 55\ mm$

- Kondisi sesudah *overtopping*




  $dx = 140 - 20 - \frac{10}{2} = 115\ mm$
  $dy = 90 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 105\ mm$

- Untuk mutu beton f'c = 35 MPa berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3 harga dari $\beta_1$ adalah sebagai berikut:

  $\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}005\frac{f'c-28}{7} = 0{,}8$

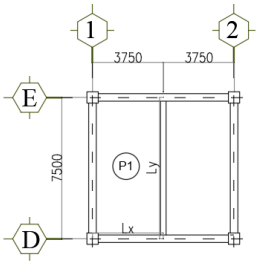
- Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:
  $\rho_{min} = \frac{0{,}0018\ x\ 420}{fy} = 0{,}0018$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2)

$$\rho_b = 0{,}85\left(\frac{\beta 1\ x\ f'c}{fy}\right) x\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0{,}0333$$
$$\rho_{max} = 0{,}75\ x\ \rho_b = 0{,}025$$

Penulangan pokok pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada derah lapangan tulangan tariknya berada di bawah.

**a. Penulangan Pelat Sesudah *Overtopping***

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh dengan Ly/Lx = 2 didapat persamaan momen sebagai berikut:




Gambar 4. 18 Pelat yang ditinjau

$$M = 0{,}001\ \times\ qu\ \times\ Lx^2\ \times\ X$$

Mulx (+) = X1 → 41 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mulx (+) = 0,001 x 1306,4 x $3{,}75^2$ x 41 = 753,22 kgm

Muly (+) = X2 → 12 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muly (+) = 0,001 x 1306,4 x $3{,}75^2$ x 12 = 220,46 kgm

Mutx (-) = X3 → 83 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mutx (-) = 0,001 x 1306,4 x $3{,}75^2$ x 83 = 1524,81 kgm

Muty (-) = X4 → 57 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)

Muty (-) = 0,001 x 1306,4 x $3,75^2$ x 57 = 1047,16 kgm

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**
  - Besaran momen yang digunakan:
    Mulx (+) = Mutx (-) = 1524,81 kgm = 15248138 Nmm
    m $= \frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{420}{0,85\ x\ 35}$ = 14,118
    Rn $= \frac{Mu}{Ø \times b \times dx^2} = \frac{15248138}{0,9 \times 1000 \times 115^2}$ = 1,28 Mpa
  - Rasio tulangan:
    $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
    $= \frac{1}{14,118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,118 \times 1,28}{420}}\right)$ = 0,00312
    $\rho_{min} = \frac{0,0018\ x\ 420}{fy} = 0,0018$
    $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0,00312$
  - Perhitungan kebutuhan tulangan arah X:
    $As_{perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,00312 x 1000 x 115 = 358,67 $mm^2$
  - Jarak tulangan
    $S_{max1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)
    $S_{max2}$ = 3h = 3(140) = 420 mm
    $S_{hasil} = 1000 \times \frac{As\ tulangan}{As\ perlu}$
    $= 1000 \times \frac{0,25 \times \pi \times 10^2}{358,67}$
    = 218,98 mm
    $S_{pakai}$ = 200 mm
  - Kontrol regangan
    a $= \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b}$ = 5,06 mm
    c $= \frac{a}{\beta 1}$ = 6,33 mm
    $\varepsilon_t = \frac{(dx - c)\ x\ 0,003}{c} = \frac{(115 - 6,33) x\ 0,003}{6,33}$
    = 0,052 > 0,005 (OK)
    Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan. (OK)
  - Kontrol retak (SNI 2847:2019 Pasal 24.3.2)

fs $= \frac{2}{3} fy = \frac{2}{3} \times 240 = 280$ MPa

Cc $= 20 - \frac{10}{2} = 15$ mm

$S_{maks1} = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5Cc = 342{,}5$ mm

$S_{maks2} = 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300$ mm

**∴ Digunakan tulangan lentur arah X = D10-200 mm**

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y**
  - Besaran momen yang digunakan:
    Muly (+) = Muty (-) = 1047,16 kgm = 10471613 Nmm
    m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35} = 14{,}118$
    Rn $= \frac{Mu}{Ø \times b \times dx^2} = \frac{10471613}{0{,}9 \times 1000 \times 105^2} = 1{,}06$ Mpa
  - Rasio tulangan:
    $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
    $= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}118 \times 1{,}06}{420}}\right) = 0{,}00256$
    $\rho_{min} = \frac{0{,}0018\ x\ 420}{fy} = 0{,}0018$
    $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0{,}00256$
  - Perhitungan kebutuhan tulangan arah Y:
    $As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0{,}00256$ x 1000 x 105 = 189 $mm^2$
  - Jarak tulangan
    $S_{max1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)
    $S_{max2}$ = 3h = 3(140) = 420 mm
    $S_{hasil} = 1000 \times \frac{As\ tulangan}{As\ perlu}$
    $= 1000 \times \frac{0{,}25 \times \pi \times 10^2}{189}$
    = 415,55 mm
    $S_{pakai}$ = 250 mm
  - Kontrol regangan
    a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = 2{,}67$ mm

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 3,34 mm

$\varepsilon_t$ = $\frac{(dx-c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(105-3{,}34)x\ 0{,}003}{3{,}34}$

= 0,152 > 0,005 (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan. (OK)

- Kontrol retak (SNI 2847:2019 Pasal 24.3.2)

fs = $\frac{2}{3} fy = \frac{2}{3} \times 240$ = 280 MPa

Cc = $20 - \frac{10}{2}$ = 15 mm

$S_{maks1} = 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5Cc$ = 342,5 mm

$S_{maks2} = 300 \left(\frac{280}{fs}\right)$ = 300 mm

**∴ Digunakan tulangan lentur arah Y = D10-250 mm**

Rekapitulasi perhitungan penulangan pelat sesudah *overtopping* dapat dilihat pada **Tabel 4.14, 4.15, dan 4.16.**

Tabel 4. 14 Perhitungan Momen Pelat Sesudah *Overtopping*

| Pelat | | | Panjang (m) | Lebar (m) | Ly / Lx | Koef. Momen | | Beban Hidup (Kg/m$^2$) | Beban Mati (Kg/m$^2$) | Kombinasi 1.2D + 1.6L | Momen Ultimate (Kgm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | Lapangan | X | 7.5 | 3.75 | 2 | Mulx | 41 | 479 | 450 | 1306.4 | 753.22 |
| | Lapangan | Y | 7.5 | 3.75 | 2 | Muly | 12 | 479 | 450 | 1306.4 | 220.46 |
| | Tumpuan | X | 7.5 | 3.75 | 2 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 1524.81 |
| | Tumpuan | Y | 7.5 | 3.75 | 2 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 1047.16 |
| P2 | Lapangan | X | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Mulx | 41 | 479 | 450 | 1306.4 | 656.14 |
| | Lapangan | Y | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Muly | 11 | 479 | 450 | 1306.4 | 176.04 |
| | Tumpuan | X | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 1328.28 |
| | Tumpuan | Y | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 912.19 |
| P3 | Lapangan | X | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 414.95 |
| | Lapangan | Y | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Muly | 8 | 479 | 450 | 1306.4 | 79.04 |
| | Tumpuan | X | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 820.01 |
| | Tumpuan | Y | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 563.14 |
| P4 | Lapangan | X | 7.5 | 2.5 | 3 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 342.93 |
| | Lapangan | Y | 7.5 | 2.5 | 3 | Muly | 8 | 479 | 450 | 1306.4 | 65.32 |
| | Tumpuan | X | 7.5 | 2.5 | 3 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 677.70 |
| | Tumpuan | Y | 7.5 | 2.5 | 3 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 465.41 |
| P5 | Lapangan | X | 5.5 | 2.75 | 2 | Mulx | 41 | 479 | 450 | 1306.4 | 405.07 |
| | Lapangan | Y | 5.5 | 2.75 | 2 | Muly | 12 | 479 | 450 | 1306.4 | 118.56 |
| | Tumpuan | X | 5.5 | 2.75 | 2 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 820.01 |
| | Tumpuan | Y | 5.5 | 2.75 | 2 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 563.14 |
| P6 | Lapangan | X | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Mulx | 41 | 479 | 450 | 1306.4 | 334.77 |
| | Lapangan | Y | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Muly | 11 | 479 | 450 | 1306.4 | 89.82 |
| | Tumpuan | X | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 677.70 |
| | Tumpuan | Y | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 465.41 |
| P7 | Lapangan | X | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Mulx | 37 | 479 | 450 | 1306.4 | 592.13 |
| | Lapangan | Y | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Muly | 16 | 479 | 450 | 1306.4 | 256.05 |
| | Tumpuan | X | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Mutx | 79 | 479 | 450 | 1306.4 | 1264.27 |
| | Tumpuan | Y | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 912.19 |
| P8 | Lapangan | X | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 277.77 |
| | Lapangan | Y | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Muly | 8 | 479 | 450 | 1306.4 | 52.91 |
| | Tumpuan | X | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 548.93 |
| | Tumpuan | Y | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 376.98 |
| P9 | Lapangan | X | 7 | 2.25 | 3.1 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 277.77 |
| | Lapangan | Y | 7 | 2.25 | 3.1 | Muly | 8 | 479 | 450 | 1306.4 | 52.91 |
| | Tumpuan | X | 7 | 2.25 | 3.1 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 548.93 |
| | Tumpuan | Y | 7 | 2.25 | 3.1 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 376.98 |
| P10 | Lapangan | X | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 277.77 |
| | Lapangan | Y | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Muly | 10 | 479 | 450 | 1306.4 | 66.14 |
| | Tumpuan | X | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 548.93 |
| | Tumpuan | Y | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 376.98 |
| P11 | Lapangan | X | 5 | 2.25 | 2.2 | Mulx | 41 | 479 | 450 | 1306.4 | 271.16 |
| | Lapangan | Y | 5 | 2.25 | 2.2 | Muly | 11 | 479 | 450 | 1306.4 | 72.75 |
| | Tumpuan | X | 5 | 2.25 | 2.2 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 548.93 |
| | Tumpuan | Y | 5 | 2.25 | 2.2 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 376.98 |
| P12 | Lapangan | X | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Mulx | 42 | 479 | 450 | 1306.4 | 168.04 |
| | Lapangan | Y | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Muly | 8 | 479 | 450 | 1306.4 | 32.01 |
| | Tumpuan | X | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Mutx | 83 | 479 | 450 | 1306.4 | 332.07 |
| | Tumpuan | Y | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Muty | 57 | 479 | 450 | 1306.4 | 228.05 |

Tabel 4. 15 Data Perencanaan Pelat Sesudah *Overtopping*

| Pelat | | | Spesifikasi Bahan | | | Spesifikasi Penampang | | | | Input Gaya | β1 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | D Tul. | Fy Tul. | F'c Beton | Lebar (b) | Tebal (h) | Cover | d | Mu | |
| | | | (mm) | (Mpa) | (Mpa) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (Nmm) | |
| P1 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 7532212.5 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 2204550 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 15248138 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 10471613 | 0.80 |
| P2 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 6561394 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 1760374 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 13282822 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 9121938 | 0.80 |
| P3 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 4149453 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 790372 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 8200109.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 5631400.5 | 0.80 |
| P4 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 3429300 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 653200 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 6776950 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 4654050 | 0.80 |
| P5 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 4050656.5 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 1185558 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 8200109.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 5631400.5 | 0.80 |
| P6 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 3347650 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 898150 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 6776950 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 4654050 | 0.80 |
| P7 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 5921258 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 2560544 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 12642686 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 9121938 | 0.80 |
| P8 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 2777733 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 529092 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 5489329.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 3769780.5 | 0.80 |
| P9 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 2777733 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 529092 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 5489329.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 3769780.5 | 0.80 |
| P10 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 2777733 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 661365 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 5489329.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 3769780.5 | 0.80 |
| P11 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 2711596.5 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 727501.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 5489329.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 3769780.5 | 0.80 |
| P12 | Lapangan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 1680357 | 0.80 |
| | Lapangan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 320068 | 0.80 |
| | Tumpuan | X | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 115 | 3320705.5 | 0.80 |
| | Tumpuan | Y | 10 | 420 | 35 | 1000 | 140 | 20 | 105 | 2280484.5 | 0.80 |

Tabel 4. 16 Perhitungan Tulangan Pelat Sesudah *Overtopping*

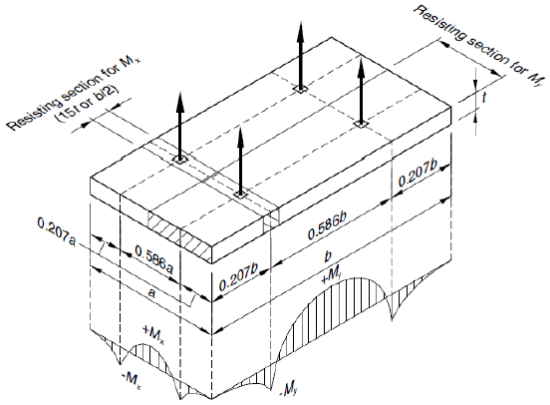
| Pelat | | ρ max | ρ min | Rn (Mpa) | m | ρ perlu | ρ pakai | As Perlu ($mm^2$) | S Perlu (mm) | S Pakai (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | X | 0.025 | 0.0018 | 1.2811 | 14.118 | 0.0031 | 0.0031 | 358.7 | 219.0 | 200 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 1.0553 | 14.118 | 0.0026 | 0.0026 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P2 | X | 0.025 | 0.0018 | 1.1160 | 14.118 | 0.0027 | 0.0027 | 311.5 | 252.1 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.9193 | 14.118 | 0.0022 | 0.0022 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P3 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.6889 | 14.118 | 0.0017 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.5675 | 14.118 | 0.0014 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P4 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.5694 | 14.118 | 0.0014 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.4690 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P5 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.6889 | 14.118 | 0.0017 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.5675 | 14.118 | 0.0014 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P6 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.5694 | 14.118 | 0.0014 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.4690 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P7 | X | 0.025 | 0.0018 | 1.0622 | 14.118 | 0.0026 | 0.0026 | 296.2 | 265.1 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.9193 | 14.118 | 0.0022 | 0.0022 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P8 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.4612 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.3799 | 14.118 | 0.0009 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P9 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.4612 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.3799 | 14.118 | 0.0009 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P10 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.4612 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.3799 | 14.118 | 0.0009 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P11 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.4612 | 14.118 | 0.0011 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.3799 | 14.118 | 0.0009 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |
| P12 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.2790 | 14.118 | 0.0007 | 0.0018 | 207.0 | 379.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.2298 | 14.118 | 0.0005 | 0.0018 | 189.0 | 415.6 | 250 |

**b. Penulangan Pelat Sebelum *Overtopping***

Sebelum *overtopping*, pelat pracetak mengalami kondisi pembebanan, yaitu saat pengangkatan dan saat sudah terletak bebas diatas balok.

- **Momen Pelat yang Terjadi Saat Pengangkatan**

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (*erection*). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku PCI Design Handbook, "*Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition"* (PCI, 2004) seperti yang ditunjukan pada **Gambar 4.19** dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu :




Gambar 4. 19 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)

$Mx = 0{,}0107 \times w \times a^2 \times b$
$My = 0{,}0107 \times w \times a \times b^2$

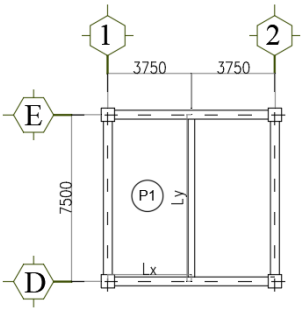
Pada segmen pelat : 750 x 375 cm
Dengan w = (0,09 x 2400) = 216 kg/m$^2$

Maka:
$Mx = 0{,}0107 \times 216 \times 3{,}75^2 \times 7{,}5 = 341{,}263$ kgm

My = $0{,}0107 \times 216 \times 3{,}75 \times 7{,}5^2$ = 682,526 kgm

- **Momen Pelat yang Terjadi Saat Terletak di Atas Balok**

  Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh dengan Ly/Lx = 2 didapat persamaan momen sebagai berikut:




Gambar 4. 20 Pelat yang ditinjau

$M = 0{,}001 \times qu \times Lx^2 \times X$

Mulx (+) = X1 → 100 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mulx (+) = 0,001 x 563,2 x $3{,}75^2$ x 100 = 792 kgm

Muly (+) = X2 → 37 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muly (+) = 0,001 x 563,2 x $3{,}75^2$ x 37 = 293,04 kgm

Mutx (-) = X3 → 0 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mutx (-) = 0,001 x 1306,4 x $3{,}75^2$ x 0 = 0 kgm

Muty (-) = X4 → 0 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muty (-) = 0,001 x 1306,4 x $3{,}75^2$ x 0 = 0 kgm

Maka, momen pelat yang paling kritis adalah:
Mx = 792 kgm
My = 682,256 kgm

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**
  - Besaran momen yang digunakan:
    Mulx (+) = Mutx (-) = 792 kgm = 7920000 Nmm
    m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,118
    Rn = $\frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{7920000}{0{,}9 \times 1000 \times 65^2}$ = 2,08 Mpa
  - Rasio tulangan:
    $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
    $= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}118 \times 2{,}08}{420}}\right)$ = 0,00517
    $\rho_{min} = \frac{0{,}0018\ x\ 420}{fy} = 0{,}0018$
    $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0{,}00517$
  - Perhitungan kebutuhan tulangan arah X:
    $As_{perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,003517 x 1000 x 65 = 336,3 $mm^2$
  - Jarak tulangan
    $S_{max1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)
    $S_{max2}$ = 3h = 3(140) = 420 mm
    $S_{hasil} = 1000 \times \frac{As\ tulangan}{As\ perlu}$
    $= 1000 \times \frac{0{,}25 \times \pi \times 10^2}{336{,}3}$
    = 233,54 mm
    $S_{pakai}$ = 200 mm
  - Kontrol regangan
    a = $\frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b}$ = 4,75 mm
    c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 5,72 mm
    $\varepsilon_t = \frac{(dx - c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(115 - 5{,}72) x\ 0{,}003}{5{,}72}$
    = 0,031 > 0,005 (OK)
    Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan. (OK)
  - Kontrol retak (SNI 2847:2019 Pasal 24.3.2)

fs $= \frac{2}{3} fy = \frac{2}{3} \times 240 = 280$ MPa

Cc $= 20 - \frac{10}{2} = 15$ mm

$S_{maks1} = 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5Cc = 342{,}5$ mm

$S_{maks2} = 300 \left(\frac{280}{fs}\right) = 300$ mm

**∴ Digunakan tulangan lentur arah X = D10-200 mm**

- **Perhitungan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y**
  - Besaran momen yang digunakan:
    Muly (+) = Muty (-) = 682,53 kgm = 6825263 Nmm
    m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35} = 14{,}118$
    Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{6825263}{0{,}9 \times 1000 \times 55^2} = 2{,}51$ Mpa
  - Rasio tulangan:
    $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
    $= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}118 \times 2{,}51}{420}}\right) = 0{,}00629$
    $\rho_{min} = \frac{0{,}0018\ x\ 420}{fy} = 0{,}0018$
    $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0{,}00629$
  - Perhitungan kebutuhan tulangan arah Y:
    $As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0{,}00629$ x 1000 x 55 = 345,73 mm$^2$
  - Jarak tulangan
    $S_{max1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)
    $S_{max2}$ = 3h = 3(140) = 420 mm
    $S_{hasil} = 1000 \times \frac{As\ tulangan}{As\ perlu}$
    $= 1000 \times \frac{0{,}25 \times \pi \times 10^2}{345{,}73}$
    = 227,17 mm
    $S_{pakai}$ = 200 mm
  - Kontrol regangan
    a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = 4{,}88$ mm

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 5,88 mm

$\varepsilon_t$ = $\frac{(dx-c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(115-5{,}88)x\ 0{,}003}{5{,}88}$

= 0,025 > 0,005 (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan. (OK)

- Kontrol retak (SNI 2847:2019 Pasal 24.3.2)

fs = $\frac{2}{3} fy = \frac{2}{3} \times 240$ = 280 MPa

Cc = $20 - \frac{10}{2}$ = 15 mm

$S_{maks1} = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2{,}5Cc$ = 342,5 mm

$S_{maks2} = 300\left(\frac{280}{fs}\right)$ = 300 mm

**∴ Digunakan tulangan lentur arah Y = D10-200 mm**

Rekapitulasi perhitungan penulangan pelat sebelum *overtopping* dapat dilihat pada **Tabel 4.17, 4.18, dan 4.19.**

Tabel 4. 17 Perhitungan Momen Pelat Sebelum *Overtopping*

| Pelat | | Panjang (m) | Lebar (m) | Ly / Lx | Koef. Momen | | Beban Hidup (Kg/m$^2$) | Beban Mati (Kg/m$^2$) | Kombinasi 1.2D + 1.6L | Momen Pengangkatan | Momen Ultimate (Kgm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | X | 7.5 | 3.75 | 2 | Mulx | 100 | 100 | 336 | 792 | 341.263 | 792 |
| | Y | 7.5 | 3.75 | 2 | Muly | 37 | 100 | 336 | 293.040 | 682.526 | 682.526 |
| P2 | X | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Mulx | 103 | 100 | 336 | 710.618 | 297.278 | 710.618 |
| | Y | 7.5 | 3.5 | 2.1 | Muly | 36 | 100 | 336 | 248.371 | 637.025 | 637.025 |
| P3 | X | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Mulx | 125 | 100 | 336 | 532.400 | 183.524 | 532.400 |
| | Y | 7.5 | 2.75 | 2.7 | Muly | 25 | 100 | 336 | 106.480 | 500.519 | 500.519 |
| P4 | X | 7.5 | 2.5 | 3 | Mulx | 125 | 100 | 336 | 440 | 151.673 | 440 |
| | Y | 7.5 | 2.5 | 3 | Muly | 25 | 100 | 336 | 88 | 455.018 | 455.018 |
| P5 | X | 5.5 | 2.75 | 2 | Mulx | 100 | 100 | 336 | 425.920 | 134.584 | 425.920 |
| | Y | 5.5 | 2.75 | 2 | Muly | 37 | 100 | 336 | 157.590 | 269.168 | 269.168 |
| P6 | X | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Mulx | 106 | 100 | 336 | 373.120 | 111.227 | 373.120 |
| | Y | 5.5 | 2.5 | 2.2 | Muly | 35 | 100 | 336 | 123.200 | 244.698 | 244.698 |
| P7 | X | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Mulx | 84 | 100 | 336 | 579.533 | 218.004 | 579.533 |
| | Y | 5.5 | 3.5 | 1.6 | Muly | 41 | 100 | 336 | 282.867 | 342.578 | 342.578 |
| P8 | X | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Mulx | 125 | 100 | 336 | 356.400 | 122.855 | 356.400 |
| | Y | 7.5 | 2.25 | 3.3 | Muly | 25 | 100 | 336 | 71.280 | 409.516 | 409.516 |
| P9 | X | 7 | 2.25 | 3.1 | Mulx | 125 | 100 | 336 | 356.400 | 114.664 | 356.400 |
| | Y | 7 | 2.25 | 3.1 | Muly | 25 | 100 | 336 | 71.280 | 356.734 | 356.734 |
| P10 | X | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Mulx | 110 | 100 | 336 | 313.632 | 90.093 | 313.632 |
| | Y | 5.5 | 2.25 | 2.4 | Muly | 33 | 100 | 336 | 94.090 | 220.228 | 220.228 |
| P11 | X | 5 | 2.25 | 2.2 | Mulx | 106 | 100 | 336 | 302.227 | 81.903 | 302.227 |
| | Y | 5 | 2.25 | 2.2 | Muly | 35 | 100 | 336 | 99.792 | 182.007 | 182.007 |
| P12 | X | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Mulx | 125 | 100 | 336 | 215.600 | 44.592 | 215.600 |
| | Y | 4.5 | 1.75 | 2.6 | Muly | 25 | 100 | 336 | 43.120 | 114.664 | 114.664 |

Tabel 4. 18 Data Perencanaan Pelat Sebelum *Overtopping*

| Pelat | | Spesifikasi Bahan | | | Spesifikasi Penampang | | | | Input Gaya | β1 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | D Tul. | Fy Tul. | F'c Beton | Lebar (b) | Tebal (h) | Cover | d | Mu | |
| | | (mm) | (Mpa) | (Mpa) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (Nmm) | |
| P1 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 7920000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 6825263 | 0.83 |
| P2 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 7106176 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 6370245 | 0.83 |
| P3 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 5324000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 5005193 | 0.83 |
| P4 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 4400000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 4550175 | 0.83 |
| P5 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 4259200 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 2691681 | 0.83 |
| P6 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 3731200 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 2446983 | 0.83 |
| P7 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 5795328 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 3425776 | 0.83 |
| P8 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 3564000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 4095158 | 0.83 |
| P9 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 3564000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 3567337 | 0.83 |
| P10 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 3136320 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 2202285 | 0.83 |
| P11 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 3022272 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 1820070 | 0.83 |
| P12 | X | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 65 | 2156000 | 0.83 |
| | Y | 10 | 420 | 30.8 | 1000 | 90 | 20 | 55 | 1146644 | 0.83 |

Tabel 4. 19 Perhitungan Tulangan Pelat Sebelum *Overtopping*

| Pelat | | ρ max | ρ min | Rn (Mpa) | m | ρ perlu | ρ pakai | As Perlu ($mm^2$) | S Perlu (mm) | S Pakai (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0052 | 0.0052 | 336.3 | 233.5 | 200 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0063 | 0.0063 | 345.7 | 227.2 | 200 |
| P2 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0046 | 0.0046 | 300.4 | 261.5 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0058 | 0.0058 | 321.5 | 244.3 | 200 |
| P3 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0034 | 0.0034 | 222.8 | 352.5 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0045 | 0.0045 | 249.9 | 314.3 | 250 |
| P4 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0028 | 0.0028 | 183.2 | 428.7 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0041 | 0.0041 | 226.3 | 347.0 | 250 |
| P5 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0027 | 0.0027 | 177.2 | 443.2 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0024 | 0.0024 | 132.0 | 594.9 | 250 |
| P6 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0024 | 0.0024 | 154.8 | 507.3 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0022 | 0.0022 | 119.8 | 655.6 | 250 |
| P7 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0037 | 0.0037 | 243.2 | 323.0 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0031 | 0.0031 | 168.9 | 464.9 | 250 |
| P8 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0023 | 0.0023 | 147.7 | 531.6 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0037 | 0.0037 | 203.0 | 386.9 | 250 |
| P9 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0023 | 0.0023 | 147.7 | 531.6 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0032 | 0.0032 | 176.1 | 446.0 | 250 |
| P10 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0020 | 0.0020 | 129.7 | 605.4 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0020 | 0.0020 | 107.6 | 729.8 | 250 |
| P11 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0019 | 0.0019 | 124.9 | 628.7 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0016 | 0.0018 | 99.0 | 793.3 | 250 |
| P12 | X | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0014 | 0.0018 | 117.0 | 671.3 | 250 |
| | Y | 0.025 | 0.0018 | 0.0000 | 14.118 | 0.0010 | 0.0018 | 99.0 | 793.3 | 250 |

### 4.2.3.4. Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.1, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

**4.2.3.5. Panjang Penyaluran**

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2019 pasal 18.8.5.1

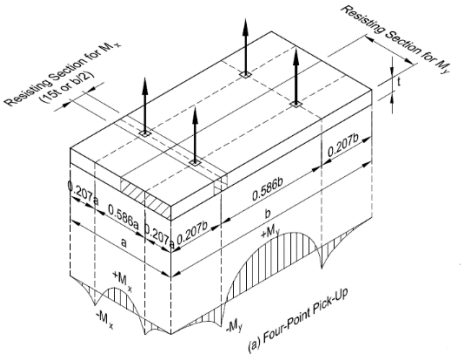
- $l_{dh1} > 8D = 8 \times 10 = 80\ mm$
- $l_{dh2} > 150\ mm$
- $l_{dh\ hasil} = \frac{fy \times Db}{5{,}4\sqrt{f'c}} = 131{,}47\ mm$
- $l_{dh\ pakai} = 175\ mm$

∴Digunakan panjang penyaluran 175 mm

**4.2.3.6. Pengangkatan Pelat**

- **Titik Angkat Pelat Pracetak**

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat tipe P 1 dengan dimensi 3,75 m x 7,5 m yang menggunakan empat titik pengangkatan sesuai pada **Gambar 4.21.**




Gambar 4. 21 Titik Angkat Pelat dan Momen yang Terjadi
(*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition, 2004)*

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j. Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 90 cm. Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( k = 1,2 ) pada saat pengangkatan.

- **Perhitungan Tulangan Angkat Pelat**

  k = 1,2 (koefisien kejut)

  DL (beban mati) = 0,09 x 3,75 x 7,5 x 2400
  = 6075 kg

  LL (beban hidup) = 100 kg (asumsi 1 orang pekerja)

  Qu (beban *ultimate*) = 1,2 (1,2DL + 1,6 LL)
  = 1,2 (1,2 x 6075 + 1,6 x 100)
  = 8940 kg

  Tu (beban tiap tulangan) = $\frac{Qu}{4} = \frac{8940}{4}$ = 2235 kg

  $\sigma_{\text{tarik ijin}}$ = $\frac{fy}{1,5} = \frac{420}{1,5}$ = 280 N/mm$^3$ = 2800 kg/cm$^3$

  $A_{butuh}$ = $\frac{Tu}{Tarik\ \text{ijin}} = \frac{2235}{2800}$ = 0,7982 cm$^2$
  = 79,82 mm$^2$

  Maka, digunakan tulangan angkat D13 (A=132,66 mm$^2$)

- **Kontrol Tulangan Angkat**

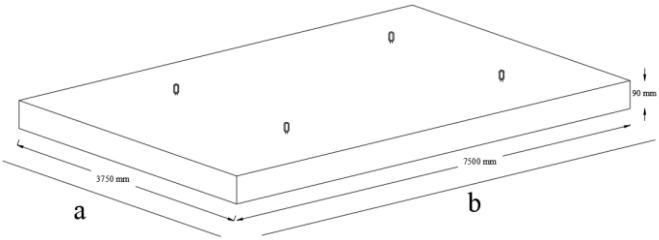
  $f_{pelat} < f_{cr}$

  $f_{cr}$ untuk beton 14 hari adalah:

  $f_{cr} = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{30,8}$ = 3,885 MPa

  $y_c$ = 0,5 x 0,09 = 0,045 m

  w = $\left(t_{pelat} \times 2400\right) + \frac{pekerja}{A_{pelat}}$
  = $(0,09 \times 2400) + \frac{100}{3,75 \times 7,5}$
  = 219,56 kg/m$^2$




Gambar 4. 22 Dimensi pelat sebelum pengangkatan

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestressed Concrete, 6th Edition*, momen maksimum diperhitungkan dengan rumus:

Mx = $0{,}0107 \times w \times a^2 \times b$
= $0{,}0107 \times 219{,}56 \times 3{,}75^2 \times 7{,}5$ = 247,77 kgm

My = $0{,}0107 \times w \times a \times b^2$
= $0{,}0107 \times 219{,}56 \times 3{,}75 \times 7{,}5^2$ = 495,54 kgm

Tu = 2235 kg

M = $\frac{P \times yc}{tg(45)} = \frac{2235 \times 0{,}045}{tg(45)}$ = 100,58 kgm

My ditahan oleh penampang selebar a/2 = 3750/2 = 1875 mm

Z = $\frac{1}{6} \times 1875 \times 90^2$ = 2531520 mm$^2$

$My_{total}$ = $M_{pengangkatan}$ + $M_{akibat\ tulangan\ angkat}$
= 495,54 + 100,58 = 596,12 kgm
= 5961188 Nmm

$f_t = f_b$ = $\frac{Mtotal}{z} = \frac{5961188}{2531520}$ = 2,355 < $f_r$ = 3,885 MPa (OK)

Mx ditahan oleh penampang selebar 150t = 13500 mm atau b/2 = 7500/2 = 3750 mm

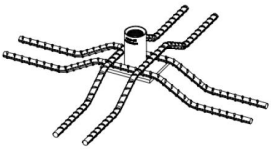
Z = $\frac{1}{6} \times 3750 \times 90^2$ = 5062500 mm$^2$

$Mx_{total}$ = 247,77 + 100,58 = 348,35 kgm
= 3483469 Nmm

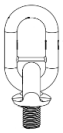
$f_t = f_b$ = $\frac{Mtotal}{z} = \frac{3483469}{5062500}$ = 0,688 < $f_r$ = 3,885 MPa (OK)

- **Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

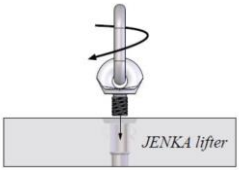
  Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *Jenka Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *Jenka PSA Short Insert* dengan kait *JL*. Disetiap titik angkat, profil ini dapat mengangkat beban sebesar 40 kN dengan sudut 0° - 45°. Ilustrasi tulangan angkat sesuai pada **Gambar 4.23, 4.24, dan 4.25.**



Gambar 4. 23 *Jenka PSA Short Insert*



Gambar 4. 24 Profil Kait *JL*




Gambar 4. 25 *Jenka Lifter*

### 4.2.3.7. Rekapitulasi Tulangan Pelat

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan pelat.

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Tulangan Pelat

| Pelat | Penulangan | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sebelum Komposit | | Sesudah Komposit | | Tulangan Pakai | |
| | Arah X | Arah Y | Arah X | Arah Y | Arah X | Arah Y |
| P1 | D10-200 | D10-200 | D10-200 | D10-250 | D10-200 | D10-200 |
| P2 | D10-250 | D10-200 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-200 |
| P3 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P4 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P5 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P6 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P7 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P8 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P9 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P10 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P11 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |
| P12 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 | D10-250 |

### 4.2.4. Perencanaan Balok Anak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada di balok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

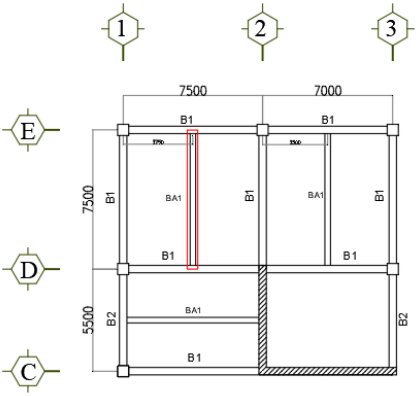
#### 4.2.4.1. Data Perencanaan Balok Anak

Dalam perencanaan balok anak, ada beberapa kondisi yang harus ditinjau untuk perhitungan tulangan. Kondisi tersebut sama dengan kondisi saat merencanakan pelat lantai dan pelat atap, yaitu kondisi setelah komposit, sebelum komposit, dan saat pengangkatan. Pengangkatan direncanakan dilakukan pada hari ketujuh dengan nilai kekuatan beton sebesar 25 MPa. Contoh perhitungan yang ditunjukkan dalam subbab 4.2.4 ialah untuk balok anak tipe 1 (BA 1).

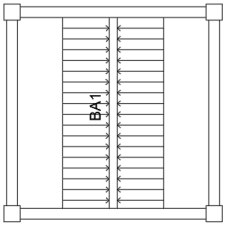
- Dimensi Komposit = 35x50 cm
- Dimensi Half Beam = 35x31 cm
- *Overtopping* = 14 cm
- f'c = 35 MPa
- fy = 420 MPa
- L = 7,5 m
- Tulangan Longitudinal = 22 mm
- Tulangan Transversal = 10 mm
- *Clear Cover* = 50 m

#### 4.2.4.2. Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dianggap sebagai beban persegi panjang pada bentang balok anak dikarenakan pelat yang menumpu pada balok anak adalah pelat satu arah. Beban berbentuk persegi panjang yang dimaksud dapat dilihat pada **Gambar 4.27**:




Gambar 4. 26 Balok Anak yang Ditinjau




Gambar 4. 27 Distribusi Beban pada Balok Anak

- Sebelum Komposit
  - Beban Mati

    Berat Sendiri Balok = 2400 x 0,35 x 0,36 = 302,4 kg/m

    Berat *Overtopping* = 2400 x 0,35 x 0,14 = 117,6 kg/m

    Berat Pelat = 2400 x 3,75 x 0,14 = 1260 kg/m

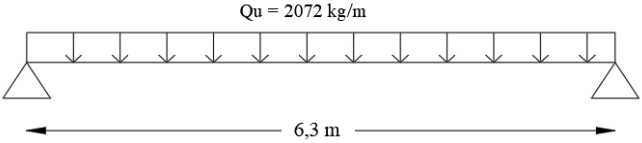
    $q_D$ = 1680 kg/m
  - Beban Hidup

    Pekerja = 100 x 0,35 = 35 kg/m

    $q_L$ = 35 kg/m
  - Kombinasi Beban

    $q_u$ = (1,2 x 1680) + (1,6 x 35)

    = 2072 kg/m




Gambar 4. 28 Pembebanan BA1 Sebelum Komposit

- Sesudah Komposit
  - Beban Mati

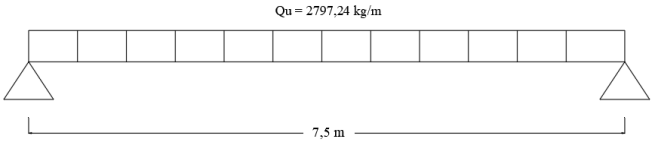
| | | |
|---|---|---|
| Berat Sendiri Balok | = 2400 x 0,35 x 0,5 | = 420 kg/m |
| Berat Pelat | = 2400 x 3,75 x 0,14 | = 1260 kg/m |
| Plafond | = 11 x 3,75 | = 41,25 kg/m |
| Penggantung | = 7 x 3,75 | = 26,25 kg/m |
| *Ducting&Plumbing* | = 30 x 3,75 | = 112,5 kg/m |
| Keramik | = 24 x 3,75 | = 90 kg/m |
| Spesi (2 cm) | = 42 x 3,75 | = 157,5 kg/m |
| $q_D$ | | = 2107,5 kg/m |

  - Beban Hidup

| | | |
|---|---|---|
| Ruang Publik | = 479 x 3,75 | = 167,65 kg/m |
| $q_L$ | | = 167,65 kg/m |

  - Kombinasi Beban

$q_u$ = (1,2 x 2107,5) + (1,6 x 167,65)
= 2797,24 kg/m




Gambar 4. 29 Pembebanan BA 1 Setelah Komposit

**4.2.4.3. Perhitungan Momen dan Gaya Geser**

- Sebelum Komposit

  Asumsi balok berada di atas dua tumpuan sederhana (sendi-rol). Tidak ada momen yang terjadi pada tumpuan, momen hanya terjadi pada lapangan.

$M_{tumpuan}$ = 0 kgm

$M_{lapangan}$ $= \frac{1}{8} \times q \times L^2$

$= \frac{1}{8} \times 2072 \times 6{,}3^2$

= 10279,71 kgm

$V_u$ maks $= \frac{1}{2} \times q \times L$

$= \frac{1}{2} \times 2072 \times 6{,}3$

= 6526,8 kg

- Setelah Komposit

  Asumsi balok berada pada dua tumpuan dengan perletakan jepit-jepit. Momen maksimum terjadi pada tumpuan. Momen pada lapangan diasumsikan sama dengan yang terjadi pada tumpuan.

  $M_u$ maks (+ dan -) $= \frac{1}{12} \times q \times L^2$

  $= \frac{1}{12} \times 2797{,}24 \times 7{,}5^2$

  = 13112,06 kgm

  $V_u$ maks $= \frac{1}{2} \times q \times L$

  $= \frac{1}{2} \times 2797{,}24 \times 7{,}5$

  = 10489,65 kg

### 4.2.4.4. Perhitungan Penulangan Balok Anak

$\beta_1$ $= 0{,}85 - 0{,}005 \frac{f'c-28}{7} = 0{,}8$

$\rho_{min1}$ $= 0{,}25 \frac{\sqrt{fc'}}{fy} = 0{,}25 \frac{\sqrt{35}}{420}$

= 0,0035

$\rho_{min2}$ $= \frac{1{,}4}{fy} = \frac{fy}{420}$

= 0,0033

m $= \frac{fy}{0{,}85\, fc'} = \frac{420}{0{,}85\, x\, 35}$

= 14,12

- Setelah Komposit

  d = $h_{balok}$ – *clear cover* – $D_{sengkang}$ - 0,5$D_{tulangan}$
  = 500 – 50 – 10 – 0,5(22)
  = 429 mm
  $M_{tumpuan}$ = 13112,06 kgm
  $M_{lapangan}$ = 13112,06 kgm
  $V_u$ = 10489,65 kg

  a. Tulangan Negatif Tumpuan (Atas)

  Ø = 0,9

  $R_n = \frac{Mu}{\emptyset bd^2}$

  $= \frac{13112{,}06 \times 10^4}{0{,}9(350)(429)^2}$

  = 2,262

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

  $= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x2{,}262}{420}}\right)$

  = 0,0056

  $\rho_{pakai}$ = 0,0056 > $\rho_{min}$

  $A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d
  = 0,0056 x 350 x 429
  = 841,9 $mm^2$

  $n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

  $= \frac{841{,}9}{0{,}25\pi(22)^2}$

  = 2,21 ≈ 3 buah

  $s_{min1}$ = $D_{tulangan}$ = 22 mm

  $s_{min2}$ = 25 mm

  $s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai}D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

  $= \frac{350 - 3(22) - 2(50) - 2(10)}{3 - 1}$

  = 82 mm > $s_{min}$ (OK)

  Kontrol Regangan:

a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = 45{,}99$ mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = 57{,}49$ mm

$\varepsilon_t = \frac{(dx-c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(429-57{,}49)x\ 0{,}003}{57{,}49}$

$= 0{,}019 > 0{,}005$ (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan negatif tumpuan 3D22**

b. Tulangan Positif Tumpuan (Bawah)

$M_u = 0{,}5\ M_{u\ negatif\ tumpuan}$

$= 6556{,}031$ kgm

Ø $= 0{,}9$

$R_n = \frac{Mu}{\emptyset bd^2}$

$= \frac{6556{,}031 \times 10^4}{0{,}9(350)(429)^2}$

$= 1{,}13$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x1{,}13}{420}}\right)$

$= 0{,}0027 < \rho_{min}$

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0035$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai}$ x b x d

$= 0{,}0035$ x 350 x 429

$= 528{,}75\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{528{,}75}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 1{,}39 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350-2(22)-2(50)-2(10)}{2-1}$

= 186 mm > $s_{min}$ (OK)

Kontrol Regangan:

a = $\frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b}$ = 30,66 mm

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 38,33 mm

$\varepsilon_t$ = $\frac{(dx-c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(429-38{,}33)x\ 0{,}003}{38{,}33}$

= 0,031 > 0,005 (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan positif tumpuan 2D22**

c. Tulangan Positif Lapangan (Bawah)

Ø = 0,9

$R_n$ = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$

= $\frac{13112{,}06 \times 10^4}{0{,}9(350)(429)^2}$

= 2,262

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

= $\frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x2{,}262}{420}}\right)$

= 0,0056

$\rho_{pakai}$ = 0,0056 > $\rho_{min}$

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0056 x 350 x 429

= 841,9 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

= $\frac{841{,}9}{0{,}25\pi(22)^2}$

= 2,21 ≈ 3 buah

$s_{min1}$ = $D_{tulangan}$ = 22 mm

$s_{min2}$ = 25 mm

$s_{hasil}$ $= \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2 clearcover - 2 D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 3(22) - 2(50) - 2(10)}{3 - 1}$

= 82 mm > $s_{min}$ (OK)

Kontrol Regangan:

a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b}$ = 45,99 mm

c $= \frac{a}{\beta 1}$ = 57,49 mm

$\varepsilon_t$ $= \frac{(dx - c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(429 - 57{,}49) x\ 0{,}003}{57{,}49}$

= 0,019 > 0,005 (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan positif lapangan 3D22**

d. Tulangan Negatif Lapangan (Atas)

$M_u$ = 0,5 $M_{u\ negatif\ tumpuan}$

= 6556,031 kgm

Ø = 0,9

$R_n$ $= \frac{Mu}{\emptyset b d^2}$

$= \frac{6556{,}031 \times 10^4}{0{,}9(350)(429)^2}$

= 1,13

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x1{,}13}{420}}\right)$

= 0,0027 < $\rho_{min}$

$\rho_{pakai}$ = $\rho_{min}$ = 0,0035

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0035 x 350 x 429

= 528,75 $mm^2$

$n_{pakai}$ $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{528{,}75}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 1{,}39 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 2(22) - 2(50) - 2(10)}{2 - 1}$

$= 186$ mm $> s_{min}$ (OK)

Kontrol Regangan:

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = 30{,}66$ mm

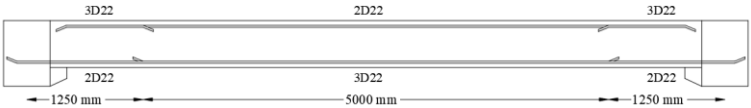
$c = \frac{a}{\beta 1} = 38{,}33$ mm

$\varepsilon_t = \frac{(dx - c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(429 - 38{,}33) x\ 0{,}003}{38{,}33}$

$= 0{,}031 > 0{,}005$ (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan negatif lapangan 2D22**




Gambar 4. 30 Skema penulangan balok anak setelah komposit

e. Tulangan Geser

$V_u = 104896{,}5$ N

$V_c = 0{,}17\sqrt{f c'}\, bd$

$= 151010{,}9$ N

$\phi V_c = 113258{,}2$ N

$0{,}5\phi V_c = 56629{,}1$ N

$V_{s\,min} = 0{,}062\sqrt{f c'}\, bd$

$= 55518{,}7$ N

$\phi\,(V_c + V_{s\,min}) = 41639{,}03$ N

Syarat:

Kondisi 1:

$V_u \leq 0{,}5\phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi

Kondisi 2:

$0{,}5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ memenuhi

Oleh karena kondisi 2 persyaratan tulangan geser memenuhi, maka diperlukan tulangan geser minimum pada perencanaan balok anak ini.

$s_{max1}$ $= \frac{d}{2} = \frac{429}{2} = 214.5$ mm

$s_{max2}$ $= 600$ mm

$s_{pakai}$ $= 200$ mm

$D_{sengkang}$ $= 10$ mm, As $= 78{,}54$ mm$^2$

Sengkang $= 2$ kaki

fy sengkang $= 420$ MPa

Av $= 2 \times As\ D10 = 2 \times 78{,}54 = 157{,}08$ mm$^2$

$V_{s\ pakai}$ $= \frac{Av\ fy\ d}{Spakai} = \frac{157{,}08(420)(429)}{200}$

$= 141513$ N $> V_{s\ min}$ (OK)

**∴ Maka, digunakan tulangan geser tumpuan D10-200 mm**

- Sebelum Komposit

d $= h_{balok} - clear\ cover - D_{sengkang} - 0{,}5D_{tulangan}$

$= 360 - 50 - 10 - 0{,}5(22)$

$= 289$ mm

$M_{tumpuan} = 0$ kgm

$M_{lapangan} = 10279{,}71$ kgm

$V_u = 6526{,}8$ kg

a. Tulangan Negatif Tumpuan (Atas)

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0035$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai}$ x b x d

$= 0{,}0035$ x 350 x 289

$= 356{,}2$ mm$^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{356{,}2}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 0{,}93 \approx 2$ buah

$s_{min1}$ = $D_{tulangan}$ = 22 mm

$s_{min2}$ = 25 mm

$s_{hasil}$ = $\frac{b-n_{pakai}D_{tulangan}-2clearcover-2D_{sengkang}}{n_{pakai}-1}$

= $\frac{350-2(22)-2(50)-2(10)}{2-1}$

= 186 mm > $s_{min}$ (OK)

**∴ Maka digunakan tulangan negatif tumpuan 2D22**

b. Tulangan Positif Tumpuan (Bawah)

$\rho_{pakai}$ = $\rho_{min}$ = 0,0035

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0035 x 350 x 289

= 356,2 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

= $\frac{356,2}{0,25\pi(22)^2}$

= 1,39 ≈ 2 buah

$s_{min1}$ = $D_{tulangan}$ = 22 mm

$s_{min2}$ = 25 mm

$s_{hasil}$ = $\frac{b-n_{pakai}D_{tulangan}-2clearcover-2D_{sengkang}}{n_{pakai}-1}$

= $\frac{350-2(22)-2(50)-2(10)}{2-1}$

= 186 mm > $s_{min}$ (OK)

**∴ Maka digunakan tulangan positif tumpuan 2D22**

c. Tulangan Positif Lapangan (Bawah)

Ø = 0,9

$R_n$ = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$

= $\frac{10279,71\times10^4}{0,9(350)(289)^2}$

= 3,91

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

$= \frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14,12x3,91}{420}}\right)$

$= 0,01$

$\rho_{pakai} = 0,01 > \rho_{min}$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai}$ x b x d

$= 0,01$ x 350 x 289

$= 1012,55\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{1012,55}{0,25\pi(22)^2}$

$= 2,66 \approx 3$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai}D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 3(22) - 2(50) - 2(10)}{4 - 1}$

$= 82$ mm $> s_{min}$ (OK)

Kontrol Regangan:

$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = 45,99$ mm

$c = \frac{a}{\beta 1} = 57,49$ mm

$\varepsilon_t = \frac{(dx - c)\ x\ 0,003}{c} = \frac{(289 - 57,49)x\ 0,003}{57,49}$

$= 0,012 > 0,005$ (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan positif lapangan 3D22**

d. Tulangan Negatif Lapangan (Atas)

$M_u = 0,5\ M_{u\ negatif\ tumpuan}$

$= 5139,86$ kgm

Ø = 0,9

$R_n = \frac{Mu}{\emptyset bd^2}$

$= \frac{5139,86 \times 10^4}{0,9(350)(289)^2}$

$= 1{,}95$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x1{,}95}{420}}\right)$

$= 0{,}005$

$\rho_{pakai} = 0{,}005 > \rho_{min}$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai}$ x b x d

$= 0{,}005$ x 350 x 289

$= 487{,}1\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{487{,}1}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 1{,}84 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai}D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 2(22) - 2(50) - 2(10)}{2 - 1}$

$= 186$ mm > $s_{min}$ (OK)

Kontrol Regangan:

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = 30{,}66$ mm

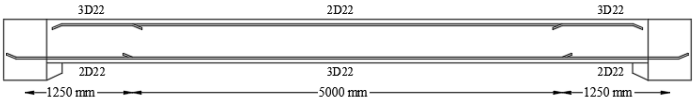
$c = \frac{a}{\beta 1} = 38{,}33$ mm

$\varepsilon_t = \frac{(dx - c)\ x\ 0{,}003}{c} = \frac{(289 - 38{,}33)x\ 0{,}003}{38{,}33}$

$= 0{,}0196 > 0{,}005$ (OK)

Asumsi faktor reduksi Ø = 0,9 dapat digunakan.

**∴ Maka digunakan tulangan negatif lapangan 2D22**




Gambar 4. 31 Skema penulangan balok anak sebelum komposit

e. Tulangan Geser

$V_u$ = 65268 N

$V_c$ = $0{,}17\sqrt{fc'}bd$

= 101729,95 N

$\phi V_c$ = 76297,5 N

$0{,}5\phi V_c$ = 38148,7 N

$V_{s\ min}$ = $0{,}062\sqrt{fc'}bd$

= 37400,7 N

$\phi\ (V_c + V_{s\ min})$ = 28050,54 N

Syarat:

Kondisi 1:

$V_u \leq 0{,}5\phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi

Kondisi 2:

$0{,}5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ memenuhi

Oleh karena kondisi 2 persyaratan tulangan geser memenuhi, maka diperlukan tulangan geser minimum pada perencanaan balok anak ini.

$s_{max1}$ = $\frac{d}{2} = \frac{289}{2}$ = 144.5 mm

$s_{max2}$ = 600 mm

$s_{pakai}$ = 125 mm

$D_{sengkang}$ = 10 mm, As = 78,54 $mm^2$

Sengkang = 2 kaki

fy sengkang = 420 MPa

Av = $2 \times As\ D10 = 2 \times 78{,}54$ = 157,08 $mm^2$

$V_{s\ pakai}$ = $\frac{Av\ fy\ d}{Spakai} = \frac{157{,}08(420)(289)}{125}$

= 152530 N > $V_{s\ min}$ (OK)

**∴ Maka, digunakan tulangan geser tumpuan D10-125 mm**

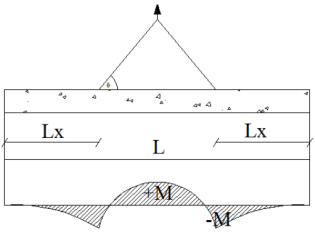
- Saat Pengangkatan

d = $h_{balok}$ – *clear cover* – $D_{sengkang}$ - $0{,}5D_{tulangan}$

= 360 – 50 – 10 – 0,5(22)

= 289 mm

Pada saat pengangkatan direncanakan 2 titik angkat dengan lokasi titik pengangkatan berada pada daerah tumpuan. Rencana serta titik pengangkatan balok anak tertera pada **Gambar 4.32 dan 4.33.**




Gambar 4. 32 Titik Angkat Balok Anak

+M $= \frac{WL^2}{8}\left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L\ tan\theta}\right)$

-M $= \frac{WX^2L^2}{2}$

$y_t = \frac{h}{2} = \frac{36}{2} = 18$ cm

$I_{balok} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}30(36)^3 = 136080$ cm$^4$

$y_c = y_t + 5 = 18 + 5 = 23$ cm

Balok direncanakan diangkat dengan sudut 45º

θ = 45º

L = 6,3 m

X $= \frac{1+\frac{4yc}{Ltan\theta}}{2\left(1+\sqrt{1+\frac{yt}{yb}\left(1+\frac{4yc}{Ltan\theta}\right)}\right)} = 0{,}232$

LX = 6,3 (0,232) = 1,46 m ≈ 1,5 m

L – 2XL = 6,3 – 2(1,5) = 3,3 m

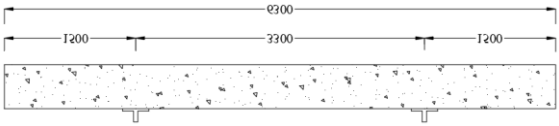
W = 1,4(2400 x 0,35 x 0,36) = 423,36 kg/m

+M $= \frac{WL^2}{8}\left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L\ tan\theta}\right)$

= 454,029 kgm

-M $= \frac{WX^2L^2}{2}$

= 454,029 kgm




Gambar 4. 33 Letak Titik Pengangkatan

a. Tulangan Negatif Tumpuan (Atas)

Oleh karena pada saat pengangkatan momen yang terjadi sangat kecil, maka untuk menentukan luasan tukangan yang diperlukan dapat langsung menggunakan nilai $\rho_{min}$.

$\rho_{pakai}$ = $\rho_{min}$ = 0,0035

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0033 x 350 x 289

= 337,17 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

= $\frac{337,17}{0,25\pi(22)^2}$

= 0,89 ≈ 2 buah

$s_{min1}$ = $D_{tulangan}$ = 22 mm

$s_{min2}$ = 25 mm

$s_{hasil}$ = $\frac{b-n_{pakai}D_{tulangan}-2clearcover-2D_{sengkang}}{n_{pakai}-1}$

= $\frac{350-2(22)-2(50)-2(10)}{2-1}$

= 186 mm > $s_{min}$ (OK)

**∴ Maka digunakan tulangan negatif tumpuan 2D22**

b. Tulangan Positif Tumpuan (Bawah)

$\rho_{pakai}$ = $\rho_{min}$ = 0,0033

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{pakai}$ x b x d

= 0,0033 x 350 x 289

= 337,17 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

= = $\frac{337,7,17}{0,25\pi(22)^2}$

$= 0{,}89 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2 clearcover - 2 D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 2(22) - 2(50) - 2(10)}{2 - 1}$

$= 186$ mm $> s_{min}$ (OK)

**∴ Maka digunakan tulangan positif tumpuan 2D22**

c. Tulangan Positif Lapangan (Bawah)

Oleh karena pada saat pengangkatan momen yang terjadi sangat kecil, maka untuk menentukan luasan tulangan yang diperlukan dapat langsung menggunakan nilai $\rho_{min}$.

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}033$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0{,}033 \times 350 \times 289$

$= 337{,}17\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{337{,}17}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 0{,}89 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2 clearcover - 2 D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 2(22) - 2(50) - 2(10)}{2 - 1}$

$= 186$ mm $> s_{min}$ (OK)

**∴ Maka digunakan tulangan positif lapangan 2D22**

d. Tulangan Negatif Lapangan (Atas)

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0033$

$A_{s\ perlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0{,}0033 \times 350 \times 289$

$= 337{,}17 \text{ mm}^2$

$n_{pakai} = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{337{,}17}{0{,}25\pi(22)^2}$

$= 0{,}89 \approx 2$ buah

$s_{min1} = D_{tulangan} = 22$ mm

$s_{min2} = 25$ mm

$s_{hasil} = \frac{b - n_{pakai} D_{tulangan} - 2clearcover - 2D_{sengkang}}{n_{pakai} - 1}$

$= \frac{350 - 2(22) - 2(50) - 2(10)}{2-1}$

$= 186$ mm $> s_{min}$ (OK).

**∴ Maka digunakan tulangan negatif lapangan 2D22**

### 4.2.4.5. Pengangkatan Balok Anak

Sebelum melakukan instalasi balok anak, balok anak terlebih dahulu mengalami proses pengangkatan menuju titik lokasi pemasangan. Oleh karena itu, diperlukan perencanaan tulangan angkat untuk balok anak seperti pada pelat yang telah dibahas pada subbab 4.2.3.6 sebelumnya. Untuk pengangkatan balok anak pada tugas akhir ini direncanakan dengan menggunakan dua titik angkat tanpa bantuan *spreader beam*.

- Perhitungan Tulangan Angkat

  Faktor Kejut (K) $= 1{,}2$

  DL $= h_{pracetak} \times b_{pracetal} \times L \times \gamma_{beton}$

  $= 0{,}36 \times 0{,}35 \times 6{,}3 \times 2400$

  $= 1905{,}12$ kg

  q $= K \times 1{,}4$ DL

  $= 1{,}2 \times 1{,}4(1905{,}12)$

  $= 3200{,}6$ kg

  Gaya Angkat ($T_u$):

  $T_u = \frac{q}{2\cos(45)} = \frac{3200{,}6}{2\cos(45)} = 2263{,}2$ kg

- Kontrol Tegangan

  $\sigma_{balok} < \sigma_{ijin}$

$\sigma_{ijin} = \frac{0{,}7\sqrt{fc'}}{SF} = \frac{0{,}7\sqrt{25}}{1{,}5}$ = 2,33 MPa

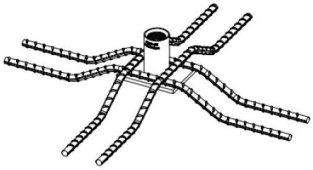
$Z = \frac{1}{6} b\left(h_{pracetak}\right)^2 = \frac{1}{6} 35(36)^2$ = 7560 cm$^3$

$\sigma_{balok} = \frac{Mu}{Z} = \frac{454{,}029 \times 10^4}{7560 \times 10^3}$ = 0,6 MPa

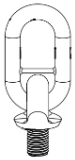
$\sigma_{balok} < \sigma_{ijin}$ (OK)

- Pemilihan Profil Tulangan Angkat

  Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *Jenka Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *Jenka PSA Short Insert* dengan kait *JL*. Disetiap titik angkat, profil ini dapat mengangkat beban sebesar 40 kN dengan sudut 0° - 45°. Ilustrasi tulangan angkat sesuai pada **Gambar 4.34 dan 4.35.**



Gambar 4. 34 *Jenka PSA Short Inserts*



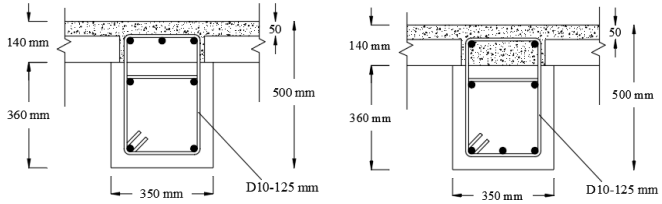
Gambar 4. 35 Kait *JL*

**4.2.4.6. Rekapitulasi Tulangan Balok Anak**

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan balok anak yang tertera pada **Tabel 4.21.** Serta detail penulangan Balok Anak (BA 1) yang sesuai dengan **Gambar 4.36 dan 4.37.**

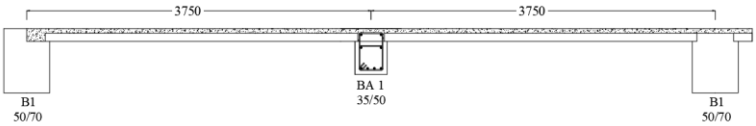
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

| Tipe Balok | BA 1 | | BA 2 | | BA 3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tulangan | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan |
| Dimensi | 350 mm x 500 mm | | 300 mm x 450 mm | | 250mm x 400 mm | |
| Bentang | 7.5 m | | 5.5m | | 4.5 m | |
| Decking | 50 mm | | 50 mm | | 50 mm | |
| Atas | 3D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 |
| Tengah | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 |
| Bawah | 2D22 | 3D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 |
| Sengkang | D10-125 mm | | D10-100 mm | | D10-150 mm | |




(a) (b)

Gambar 4. 36 Potongan Balok Anak (BA 1) (a) Tumpuan dan (b) Lapangan




Gambar 4. 37 Potongan pada Titik Lapangan

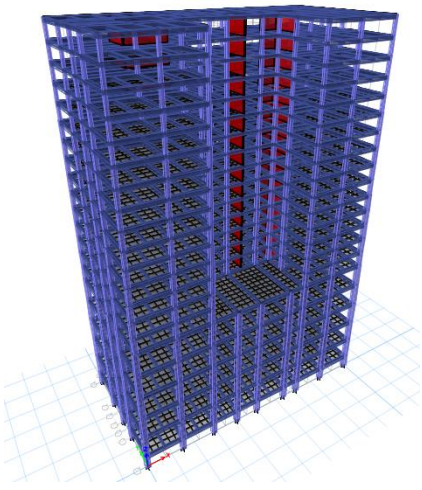
## 4.3. Pembebanan dan Analisis Struktur

### 4.3.1. 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, PPIUG 1983 dan SNI 2847:2019, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2019, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

### 4.3.2. Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Apartemen Arundaya memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Apartemen Arundaya memiliki total 21 lantai, tinggi total gedung 76 meter. Ilustrasi permodelan sesuai **Gambar 4.38.**



Gambar 4. 38 Permodelan Apartemen Arundaya dengan ETABS

### 4.3.3. Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Apartemen Arundaya yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input Beban Sendiri:
  - Mutu beton (F'c) = 35 Mpa
  - Mutu baja (Fy) = 420 Mpa
  - Ketinggian lantai
    a. *Basement* = 3 m
    b. Lt. 1 – Lt. 5 = 5 m
    c. Lt. 6 – Lt. 20 = 3,2 m
  - Dimensi Balok
    a. Balok induk = 50/70; 45/60; 35/60
    b. Balok anak = 35/50; 30/45; 25/40
    c. Balok Pratekan = 35/60
  - Tebal Pelat Lantai = 14 cm
  - Tebal Pelat Atap = 14 cm
  - Dimensi Kolom
    a. *Basement* – Lt. 5 = 90/90 cm
    b. Lt 6 – 10 = 75/75 cm
    c. Lt 11 – 15 = 60/60 cm
    d. Lt 16 = 20 (Atap) = 50/50 cm

- Input Beban Hidup:
  - Lantai Apartemen = 192 kg/$m^2$
  - Lantai *Ballroom* = 479 kg/$m^2$
  - Lantai Fasilitias Publik = 479 kg/$m^2$
  - Lantai Atap = 69,264 kg/$m^2$

- Input Beban Mati Tambahan (*Superdead*):
  Penggantung = 7 kg/$m^2$
  Plafond = 11 kg/$m^2$
  Spesi (t = 2 cm) = 42 kg/$m^2$
  Tegel (t = 1 cm) = 24 kg/$m^2$
  *Ducting* & *Plumbing* = 30 kg/$m^2$

Rekapitulasi pembebanan gravitasi secara manual dapat dilihat pada **Tabel 4. 22**.

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Pembebanan

| **Lantai Atap** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total ($m^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | $kg/m^3$ | 0.14 | 998 | | 335328 |
| Spesi (2 cm) | 42 | $kg/m^2$ | | 998 | | 41916 |
| Tegel | 24 | $kg/m^2$ | | 998 | | 23952 |
| Plafon | 11 | $kg/m^2$ | | 998 | | 10978 |
| Penggantung | 7 | $kg/m^2$ | | 998 | | 6986 |
| Ducting & Plumbing | 30 | $kg/m^2$ | | 998 | | 29940 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 236.5 | 0.5 | 0.7 | 198660 |
| BI 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 75.5 | 0.45 | 0.6 | 48924 |
| BI 3 | 2400 | $kg/m^3$ | 55 | 0.35 | 0.6 | 27720 |
| BA 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 126.5 | 0.35 | 0.5 | 53130 |
| BA 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 11 | 0.3 | 0.45 | 3564 |
| Shearwall | 2400 | $kg/m^3$ | 30.5 | 0.32 | 3.2 | 74956.8 |
| | | | | | $W_D$ = | 856054.8 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| Lantai Atap | 69.264 | $kg/m^2$ | 998 | | | 69125.47 |
| | | | | | $W_L$ = | 69125.47 |
| **Lantai 20-16** | | | | | | |
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total ($m^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | $kg/m^3$ | 0.14 | 921 | | 309456 |
| Spesi (2 cm) | 42 | $kg/m^2$ | | 921 | | 38682 |
| Tegel | 24 | $kg/m^2$ | | 921 | | 22104 |
| Plafon | 11 | $kg/m^2$ | | 921 | | 10131 |
| Penggantung | 7 | $kg/m^2$ | | 921 | | 6447 |
| Ducting & Plumbing | 30 | $kg/m^2$ | | 921 | | 27630 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 236.5 | 0.5 | 0.7 | 198660 |
| BI 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 75.5 | 0.45 | 0.6 | 48924 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BI 3 | 2400 | kg/m$^3$ | 55 | 0.35 | 0.6 | 27720 |
| BA 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 126.5 | 0.35 | 0.5 | 53130 |
| BA 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 11 | 0.3 | 0.45 | 3564 |
| Shearwall | 2400 | kg/m$^3$ | 30.5 | 0.32 | 3.2 | 74956.8 |
| Kolom | 2400 | kg/m$^3$ | 108.8 | 0.5 | 0.5 | 65280 |
| | | | | | $W_D$ = | 886684.8 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| Lantai Hunian | 114.52 | kg/m$^2$ | 921 | | | 105471.6 |
| | | | | | $W_L$ = | 105471.6 |
| **Lantai 15-11** | | | | | | |
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total (m$^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | kg/m$^3$ | 0.14 | 921 | | 309456 |
| Spesi (2 cm) | 42 | kg/m$^2$ | | 921 | | 38682 |
| Tegel | 24 | kg/m$^2$ | | 921 | | 22104 |
| Plafon | 11 | kg/m$^2$ | | 921 | | 10131 |
| Penggantung | 7 | kg/m$^2$ | | 921 | | 6447 |
| Ducting & Plumbing | 30 | kg/m$^2$ | | 921 | | 27630 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 236.5 | 0.5 | 0.7 | 198660 |
| BI 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 75.5 | 0.45 | 0.6 | 48924 |
| BI 3 | 2400 | kg/m$^3$ | 55 | 0.35 | 0.6 | 27720 |
| BA 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 126.5 | 0.35 | 0.5 | 53130 |
| BA 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 11 | 0.3 | 0.45 | 3564 |
| Shearwall | 2400 | kg/m$^3$ | 30.5 | 0.32 | 3.2 | 74956.8 |
| Kolom | 2400 | kg/m$^3$ | 108.8 | 0.6 | 0.6 | 94003.2 |
| | | | | | $W_D$ = | 915408 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| Lantai Hunian | 114.52 | kg/m$^2$ | 921 | | | 105471.6 |
| | | | | | $W_L$ = | 105471.6 |

| **Lantai 10-6** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total ($m^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | $kg/m^3$ | 0.14 | 921 | | 309456 |
| Spesi (2 cm) | 42 | $kg/m^2$ | | 921 | | 38682 |
| Tegel | 24 | $kg/m^2$ | | 921 | | 22104 |
| Plafon | 11 | $kg/m^2$ | | 921 | | 10131 |
| Penggantung | 7 | $kg/m^2$ | | 921 | | 6447 |
| Ducting & Plumbing | 30 | $kg/m^2$ | | 921 | | 27630 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 236.5 | 0.5 | 0.7 | 198660 |
| BI 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 75.5 | 0.45 | 0.6 | 48924 |
| BI 3 | 2400 | $kg/m^3$ | 55 | 0.35 | 0.6 | 27720 |
| BA 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 126.5 | 0.35 | 0.5 | 53130 |
| BA 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 11 | 0.3 | 0.45 | 3564 |
| Shearwall | 2400 | $kg/m^3$ | 30.5 | 0.32 | 3.2 | 74956.8 |
| Kolom | 2400 | $kg/m^3$ | 108.8 | 0.75 | 0.75 | 146880 |
| | | | | | $W_D$ = | 968284.8 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| Lantai Hunian | 114.52 | $kg/m^2$ | 921 | | | 105471.6 |
| | | | | | $W_L$ = | 105471.6 |
| **Lantai 5** | | | | | | |
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total ($m^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | $kg/m^3$ | 0.14 | 1173 | | 394128 |
| Spesi (2 cm) | 42 | $kg/m^2$ | | 1173 | | 49266 |
| Tegel | 24 | $kg/m^2$ | | 1173 | | 28152 |
| Plafon | 11 | $kg/m^2$ | | 1173 | | 12903 |
| Penggantung | 7 | $kg/m^2$ | | 1173 | | 8211 |
| Ducting & Plumbing | 30 | $kg/m^2$ | | 1173 | | 35190 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | $kg/m^3$ | 236.5 | 0.5 | 0.7 | 198660 |
| BI 2 | 2400 | $kg/m^3$ | 75.5 | 0.45 | 0.6 | 48924 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BI 3 | 2400 | kg/m$^3$ | 55 | 0.35 | 0.6 | 27720 |
| BA 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 126.5 | 0.35 | 0.5 | 53130 |
| BA 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 11 | 0.3 | 0.45 | 3564 |
| BP | 2400 | kg/m$^3$ | 39 | 0.35 | 0.6 | 19656 |
| Shearwall | 2400 | kg/m$^3$ | 30.5 | 0.32 | 5 | 117120 |
| Kolom | 2400 | kg/m$^3$ | 185 | 0.9 | 0.9 | 359640 |
| | | | | | $W_D$ = | 1356264 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| *Ballroom* | 479.00 | kg/m$^2$ | 1173 | | | 561867 |
| | | | | | $W_L$ = | 561867 |
| **Lantai 4-Basement** | | | | | | |
| Beban Mati | Berat Sendiri | | t | Luas total (m$^2$) | | Berat (kg) |
| Pelat Atap | 2400 | kg/m$^3$ | 0.14 | 1173 | | 394128 |
| Spesi (2 cm) | 42 | kg/m$^2$ | | 1173 | | 49266 |
| Tegel | 24 | kg/m$^2$ | | 1173 | | 28152 |
| Plafon | 11 | kg/m$^2$ | | 1173 | | 12903 |
| Penggantung | 7 | kg/m$^2$ | | 1173 | | 8211 |
| Ducting & Plumbing | 30 | kg/m$^2$ | | 1173 | | 35190 |
| | | | L (m) | b (m) | h (m) | Berat (kg) |
| BI 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 273 | 0.5 | 0.7 | 229320 |
| BI 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 96.5 | 0.45 | 0.6 | 62532 |
| BI 3 | 2400 | kg/m$^3$ | 72 | 0.35 | 0.6 | 36288 |
| BA 1 | 2400 | kg/m$^3$ | 156 | 0.35 | 0.5 | 65520 |
| BA 2 | 2400 | kg/m$^3$ | 21.5 | 0.3 | 0.45 | 6966 |
| BA 3 | 2400 | kg/m$^3$ | 4.5 | 0.25 | 0.4 | 1080 |
| Shearwall | 2400 | kg/m$^3$ | 30.5 | 0.32 | 5 | 117120 |
| Kolom | 2400 | kg/m$^3$ | 200 | 0.9 | 0.9 | 388800 |
| | | | | | $W_D$ = | 1435476 |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | | Luas total (m2) | | | |
| Ruang Publik | 479.00 | kg/m$^2$ | 1173 | | | 561867 |
| | | | | | $W_L$ = | 561867 |

Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pada ETABS

| Load Case/Combo | FX kgf | FY kgf | FZ kgf | MX kgf-m | MY kgf-m | MZ kgf-m |
|---|---|---|---|---|---|---|
| D+L | 0.00 | 0.00 | 26331402 | 351665682 | -662686208 | -0.0006 |

Tabel 4. 24 Kontrol Pembebanan Gravitasi

| Keterangan | n Lantai | $W_D$ kg | $W_L$ kg |
|---|---|---|---|
| Lt. Atap | 1 | 856054.8 | 69125.47 |
| Lt. 20-16 | 5 | 4433424 | 527357.94 |
| Lt. 15-11 | 5 | 4577040 | 527357.94 |
| Lt. 10-6 | 5 | 4841424 | 527357.94 |
| Lt.5 | 1 | 1356264 | 561867 |
| Lt. 4-1 | 4 | 5741904 | 2247468 |
| Kolom Basement | 1 | 388800 | |
| Shearwall Basement | 1 | 117120 | |
| Total | | 22312030.8 | 4460534.306 |
| $W_D + W_L$ | | 26772565.11 | |
| $W_D + W_L$ ETABS | | 26331402 | |
| Kontrol Selisih | | 1.65% | |

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 4.24**):

Selisih = $\left(\frac{26772565.11}{26331402} - 1\right) \times 100\% = 1.65\% < 5\%$

Jadi dapat disimpulkan bahwa pembebanan gravitasi pada program bantu ETABS sudah benar.

### 4.3.4. Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2019, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

#### 4.3.4.1. Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen/rumah susun termasuk kategori II dengan faktor keutamaan gempa ($I_e$) 1,0.

#### 4.3.4.2. Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Kelas situs pada gedung Apartemen Arundaya Surabaya termasuk dalam kelas situ SE (Tanah Lunak)

#### 4.3.4.3. Parameter Respon *Spectral* dan Percepatan *Spectral* Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari *website* puskim.pu.go.id.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Surabaya dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada **Tabel 4.25.**

Tabel 4. 25 Parameter Respon *Spectral* dan Percepatan *Spectral* Desain

| | |
|---|---|
| PGA (g) | 0.325 |
| $S_s$ (g) | 0.663 |
| $S_1$ (g) | 0.246 |
| $F_{PGA}$ | 1.125 |
| $F_A$ | 1.374 |
| $F_V$ | 3.015 |
| $S_{MS}$ (g) | 0.911 |
| $S_{M1}$ (g) | 0.742 |
| $S_{DS}$ (g) | 0.607 |
| $S_{D1}$ (g) | 0.495 |
| $T_0$ (s) | 0.163 |
| $T_1$ (s) | 0.815 |

#### 4.3.4.4. Kategori Desain Seismik

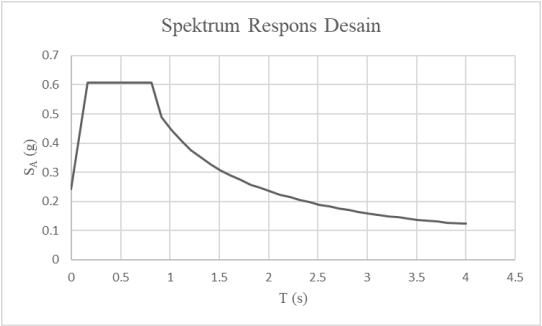
Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 8, untuk nilai SDS≥ 0.5, SD1 ≥ 0.2 , dan termasuk kategori resiko II, maka dapat diperoleh kategori desain seismik D. Pada tugas akhir ini, struktur yang digunakan ialah sistem ganda dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser beton bertulang khusus.

#### 4.3.4.5. Periode Fundamental dan Spektrum Respons Desain

Untuk periode fundamental (**Tabel 4.26**) dan spektrum respons desain (**Gambar 4.39**) dapat diperoleh dari *website* puskim.pu.go.id atau dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2019 pasal 6.4.

Tabel 4. 26 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respons Spektrum

| T (detik) | SA (g) | T (detik) | SA (g) |
|---|---|---|---|
| 0 | 0.243 | 2.315 | 0.205 |
| 0.163 | 0.607 | 2.415 | 0.197 |
| 0.815 | 0.607 | 2.515 | 0.189 |
| 0.915 | 0.488 | 2.615 | 0.182 |
| 1.015 | 0.444 | 2.715 | 0.176 |
| 1.115 | 0.407 | 2.815 | 0.17 |
| 1.215 | 0.376 | 2.915 | 0.164 |
| 1.315 | 0.35 | 3.015 | 0.159 |
| 1.415 | 0.327 | 3.115 | 0.154 |
| 1.515 | 0.306 | 3.215 | 0.149 |
| 1.615 | 0.289 | 3.315 | 0.145 |
| 1.715 | 0.273 | 3.415 | 0.141 |
| 1.815 | 0.258 | 3.515 | 0.137 |
| 1.915 | 0.246 | 3.615 | 0.133 |
| 2.015 | 0.234 | 3.715 | 0.13 |
| 2.115 | 0.223 | 3.815 | 0.126 |
| 2.215 | 0.214 | 4 | 0.124 |




Gambar 4. 39 Grafik Spektrum Respons Desain

**4.3.4.6. Koefisien Modifikasi Respons**

Struktur Gedung Apartemen Arundaya direncanakan akan menggunakan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh *R* (Koefisien Modifikasi Respon), $\Omega_0$ (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan $C_d$ (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 12 pada SNI 1726:2019 akan digunakan. Dengan kategori desain seismik D, diperoleh :

*R* = 7
$\Omega_0$ = 2,5
$C_d$ = 5,5

**4.3.4.7. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)**

Waktu gertar/perioda alami fundamental struktur merupakan waktu yang dibutuhkan struktur untuk menempuh satu siklus gerakan yang nilainya dipengaruhi oleh fungsi massa dan kekakuan. Nilai perioda desain akan digunakan untuk mendapatkan beban gempa rencana. Penentuan perioda didasarkan pada peraturan SNI 1726:2019 pasal 7.8.2, yaitu:
$T = C_u \times T_a$
Dimana:
$T_a$ = periode fundamental pendekatan (s)
$C_u$ = koefisien untuk batas atas perioda

Periode fundamental pendekatan sendiri ditentukan dengan persamaan berikut:

$T_a = C_t\ h_n^x$

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan Ct adalah 0,466, nilai x digunakan 0,9 dengan ketinggian gedung 76 m.

$T_a = C_t\ h_n^x$

$T_a = 0{,}0466 \times 76^{0.9}$

$T_a$ = 2,297 s → batas bawah

Selain itu juga harus dilakukan pengecekan terhadap batas atas perioda sesuai pada **Tabel 4.27.**

Tabel 4. 27 Koefisian Batas Atas Perioda

| **Parameter Percepatan Respons Spectral Desain pada 1 detik, $S_{D1}$** | **Koefisian $C_u$** |
|---|---|
| ≥ 0,4 | 1,4 |
| 0,3 | 1,4 |
| 0,2 | 1,5 |
| 0,15 | 1,6 |
| ≤ 0,1 | 1,7 |

Dengan nilai $S_{D1}$ = 0,495, maka koefisien $C_u$ diambil sebesar 1,4.

$T = C_u$ x $T_a$

T = 1,4 x 2,297

T = 3,215 s → batas atas

Nilai perioda (T) didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik yang tertera pada **Tabel 4.28.**

Tabel 4. 28 Modal Periode dan Frekuensi

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Case | Mode | Period sec | Sum UX | Sum UY | Sum UZ |
| Modal | 1 | 2.469 | 0.1466 | 0.2612 | 0 |
| Modal | 2 | 2.426 | 0.1665 | 0.5735 | 0 |
| Modal | 3 | 2.154 | 0.7222 | 0.701 | 0 |
| Modal | 4 | 0.72 | 0.7387 | 0.7119 | 0 |
| Modal | 5 | 0.703 | 0.7636 | 0.782 | 0 |
| Modal | 6 | 0.604 | 0.8409 | 0.8332 | 0 |
| Modal | 7 | 0.348 | 0.8527 | 0.8362 | 0 |
| Modal | 8 | 0.326 | 0.8671 | 0.8607 | 0 |
| Modal | 9 | 0.274 | 0.8931 | 0.889 | 0 |
| Modal | 10 | 0.212 | 0.9008 | 0.89 | 0 |
| Modal | 11 | 0.194 | 0.9115 | 0.9034 | 0 |
| Modal | 12 | 0.163 | 0.9241 | 0.9218 | 0 |
| Modal | 13 | 0.143 | 0.9278 | 0.922 | 0 |
| Modal | 14 | 0.131 | 0.9356 | 0.9291 | 0 |
| Modal | 15 | 0.111 | 0.9415 | 0.9406 | 0 |

Periode fundamental struktur terbesar yang didapat dari analisis ETABS = 2.469 s, maka:

$T_a < T_{ETABS} < C_u \times T_a$
2,297 s < 2,469 s < 3,215 s … "**OK"**
Digunakan periode fundamental struktut (T) = 2,469 s.

### 4.3.4.8. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, *Cs*, harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2019 Tabel 12)

$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)}$ ; $S_{DS}$ = 0,607; $I_e$ = 1; R = 7

$C_s = \frac{0.607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0{,}0867$

Nilai $C_s$ tidak lebih dari:

$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)}$ ; $S_{D1} = 0{,}495$; $I_e = 1$; $R = 7$; $T = 2{,}467$ s

$C_s = \frac{0{,}495}{2{,}469\left(\frac{7}{1}\right)} = 0{,}0286 \rightarrow C_s$ max

Dan nilai $C_s$ tidak kurang dari:

$C_s = 0{,}044 \times S_{DS} \times I_e$

$C_s = 0{,}044 \times 0{,}607 \times 1$

$C_s = 0{,}0267 \rightarrow C_s$ min

Dari hasil perhitungan diatas, maka nilai $C_s$ diambil sebesar 0,0286.

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) sesuai pada **Tabel 4.29.**

Tabel 4. 29 Berat Efektif Struktur

| **Load Case/Combo** | **FX** | **FY** | **FZ** |
|---|---|---|---|
| | **kgf** | **kgf** | **kgf** |
| D+0.3L | 0 | -1.67E-05 | 23136384 |

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

$C_s$ = 0,0286

W = 23136384 kg

V = $C_s$ x W

= 0,0286 x 23136384 kg

= 663183,165 kg

Sehingga diperoleh V statik sebesar 663.183,165 kg. Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (Vt) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekivalen, maka gaya tersebut harus

dikalikan dengan $\frac{V}{V_t}$ (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1). Berikut merupakan gaya geser dasar hasil analisis ragam yang diperoleh menggunakan program bantu ETABS yang sesuai pada **Tabel 4.30.**

Tabel 4. 30 Gaya Geser Dasar Hasil Analisis Ragam

| Load Case/Combo | FX | FY | FZ |
|---|---|---|---|
| | kgf | kgf | kgf |
| Gempa X Max | 444452.184 | 256255.491 | 1.66E-06 |
| Gempa Y Max | 260201.017 | 418206.648 | 1.92E-06 |

V = 663.343,541 kg
$V_{tx}$ = 444.452,184 kg
$V_{ty}$ = 418.206,648 kg

Berdasarkan **Tabel 4.30**, gaya geser dinamis < gaya geser statik, maka faktor skala gaya harus diberikan.

Faktor skala arah X = $\frac{663.183,165}{444.452,184}$ = 1,49

Faktor skala arah Y = $\frac{663.183,165}{418.206,648}$ = 1,59

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. Hasil dari running ulang tersebut sesuai **Tabel 4.31**:

Tabel 4. 31 Gaya Geser Dinamik Setelah Faktor Skala

| Load Case/Combo | FX | FY | FZ |
|---|---|---|---|
| | kgf | kgf | kgf |
| Gempa X Max | 664533.183 | 382992.875 | 2.39E-06 |
| Gempa Y Max | 453709.444 | 729161.189 | 3.34E-06 |

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Gaya Geser Statik-Dinamik Setelah Koreksi Faktor Skala

| Gaya Gempa | Fx | Fy |
|---|---|---|
| | kgf | kgf |
| Statik | 663183.165 | 663183.165 |
| Dinamik | 664533.183 | 729161.189 |

Ternyata 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.

### 4.3.4.9. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2019, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%. Didapatkan besaran Partisipasi Massa pada program bantu ETABS sesuai pada **Tabel 4.33.**

Tabel 4. 33 Modal Partispasi Massa

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Case | Mode | Period | Sum UX | Sum UY |
| | | sec | | |
| Modal | 1 | 2.469 | 0.1466 | 0.2612 |
| Modal | 2 | 2.426 | 0.1665 | 0.5735 |
| Modal | 3 | 2.154 | 0.7222 | 0.701 |
| Modal | 4 | 0.72 | 0.7387 | 0.7119 |
| Modal | 5 | 0.703 | 0.7636 | 0.782 |
| Modal | 6 | 0.604 | 0.8409 | 0.8332 |
| Modal | 7 | 0.348 | 0.8527 | 0.8362 |
| Modal | 8 | 0.326 | 0.8671 | 0.8607 |
| Modal | 9 | 0.274 | 0.8931 | 0.889 |
| Modal | 10 | 0.212 | 0.9008 | 0.89 |
| Modal | 11 | 0.194 | 0.9115 | 0.9034 |
| Modal | 12 | 0.163 | 0.9241 | 0.9218 |
| Modal | 13 | 0.143 | 0.9278 | 0.922 |
| Modal | 14 | 0.131 | 0.9356 | 0.9291 |
| Modal | 15 | 0.111 | 0.9415 | 0.9406 |

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

### 4.3.4.10. Kontrol *Dual System*

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan *shearwall* yang tertera pada **Tabel 4.34:**

Tabel 4. 34 Kontrol *Dual System*

| **Pemikul Gaya Geser** | **Gempa X** | | **Gempa Y** | |
|---|---|---|---|---|
| | **FX (kg)** | **%** | **FY (kg)** | **%** |
| *Shear Wall* | 484360.25 | 70.1% | 565506.22 | 74.4% |
| SRPM | 206303.81 | 29.9% | 194310.36 | 25.6% |
| Total | 690664.06 | 100% | 759816.58 | 100% |

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

### 4.3.4.11. Kontrol *Drift*

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol *drift* pada SNI 1726:2019, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I_e} < \Delta ijin$$

Dimana:

$\delta x$ = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$ = faktor pembesaran defleksi (=5,5) (SNI 1726:2019 Tabel 12)

$I_e$ = faktor keutamaan gedung (=1) (SNI 1726:2019 Tabel 4)

Berdasarkan Tabel 20 pada SNI 1726:2019 untuk jenis struktur yang masuk kedalam tipe semua struktur lainnya dan berada pada kategori risiko II, batas simpangan antar lantai ijin adalah 0.020 $h_{sx}$, dimana $h_{sx}$ merupakan tinggi antar tingkat.

Tabel 4. 35 Batas Simpangan Gedung

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

(SNI 1726:2019 Tabel 20)

Berikut merupakan *drift* ijin yang didapat dari perhitungan di atas. Elevasi tiap lantai diilustrasikan pada **Gambar 4.40:**

$\Delta_{ijin}$ = 0.02 x $h_{sx}$

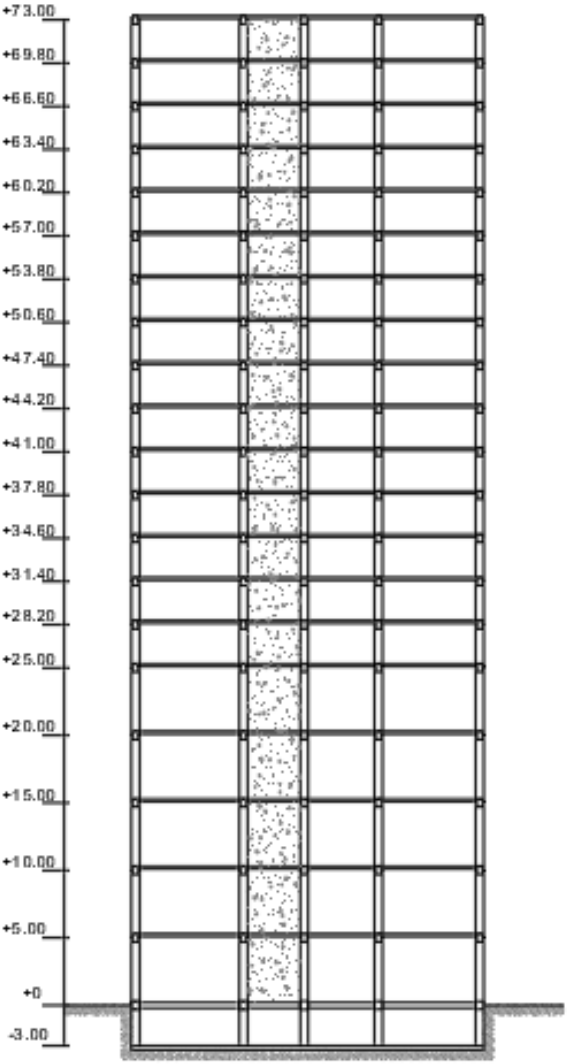
= 0.02 x 3000 = 60 mm (*Basement*)

$\Delta_{ijin}$ = 0.02 x $h_{sx}$

= 0.02 x 5000 = 100 mm (Lantai 1-5)

$\Delta_{ijin}$ = 0.02 x $h_{sx}$

= 0.02 x 3200 = 64 mm (Lantai 6 - Atap)




Gambar 4. 40 Elevasi Tiap Lantai untuk Menghitung Batas Simpangan Gedung

Berikut hasil perhitungan kontrol simpangan antar tingkat yang terjadi akibat pengaruh gempa rencana yang tertera pada **Tabel 4.36 dan 4.37**:

$$\delta_x = \frac{C_d \times (\delta_2 - \delta_2)}{I_e} < \Delta ijin$$

Tabel 4. 36 Simpangan Lantai Akibat Gempa Arah X

| Lantai | Elevasi | $h_{sx}$ | Drift | δxe | δx | $\Delta_{ijin}$ | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | |
| Atap | 73000 | 3200 | 80.40 | 2.80 | 15.41 | 64 | OK |
| 20 | 69800 | 3200 | 77.59 | 2.92 | 16.04 | 64 | OK |
| 19 | 66600 | 3200 | 74.68 | 3.03 | 16.65 | 64 | OK |
| 18 | 63400 | 3200 | 71.65 | 3.15 | 17.33 | 64 | OK |
| 17 | 60200 | 3200 | 68.50 | 3.29 | 18.09 | 64 | OK |
| 16 | 57000 | 3200 | 65.21 | 3.36 | 18.50 | 64 | OK |
| 15 | 53800 | 3200 | 61.85 | 3.51 | 19.28 | 64 | OK |
| 14 | 50600 | 3200 | 58.34 | 3.63 | 19.98 | 64 | OK |
| 13 | 47400 | 3200 | 54.71 | 3.75 | 20.64 | 64 | OK |
| 12 | 44200 | 3200 | 50.96 | 3.88 | 21.31 | 64 | OK |
| 11 | 41000 | 3200 | 47.08 | 3.94 | 21.64 | 64 | OK |
| 10 | 37800 | 3200 | 43.15 | 4.03 | 22.17 | 64 | OK |
| 9 | 34600 | 3200 | 39.12 | 4.10 | 22.54 | 64 | OK |
| 8 | 31400 | 3200 | 35.02 | 4.15 | 22.81 | 64 | OK |
| 7 | 28200 | 3200 | 30.87 | 4.17 | 22.94 | 64 | OK |
| 6 | 25000 | 5000 | 26.70 | 6.49 | 35.68 | 100 | OK |
| 5 | 20000 | 5000 | 20.21 | 6.19 | 34.07 | 100 | OK |
| 4 | 15000 | 5000 | 14.02 | 5.60 | 30.78 | 100 | OK |
| 3 | 10000 | 5000 | 8.42 | 4.60 | 25.28 | 100 | OK |
| 2 | 5000 | 5000 | 3.83 | 3.08 | 16.93 | 100 | OK |
| 1 | 0 | 3000 | 0.75 | 0.75 | 4.11 | 60 | OK |
| Base | -3000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | OK |

Tabel 4. 37 Simpangan Lantai Akibat Gempa Arah Y

| Lantai | Elevasi | $h_{sx}$ | Drift | δxe | δx | $\Delta_{ijin}$ | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | |
| Atap | 73000 | 3200 | 93.916 | 3.411 | 18.76 | 64 | OK |
| 20 | 69800 | 3200 | 90.505 | 3.508 | 19.29 | 64 | OK |
| 19 | 66600 | 3200 | 86.997 | 3.612 | 19.87 | 64 | OK |
| 18 | 63400 | 3200 | 83.385 | 3.735 | 20.54 | 64 | OK |
| 17 | 60200 | 3200 | 79.65 | 3.871 | 21.29 | 64 | OK |
| 16 | 57000 | 3200 | 75.779 | 3.966 | 21.81 | 64 | OK |
| 15 | 53800 | 3200 | 71.813 | 4.107 | 22.59 | 64 | OK |
| 14 | 50600 | 3200 | 67.706 | 4.24 | 23.32 | 64 | OK |
| 13 | 47400 | 3200 | 63.466 | 4.367 | 24.02 | 64 | OK |
| 12 | 44200 | 3200 | 59.099 | 4.497 | 24.73 | 64 | OK |
| 11 | 41000 | 3200 | 54.602 | 4.579 | 25.18 | 64 | OK |
| 10 | 37800 | 3200 | 50.023 | 4.684 | 25.76 | 64 | OK |
| 9 | 34600 | 3200 | 45.339 | 4.767 | 26.22 | 64 | OK |
| 8 | 31400 | 3200 | 40.572 | 4.834 | 26.59 | 64 | OK |
| 7 | 28200 | 3200 | 35.738 | 4.878 | 26.83 | 64 | OK |
| 6 | 25000 | 5000 | 30.86 | 7.523 | 41.38 | 100 | OK |
| 5 | 20000 | 5000 | 23.337 | 7.384 | 40.61 | 100 | OK |
| 4 | 15000 | 5000 | 15.953 | 6.532 | 35.93 | 100 | OK |
| 3 | 10000 | 5000 | 9.421 | 5.271 | 28.99 | 100 | OK |
| 2 | 5000 | 5000 | 4.15 | 3.379 | 18.58 | 100 | OK |
| 1 | 0 | 3000 | 0.771 | 0.771 | 4.241 | 60 | OK |
| Base | -3000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | OK |

## 4.4. Perencanaan Struktur Utama Pratekan

### 4.4.1. Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan untuk bentang panjang tanpa kolom di tengahnya dibandingkan beton bertulang biasa.

Menurut SNI 2847:2019 pasal. 18.6.3.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif di penampang kritis pada sendi plastis dan harus diangkur pada atau melampaui muka sisi luar *joint*. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Apartemen Arundaya ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension)* dengan sistem monolit. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada lantai 5 karena akan dibuat ruang seminar berupa *ballroom* pada lantai 5. Balok prategang dibuat dengan panjang bentang 1 meter. Jumlah balok arah memanjang sebanyak 3 buah. Perencanaan lebih difokuskan pada balok yang lokasinya berada di tengah karena merupakan balok paling kritis. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisibility*), dan penggambaran *output*.

### 4.4.2. Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjang bentang : 12 m
- Dimensi balok pratekan : 350/600 mm
- f’c beton prategang : 35 Mpa
- f’c beton pelat atap : 35 Mpa
- Selimut beton : 40 mm

Jacking dilakukan pada beton saat umur tertentu dan belum mencapai kekuatan yang maksimum. Kekuatan tekan beton pada berbagai umur mengacu pada Tabel 4.1.4 PBI 1971. (**Tabel 4.38**).

Tabel 4. 38 Kekuatan Tekan Beton pada Berbagai Umur

| Umur beton (hari) | 3 | 7 | 14 | 21 | 28 | 90 | 365 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sement Portland Biasa | 0,40 | 0,75 | 0,88 | 0,95 | 1,00 | 1,15 | 1,35 |

Umur beton untuk menentukan koefisien yang digunakan bergantung pada faktor suhu rata – rata mengacu pada PBI 1971 pasal 10.9, dengan rumus:

$$U=\frac{\Sigma\Delta h(S+10^0)}{30^0}$$

Dalam pelaksanaan, *jacking* dilakukan setelah 14 hari curing sehingga perhitungan kuat tekan beton adalah sebagai berikut

$\Sigma\Delta h$ = 14 hari

S = $30^0$

U = $\frac{14(30+10)}{30}$ = 18,67 hari

Koefisien kuat tekan beton = $0{,}88+\frac{18{,}67-14}{21-14}x(0{,}95-0{,}88)$

= 0,93

$f_{ci}$ = 0,93 × 35 = 32,4 MPa

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada lantai dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 140 mm.

- Jarak antar balok prategang yang terbesar

$Lx_1$ (kiri) = 7500 – 350

= 7150 mm

$Lx_2$ (kanan) = 5000 – 350

= 4650 mm

### 4.4.3. Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (bw), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2019 Pasal 6.3.2.1, dimana lebar efekitf sayap harus mencakup lebar badan balok ditambah lebar efektif sayap yang menjorok dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Enam kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
- Seperduabelas panjang balok

Perhitungan lebar efektif balok arah memanjang ialah sebagai berikut:

$b_{eff}$ = b + 6h
= 350 + (6 x 14)
= 2100 mm

$b_{eff}$ = b + 0.5 x ($Lx_1$ + $Lx_2$)
= 350 + 0,5 x (7150 + 4650)
= 6250 mm

$b_{eff}$ = b + ln/12
= 350 + 12000/12
= 1350 mm

Sehingga nilai $b_{eff}$ yang terkecil adalah 1350 mm.

Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

### 4.4.4. 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 pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.5.1)

b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70 $f_{pu}$ (SNI 2847:2019 pasal 20.3.2.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

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

a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
   - Tegangan tekan : 0,60 x $f_{ci}$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.3.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}6 \times f_{ci} = 0{,}6 \times 32{,}4 = 19{,}46$ Mpa
   - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
     $\sigma_{tr} = 0{,}25\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.3.2)
     $\sigma_{tr} = 0{,}25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0{,}25 \times \sqrt{32{,}4} = 1{,}42$ MPa
   - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : 0,70 x $f_{ci}$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.3.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}7 \times f_{ci} = 0{,}7 \times 32{,}4 = 22{,}7$ Mpa
   - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : (0,5) x $\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.3.2)
     $\sigma_{tr} = 0{,}5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0{,}5 \times \sqrt{32{,}4} = 2{,}85$ MPa
b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
   - Tegangan tekan (beban tetap): 0,45 x $f`_c$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.4.1)
     $\sigma_{tk} = 0{,}45 \times f'_c = 0{,}45 \times 35 = 15{,}75$ Mpa
   - Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): 0,6 x $f`_c$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.5.4.1)

$\sigma_{tk} = 0{,}6 \times f'_c = 0{,}6 \times 35 = 21$ Mpa

- Tegangan tarik (SNI 2847:2019 pasal 24.5.2.1)

  Kelas U $= ft \leq 0{,}62\sqrt{f'_c}$
  $= ft \leq 0{,}62\sqrt{35}$
  $= ft \leq 3{,}67$ MPa

  Kelas T $= 0{,}62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$
  $= 0{,}62\sqrt{35} < ft \leq \sqrt{35}$
  $= 3{,}67 < ft \leq 5{,}92$ MPa

  Kelas C $= ft > \sqrt{f'_c}$
  $= ft > \sqrt{35}$
  $= ft > 5{,}92$ MPa

  Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0{,}8\sqrt{f'c}$ = 4,73 MPa.

### 4.4.5. Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan 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).

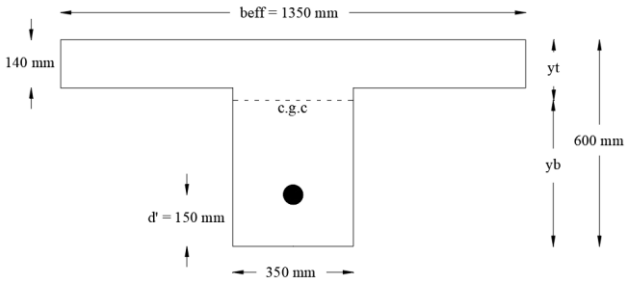
### 4.4.6. Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

#### 4.4.6.1. Analisa Penampang Global

Balok pratekan memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2019 Pasal 19.2.2)

Epelat $= 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{35} = 27806$ Mpa
Ebalok $= 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{35} = 27806$ Mpa
n = Ebalok/Epelat $= 27806/27806 = 1$

Potongan melintang pada tengah bentang diilustrasikan pada **Gambar 4.41**.




Gambar 4. 41 Potongan Melintang Balok Prategang pada Tengah Bentang

Dari **Gambar 4. 41** dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 140 mm. yt merupakan jarak dari c.g.c ke serat atas dan yb adalah jarak dari c.g.c ke serat bawah. Untuk mendapatkan besarnya yt dan yb perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

be pakai = be/n
= 1350 mm / 1
= 1350 mm

A pelat = be x tf
= 1350 mm x 140 mm
= 189.000 $mm^2$

A balok = b x (h-tf)
= 350 x (6000 - 140)
= 161.000 $mm^2$

A tot = 350.000 $mm^2$

Yt = $\frac{Apelat\ x\ Yt\ pelat + Abalok\ x\ Yt\ balok}{Apelat + Abalok}$
= 175,8 mm

Yb = (h – Yt)
= 600 –175,8
= 424,2 mm

I = $\frac{1}{12}bh^3 + (A_{balok}\ x\ db^2) + \frac{1}{12}betf^3\ (A_{pelat}\ x\ dt^2)$

$= 11.335.160.667 \text{ mm}^4$

Wt $= \frac{I}{Yt}$

$= 64.477.591{,}96 \text{ mm}^3$

Wb $= \frac{I}{Yb}$

$= 26.721.265{,}13 \text{ mm}^3$

Kt $= \frac{W_b}{A_{total}}$

$= 76{,}35$ mm

Kb $= \frac{Wt}{A_{total}}$

$= 184{,}22$

**4.4.6.2. 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 = 1,42 MPa
    Tekan ijin = -19,46 MPa
  - Tumpuan: Tarik ijin = 2,85 MPa
    Tekan ijin = -22,7 MPa
- Pada saat beban layan
  - Tengah bentang: Tarik ijin = 4,73 MPa
    Tekan ijin = -21 Mpa
  - Tumpuan: Tarik ijin = 4,73 MPa
    Tekan ijin = -21 Mpa

Eksentrisitas rencana:

- Eksentrisitas pada tengah bentang (e) = yb – d'
  = 424,2 – 150
  = 274,2 mm
- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 50 mm (di atas cgc)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah pada tumpuan dan tengah bentang saat transfer.

Kondisi saat transfer gaya prategang
Adapun output dari ETABS dengan kombinasi D
Momen tumpuan kiri (-) = 141,7274 kNm (digunakan)
Momen lapangan (+) = 91,5795 kNm
Momen tumpuan kanan (-) = 138,2601 kNm

*Tengah Bentang*

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$1{,}42 \geq -\frac{Fo}{350.000} + \frac{Fo\ x\ 274{,}2}{64.477.592} - \frac{91.579.500}{64.477.592}$

Fo = 2038,05 kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$-19{,}46 \leq -\frac{Fo}{350.000} - \frac{Fo\ x\ 274{,}2}{26.721.265} + \frac{91.579.500}{26.721.265}$

Fo = 1744,63 kN

*Tumpuan*

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wt} + \frac{Mtumpuan}{Wt}$

$-22{,}7 \leq -\frac{Fo}{350.000} - \frac{Fo\ x\ 50}{64.477.592} + \frac{141.727.400}{64.477.592}$

Fo = 6854,93 kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wb} - \frac{Mtumpuan}{Wb}$

$2{,}85 \geq -\frac{Fo}{350.000} + \frac{Fo\ x\ 50}{26.721.265} - \frac{141.727.400}{26.721.265}$

Fo = 8267.01 kN

### 4.4.6.3. Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu Fo pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan

adalah Fo = 1744,63 kN. Maka, diambilah Fo = 1500 kN dan Fe = 1200 kN (asumsi kehilangan prategang 20%).

Berikut merupakan perhitungan kontrol tegangan pada balok pratekan.

Kondisi saat transfer gaya prategang
Adapun *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D
Momen tumpuan kiri (-) = 141,7274 kNm
Momen lapangan (+) = 91,5795 kNm

*Tengah Bentang*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.500.000}{350.000} + \frac{1.500.000\ x\ 274{,}2}{64.477.592} - \frac{91.579.500}{64.477.592}$$

$\sigma_t$ = 0,67 MPa

-19,46 MPa < 0,67 MPa < 1,42 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

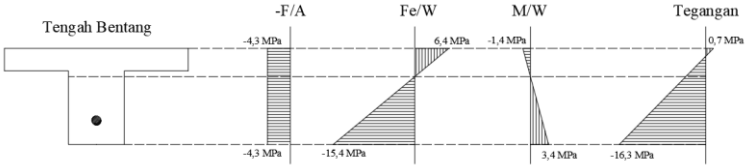
$$\sigma_b = -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.500.000}{350.000} - \frac{1.500.000\ x\ 274{,}2}{26.721.265} + \frac{91.579.500}{26.721.265}$$

$\sigma_b$ = -16,25 MPa

-19,46 MPa < -16,25 MPa < 1,42 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.42.**




Gambar 4. 42 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer

*Tumpuan*

- Serat atas:

$\sigma_t = -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wt} + \frac{Mtumpuan}{Wt}$

$\sigma_t = -\frac{1.500.000}{350.000} - \frac{1.500.000\ x\ 50}{64.477.592} + \frac{141.727.400}{64.477.592}$

$\sigma_t$ = -3,25 MPa

-22,7 MPa < -3,25 MPa < 2,85 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

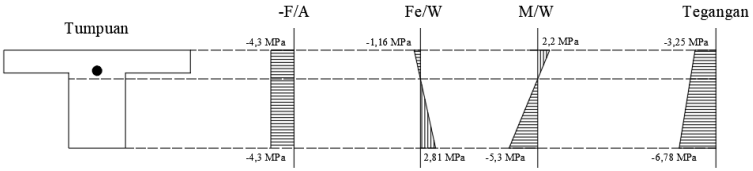
$\sigma_b = -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wb} - \frac{Mtumpuan}{Wb}$

$\sigma_b = -\frac{1.500.000}{350.000} + \frac{1.500.000\ x\ 50}{26.721.265} - \frac{141.727.400}{26.721.265}$

$\sigma_b$ = -6,78 MPa

-22,7 MPa < -6,78 MPa < 2,85 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.43.**




Gambar 4. 43 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer

<u>Kondisi saat beban layan</u>

Adapun *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 216,4133 kNm

Momen lapangan (+) = 141,4431 kNm

*Tengah Bentang*

Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$\sigma_t = -\frac{1.200.000}{350.000} + \frac{1.200.000\ x\ 274{,}2}{64.477.592} - \frac{141.443.100}{64.477.592}$

$\sigma_t$ = -0.52 MPa

-21 MPa < -0,52 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

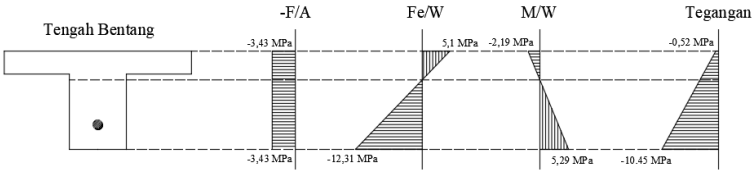
$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$\sigma_b = -\frac{1.200.000}{350.000} - \frac{1.200.000\ x\ 274{,}2}{26.721.265} + \frac{141.443.100}{26.721.265}$

$\sigma_b$ = -10,45 MPa

-21 MPa < -10,45 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.44.**




Gambar 4. 44 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Saat Kondisi *Service*

*Tumpuan*

- Serat atas:

$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wt} + \frac{Mtumpuan}{Wt}$

$\sigma_t = -\frac{1.200.000}{350.000} - \frac{1.200.000\ x\ 50}{64.477.592} + \frac{216.413.300}{64.477.592}$

$\sigma_t$ = -1,00 MPa

-21 MPa < -1,00 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

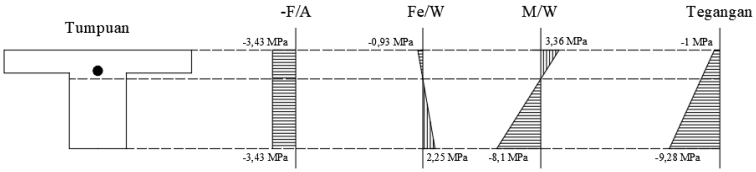
$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wb} - \frac{Mtumpuan}{Wb}$

$\sigma_b = -\frac{1.200.000}{350.000} + \frac{1.200.000\ x\ 50}{26.721.265} - \frac{216.413.300}{26.721.265}$

$\sigma_b$ = -9,28 MPa

-21 MPa < -9,28 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.45.**




Gambar 4. 45 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi *Service*

Rekapitulasi kontrol tegangan pada saat transfer dan service tertera pada **Tabel 4.39** dan **4.40.**

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer

| **Nama Balok** | | **Teg. Ijin Tekan (MPa)** | **Teg. Ijin Tarik (MPa)** | **Keadaan Transfer (MPa)** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | **Serat Atas** | **Serat Bawah** |
| Balok Pratekan | Tengah Bentang | -19.46 | 1.42 | 0.67 | -16.25 |
| | Tumpuan | -22.70 | 2.85 | -3.25 | -6.78 |

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan *Service*

| **Nama Balok** | | **Teg. Ijin Tekan (MPa)** | **Teg. Ijin Tarik (MPa)** | **Keadaan Service (MPa)** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | **Serat Atas** | **Serat Bawah** |
| Balok Pratekan | Tengah Bentang | -21.00 | 4.73 | -0.52 | -10.45 |
| | Tumpuan | -21.00 | 4.73 | -1.00 | -9.28 |

### 4.4.7. Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu}$ = 1860 MPa (*strand stress-relieved*).

$fp_{max}$ = 0,75 x 1860 = 1395 MPa

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{fp_{max}} = \frac{1.500.000}{1395} = 1.075{,}27 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-12

Jumlah strand : 9

*Minimum breaking load :* 1660 kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

Apakai $= {}^{1}/_{4}\,\pi d^2 n = {}^{1}/_{4} . \pi . 12{,}7^2 \times 9$

$= 1.140{,}1 \text{ mm}^2 >$ Aperlu **(OK)**

Nilai tegangan pakai :

$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{1.500.000}{1.140{,}1} = 1315{,}68$ Mpa

Tabel 4. 41 Tendon yang Digunakan

| Nama Balok | Fo (kN) | Tendon Unit | Jumlah Strand | Diameter Strand (mm) | Apakai ($mm^2$) | Fpakai (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Balok Pratekan | 1500 | 5-12 | 9 | 12,7 | 1.140,1 | 1.315,7 |

### 4.4.8. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok pratekan.

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

   Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

   a. Kehilangan akibat *slip* angker (SNI 2847:2019 Pasal 20.3.2.6.1.a)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times \left(\mu \frac{\alpha}{L} + K\right)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

Es = 200.000 MPa
g = 2,5 mm
fpakai = 1315,68 MPa
μ = 0,15 (*7-wires strand tendon*)
K = 0,0016 (*7-wires strand tendon*)
f = 274,2 + 50 = 324,2 mm
α = sudut kelengkungan tendon $\left(\frac{8f}{L}\right)$ = 0,216
L = 12 m
x = $\sqrt{\frac{200000\ x\ 2{,}5}{1315{,}68\ x\ \left(0{,}15\frac{0{,}216}{12000}+0{,}0016\right)}}$ = 487,36 mm

Sehingga diperoleh nilai dari x = 487,36 mm. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever x < 6 m, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

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

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

c. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble Effect*) (SNI 2847:2019 Pasal 20.3.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$F_{pf} = F_i.e^{-(\mu\alpha+KL)}$

$F_{pf}$ = $1500.e^{-(\mu\alpha + KL)}$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu$ = 0,15 (*7-wires strand tendon*)

K = 0,0016 (*7-wires strand tendon*)

$\alpha$ = sudut kelengkungan tendon $\left(\frac{8f}{L}\right)$ = 0,216

L = 12 m

Nilai $F_{pf}$ = 1.424,53 kN

$\Delta F_{pf}$ = 1.500 – 1.424,53 = 75,47 kN

$\Delta f_{pf} = \frac{75{,}47 x 10^3}{1140{,}1} = 66{,}19$ MPa

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$\Delta f_{pf} = \frac{66{,}19}{1315{,}68} = 5{,}03\ \%$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan 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 kiri.

$M_B$ = 63,54 kNm

$M_A$ = 53,93 kNm

$\Delta P = \frac{(63{,}54 - (53{,}93))}{5} = 1{,}92\ kN$

$\Delta f_P = \frac{1{,}92 x 1000}{1140{,}1} = 1{,}68$ MPa

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kiri ialah :

$\Delta f_P = \frac{1{,}68}{1315{,}68} = 0{,}13\ \%$

Perhitungan pada kolom kanan.

$M_B$ = 33,95 kNm

$M_A$ = 31,66 kNm

$\Delta P = \frac{(33{,}95 - (31{,}66))}{5} = 0{,}46$ kN

$\Delta f_P = \frac{460}{1140,1} = 0,4$ MPa

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$\Delta f_P = \frac{0,4}{1315,68} = 0,031$ %

Persentae total akibat kekangan kolom adalah
0,13% + 0,031% = 0,161%

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 pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

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

      Rumus perhitungan kehilangan pratekan 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 pratekan

      $fc_{ir} = \frac{1.500.000}{735.000} + \frac{1.500.000\ x\ 274,2^2}{11.335.160.667} - \frac{91,58\ x\ 10^6 x 274,2}{11.335.160.667}$
      = 12,02 MPa

      $Fc_{ds} = \frac{116.5\ x\ 10^6 x 274,2}{11.335.160.667}$ = 2,82 MPa

      $CR = K_{cr}.(E_s/E_c).[fc_{ir}-fc_{ds}]$ = 105,9 MPa

      Persentase kehilangan pratekan akibat rangkak ialah:

$\Delta f_{cr} = \frac{105,9}{1315,68} = 8,05\ \%$

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

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

$SH = (8,2 \times 10^{-6})\ K_{SH}.E_s.\left[1 - 0,06\left(\frac{V}{S}\right)\right].[100\text{-}RH]$

RH = 80%

$K_{sh}$ = 0,69 (14 hari)

$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$

$= \frac{350.000}{3.900}$

= 120,7 mm = 12,07 cm

Es = 200.000 MPa

SH = 6,28 MPa

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$\Delta f_{sh} = \frac{6,28}{1315,68} = 0,48\ \%$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

RE = [Kre-J(SH+CR+ES)]*C

$K_{re}$ = 138 MPa

J = 0,15

$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1315,68}{1860} = 0,71$

C = 1,09

RE = [138 - 0,15(6,28 + 105,9 + 0)] x 1,09

= 132,08 Mpa

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$\Delta f_{re} = \frac{132,08}{1315,68} = 10,04\ \%$

Sehingga, total kehilangan pratekan :

5,03 + 0,161 + 8,05 + 0,48 + 10,04 = **23,75 %**

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$Fe = \frac{100-23,75}{100} \times 1500 = 1.143,68 \text{ kN}$$

Rekapitulasi kehilangan prategang tertera pada **Tabel 4.42.**

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

| Nama Balok | Jenis Kehilangan | Besar Kehilangan | % Kehilangan Total | Fo (kN) | Fe (kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| Balok Pratekan | Friksi | 5,03 | 23,75 | 1500 | 1.143,68 |
| | Rangkak | 8,05 | | | |
| | Relaksasi | 10,04 | | | |
| | Susut | 0,48 | | | |
| | Kekangan Kolom | 0,161 | | | |

### 4.4.9. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan pada balok arah memanjang.

**a. Kontrol akibat beban layan**

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 216,4133 kNm

Momen lapangan (+) = 141,4431 kNm (tengah bentang)

*Tengah Bentang*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.143.682}{350.000} + \frac{1.143.682\ x\ 274,2}{64.477.592} - \frac{141.443.100}{64.477.592}$$

$\sigma_t$ = -0,6 MPa

-21 MPa < -0,6 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

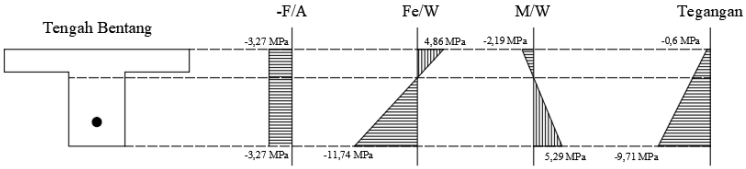
$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.143.682}{350.000} - \frac{1.143.682\ x\ 274{,}2}{26.721.265} + \frac{141.443.100}{26.721.265}$$

$\sigma_b$ = -9,71 MPa

-21 MPa < -9,71 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.46.**




Gambar 4. 46 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Akibat Beban Layan

*Tumpuan*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wt} + \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.143.682}{350.000} - \frac{1.143.682\ x\ 50}{64.477.592} + \frac{216.413.300}{64.477.592}$$

$\sigma_t$ = -0,8 MPa

-21 MPa < -0,8 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

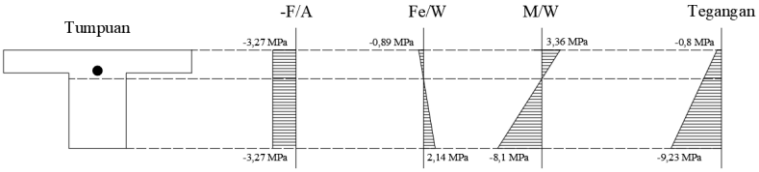
$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wb} - \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.143.682}{350.000} + \frac{1.143.682\ x\ 50}{26.721.265} - \frac{216.413.300}{26.721.265}$$

$\sigma_b$ = -9,23 MPa

-21 MPa < -9,23 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.47.**




Gambar 4. 47 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban Layan

**b. Kontrol terhadap SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.5**

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:
$\frac{Fc}{10} = \frac{35}{10}$ = 3,5 Mpa dan 3,5 Mpa, maka diambil nilai 3,5 Mpa

- Pada balok Pratekan

  Fpc = $\frac{Fe}{A} = -\frac{1.143.682}{350.000}$ = -3,27 Mpa < -3,5 Mpa **(OK)**

**c. Kontrol terhadap beban gempa**

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+1E pada balok arah memanjang.

Momen tumpuan (-) = 265,499 kNm
Momen lapangan (+) = 141,771 kNm
(tengah bentang)

*Tengah Bentang*

- Serat atas:

  $\sigma_t = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

  $\sigma_t = -\frac{1.143.682}{350.000} + \frac{1.143.682\ x\ 274,2}{64.477.592} - \frac{141.770.600}{64.477.592}$

  $\sigma_t$ = -0,6 MPa

  -21 MPa < -0,6 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

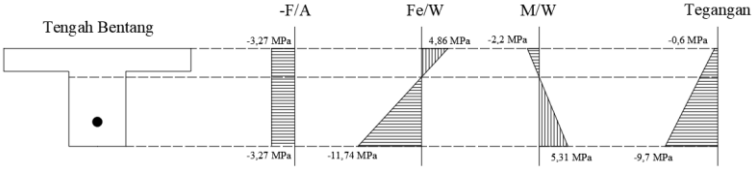
$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.143.682}{350.000} - \frac{1.143.682\ x\ 274{,}2}{26.721.265} + \frac{141.770.600}{26.721.265}$$

$\sigma_b$ = -9,7 MPa

-21 MPa < -9,7 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.48.**




Gambar 4. 48 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E

*Tumpuan*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wt} + \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.143.682}{350.000} - \frac{1.143.682\ x\ 50}{64.477.592} + \frac{265.498.500}{64.477.592}$$

$\sigma_t$ = -0,04 MPa

-21 MPa < -0,04 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

- Serat bawah:

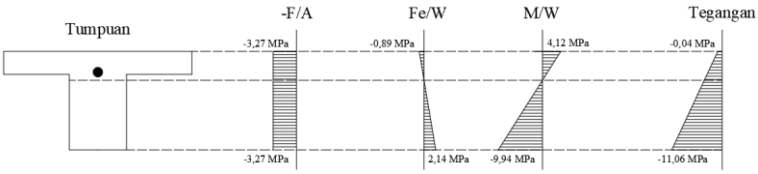
$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe\ x\ e}{Wb} - \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.143.682}{350.000} + \frac{1.143.682\ x\ 50}{26.721.265} - \frac{265.498.500}{26.721.265}$$

$\sigma_b$ = -11,06 MPa

-21 MPa < -11,06 MPa < 4,73 MPa **(OK)**

Ilustrasi diagram tegangan tertera pada **Gambar 4.49.**




Gambar 4. 49 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E

Rekapitulasi Kontrol Tegangan tertera pada **Tabel 4.43.**

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan

| **Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Kontrol Beban Layan** | | | | | |
| **Nama Balok** | | **Teg. Ijin Tekan (MPa)** | **Teg. Ijin Tarik (MPa)** | **Serat Atas** | **Serat Bawah** |
| Balok Pratekan | Tengah Bentang | -21.00 | 4.73 | -0.60 | -9.71 |
| | Tumpuan | -21.00 | 4.73 | -0.80 | -9.23 |
| **Kontrol Beban Gempa (1D + 1L + 1E)** | | | | | |
| **Nama Balok** | | **Teg. Ijin Tekan (MPa)** | **Teg. Ijin Tarik (MPa)** | **Serat Atas** | **Serat Bawah** |
| Balok Pratekan | Tengah Bentang | -21.00 | 4.73 | -0.60 | -9.70 |
| | Tumpuan | -21.00 | 4.73 | -0.04 | -11.06 |

### 4.4.10. Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{12000}{480} = 25.00 \text{ mm}$$

**a. Lendutan saat *Jacking***

1. Lendutan akibat tekanan tendon

   Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chambre*). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

   $\Delta l_{po}$ = -15,62 mm (↑)

2. Lendutan akibat berat sendiri

   Dalam perhitungan lendutan saat transfer/*jacking* pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

   $\Delta l_{ql}$ = 13,72 mm (↓)

   Sehingga, lendutan total saat *jacking*

   $\Delta l$ = -15,62 + 13,72 = -1,9 mm(↑)

   Syarat : $f < f_{ijin}$ = -1,9 mm < 27.5 mm (OK)

**b. Lendutan saat Beban Layan**

1. Lendutan akibat tekanan tendon

   Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chambre*). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

   $\Delta l_{po}$ = -15,62 mm (↑)

2. Lendutan akibat beban layan

   Dalam perhitungan lendutan saat transfer/*jacking* pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

   $\Delta l_{ql}$ = 21,09 mm (↓)

Sehingga, lendutan total saat *jacking*

$\Delta l$ = -17,65 + 21,09 = 3,44 mm(↓)

Syarat : $f < f_{ijin}$ = 3,44 mm < 27.5 mm (OK)

### 4.4.11. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2019 pasal. 18.6.3.5, tendon pratekan tidak diperbolehkan menerima lebih dari seperempat momen positif atau negatif di penampang kritis pada sendi plastis dan harus diangkur pada atau melampaui muka sisi luar *joint*.

**1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan**

**a. Tumpuan**

f'$_c$ = 35 Mpa

$A_{ps}$ = 1140,09 mm$^2$

d = yb + $e_{tumpuan}$

= 424,2 + 50

= 474,2 mm

b = 350 mm

$\beta_1$ = $0{,}85 - \frac{(f'c-28)}{7} x0{,}05$

= $0{,}85 - \frac{(35-28)}{7} x0{,}05$

= 0,8

$\Upsilon p$ = 0,4

$f_{pu}$ = 1860 MPa

fps = $f_{pu}\left\{1 - \frac{\Upsilon_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\}$

Untuk sebaran tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17. Diambil $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ = 0,17

Fps = $1860\left\{1 - \frac{0{,}4}{0{,}8} 0{,}17\right\}$

= 1701,9 MPa

T = Aps x fps

= 1140,09 x 1701,9

= 1.940.322 N

a $= \frac{\text{Aps .fps}}{0{,}85\, f`_c\, b}$

$= \frac{1.940.322}{0{,}85.35.350}$

= 186,35 mm

Mn $= T.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 1.940.322\ (4774{,}2 - \frac{2186{,}35}{2})\ x10^{-6}$

= 739,32 kN.m

25% $\text{ØM}_n$ = 25% x 0,9 x 739,32 kN.m

= 166,35 kN.m

Mu = akibat gempa maks = 265,5 kNm

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak Mu – 25%ØMn = 265,5 – 166,35 = 99,15 kNm. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 99,15 kN.m

**b. Lapangan**

$f'_c$ = 35 Mpa

$A_{ps}$ = 1140,09 $mm^2$

d = h – d'

= 600 – 150

= 450

beff = 1350 mm

$\beta_1 = 0{,}85 - \frac{(f'c-28)}{7} x0{,}05$

= 0,8

ϒp = 0,4

$f_{pu}$ = 1860 MPa

fps $= f_{pu}\left\{1 - \frac{\Upsilon_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\}$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka : $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17. Diambil $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$=0,17

Fps $= 1860\left\{1 - \frac{0,4}{0,8}0,17\right\}$

$= 1701,9$ MPa

T $=$ Aps x fps

$= 1140,09$ x $1701,9$

$= 1.940.322$ N

a $= \frac{\text{Aps .fps}}{0,85\, f`_c\, b}$

$= \frac{1.940.322}{0,85.35.1350}$

$= 48,31$ mm

Mn $= \text{T.}\left(\text{d} - \frac{\text{a}}{2}\right)$

$= 1.940.322\ (450 - \frac{48,31}{2})\ \text{x}10^{-6}$

$= 826,27$ kN.m

**2. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak**

- Mu = 99,15 kN.m
- Mutu beton = 35 Mpa
- Mutu baja = 420 Mpa
- Dimensi balok = 35/60 cm
- Panjang balok = 12 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) = 10 mm
- Selimut beton = 40 mm
- d = 600 – 40 – 10 – 22/2 = 539 mm

**a. Penulangan Lentur**

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$\rho$min $= 1,4 / \text{fy} = 1,4 / 420 = 0,0033$

$\rho$min $= \frac{\sqrt{Fc}}{4\ x\ fy} = \frac{\sqrt{35}}{4\ x\ 420} = 0,00352$ (menentukan)

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai $\beta_1$, kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3)

$\beta_1$ = 0,85 – ( $\frac{(fc-28)}{7}$ x 0,05)

$\beta_1$ = 0,8

$\rho_{max}$ = 0.025 (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1)

m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 35}$ = 14,12

Penulangan Lentur pada Daerah Tumpuan

Rn = $\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{99{,}15x\ 10^6}{0.9\ x\ 350\ x\ 539^2}$ = 1,083 N/mm$^2$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x1{,}083}{420}}\right)$

= 0,0026 < $\rho_{min}$

Maka dipakai $\rho_{min}$ = 0,00352

1) Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

As perlu = $\rho$ . b . d

= 0.00352 x 350 x 539 = 664,33 mm$^2$

As D22 = 380,13 mm$^2$

n = $\frac{As\ perlu}{As\ D22}$ = 1,75 ≈ **2 buah**

2) Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

As perlu = ½ . $\rho$ . b . d

= ½ x 0.00352 x 350 x 539 = 332,16 mm$^2$

n = $\frac{As\ perlu}{As\ D22}$ = 0,87 ≈ **2 buah**

Penulangan Lentur pada Daerah Lapangan

Dikarenakan seluruh gaya gempa pada daerah lapangan dipikul oleh tendon, maka pemasangan tulangan di lapangan memakai tulangan minimum.

$\rho_{min}$ = 0,00352

3) Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:

As perlu = $\rho$ . b . d
= 0.00352 x 350 x 539 = 664.33 mm$^2$
As D22 = 380,13 mm$^2$
n = $\frac{As\ perlu}{As\ D22}$ = 1,75 ≈ **2 buah**

4) Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:

As perlu = ½ . $\rho$ . b . d
= ½ x 0.00352 x 350 x 539 = 664,33 mm$^2$
n = $\frac{As\ perlu}{As\ D22}$ = 0,87 ≈ **2 buah**

**b. Penulangan Geser**

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.8.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

Vu = 160,71 kN = 160.709 N
Mu = 301,3 kNm
Vc = $(0{,}05\lambda\sqrt{Fc} + 4{,}8\ \frac{Vu.dp}{Mu})$ bw.d
b = 350 mm
h = 600 mm
dp = yb+e = 424,2 + 50 = 474,2 mm
λ = 1
d = 539 mm
Vc = $(0{,}05.1.\sqrt{35} + 4{,}8\ \frac{160{,}71x539}{301{,}3x1000})$ 350 x 539
= 284,84 kN = 284.839 N
Vc min = 0,17 . $\lambda\sqrt{Fc}$ . bw . d
= 0,17 x 1 x $\sqrt{35}$ x 350 x 539
= 189,73 kN = 189.732 N
Vc max = 0,42 . $\lambda\sqrt{Fc}$ . bw . d
= 0,42 x 1 x $\sqrt{35}$ x 350 x 539
= 468,75 kN = 468.749 N

Vc pakai = 284.839 N (Vc < Vcmax)
Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

1. Vu ≤ 0,5ØVc
   160.709 ≤ 0,5 x 0,75 x 284.839
   160.709 ≤ 106.815 (NOT OK)
   sehingga butuh tulangan geser
2. 0,5ØVc ≤ Vu ≤ ØVc
   0,5 x 0,75 x 284.839 ≤ 160.709 ≤ 0,75 x 284.839
   106.709 N ≤ 160.709 N ≤ 213.629 N (OK)
   Sehingga butuh tulangan geser minimum

Kebutuhan luas minimum tulangan geser, $A_{Vmin}$, diambil terbesar dari:

$Av_{min1}$ = 0,062 $\sqrt{fc}\,\frac{bw}{fyt}$ (SNI 2847:2019 pasal 9.6.3.3)
= 308,13 $mm^2$

$Av_{min2}$ = 0,35 $\frac{bw}{fyt}$ (SNI 2847:2019 pasal 9.6.3.3)
= 291,67 mm2

$Av_{pakai}$ = 308,13 $mm^2$

Dipakai 2D10 (Av = 157,08 $mm^2$)

S rencana = $\frac{1000}{Avpakai/Avtul}$ = 509,8 mm ≈ 500 mm

Pada daerah di luar sendi plastis, jarak maksimum sengkang yang diperbolehkan adalah d/2 = 269,5 mm (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.6)

$s_{pakai}$ = 250 mm. < 269,5 mm

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4:

1. d/4 = 539/4 = 134,75 mm
2. 6 x Dutama = 6 x 22 = 132 mm
3. 150 mm = 150 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 125 mm. Sengkang

dipasang sepanjang 2h = 2 x 600 = 1200 mm dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Rekapitulasi penulangan lentur dan sengkang balok prategang tertera pada **Tabel 4.44**.

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang

| Nama Balok | Daerah | Lentur | | Sengkang | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Tul. Atas | Tul. Bawah | Daerah Sendi Plastis (<2h) | Di Luar Sendi Plastis (>2h) |
| Balok Pratekan | Tumpuan | 2D22 | 2D22 | 2D10-125 | 2D10-250 |
| | Lapangan | 2D22 | 2D22 | | |

**c. Penulangan Torsi**

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2019 Pasal 22.7.1.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

$$Tu < \emptyset . 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)\sqrt{1+\frac{fpc}{0{,}33\lambda\sqrt{fc}}}$$

Acp = Luas penampang keseluruhan
Pcp = Keliling penampang keseluruhan
$\lambda$ = 1
$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)
Fpc = 3,27 Mpa

Kontrol kebutuhan torsi:
Acp = b x h = 350 x 600 = 210.000 $mm^2$
Pcp = 2 (b+h) = 2 x (350 + 600) = 1900 mm
Tu = 11,77 kN.m = 11.765.500 N.mm

Tu $< 0{,}75\text{x}0{,}083\text{x}1\text{x}\sqrt{35}\,(\frac{210.000^2}{1900})\sqrt{1+\frac{3{,}27}{0{,}33.1.\sqrt{35}}}$

11.765.500 < 13.977.140 N.mm (OK)

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

### 4.4.12. Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen *ultimate* yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C` = T$$

**a. Momen Nominal oleh Tendon Pratekan Tumpuan**

f'$_c$ = 35 Mpa

$A_{ps}$ = 1140,1 mm$^2$

d = yb + $e_{tumpuan}$

= 424,2 +50

= 474,2 mm

b = 350 mm

$\beta_1$ $= 0{,}85 - \frac{(f'c-28)}{7}x0{,}05$

$= 0{,}85 - \frac{(35-28)}{7}x0{,}05$

= 0,8

ϒp = 0,4

$f_{pu}$ = 1860 MPa

fps $= f_{pu}\left\{1 - \frac{\Upsilon_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\}$

Untuk sebaran tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

Diambil $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right] = 0{,}17$

Fps = $1860\left\{1 - \frac{0.4}{0{,}8}0{,}17\right\}$

= 1701,9 MPa

T = Aps x fps

= 1140,1 x 1701,9

= 1.940.322,28 N

a = $\frac{\text{Aps .fps}}{0{,}85\, f`_c\, b}$

= $\frac{1.940.332{,}28}{0{,}85.35.350}$

= 186,35 mm

Mn = $\text{T.}\left(\text{d} - \frac{\text{a}}{2}\right)$

= 1.940.322,28 (474,2 – $\frac{186{,}35}{2}$) x$10^{-6}$

= 739,32 kN.m

25% $\text{ØM}_\text{n}$ = 25% x 0,9 x 739,32 kN.m

= 166,35 kN.m

**Lapangan**

f'$_c$ = 35 Mpa

$A_{ps}$ = 1140,1 $mm^2$

d = 450 mm

beff = 1350 mm

$\beta_1$ = $0{,}85 - \frac{(f'c - 28)}{7} x 0{,}05$

= 0,8

ϒp = 0,4

$f_{pu}$ = 1860 MPa

fps = $f_{pu}\left\{1 - \frac{\Upsilon_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\}$

Untuk sebaran tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

Diambil $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ = 0,17

Fps = $1860\left\{1 - \frac{0,4}{0,8}0,17\right\}$
= 1701,9 MPa

T = Aps x fps
= 1140,1 x 1701,9
= 1.940.322,28 N

a = $\frac{\text{Aps .fps}}{0,85\ f`_c\ b}$
= $\frac{1.940.322,28}{0,85.35.1350}$
= 48,32 mm

Mn = $\text{T.}\left(\text{d} - \frac{\text{a}}{2}\right)$
= 1.940.322,28 $(450 - \frac{48,32}{2})$ $x10^{-6}$
= 826,27 kN.m

**b. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan**

Dipakai tulangan lentur 2D 22

As = 760,27 $mm^2$

$f_y$ = 420 Mpa

$f'_c$ = 35 Mpa

d = 539 mm

a = $\frac{\text{As x fy}}{0,85 \text{ x f}'\text{cx b}} = \frac{760,27 \text{ x } 420}{0,85x35x350}$ = 30,67 mm

Mn = $\text{T.}\left(\text{d} - \frac{\text{a}}{2}\right)$
= 760,27 x 420 x $\left(539 - \frac{30,67}{2}\right)$
= 167,21 kNm

$M_n$ total = Mn tump (tendon) + Mn tump (lentur)
= 739,32 + 167,21
= 906,53 kNm

Mu *envelope* = 301,3 kNm

$\phi M_n \geq M_u$ max tumpuan, dimana nilai $\phi = 0,9$

0,9 x 885,84 ≥ 301,3 kNm
815,88 kNm ≥ 301,3 kNm **(OK)**

Kontrol terhadap gempa (Kombinasi Gempa)
$M_n$ total = 25% x 739,32 + 167,21
= 352,04 kNm
Mu gempa = 256,5 kNm
$\phi M_n \geq M_u$ max gempa, dimana nilai $\phi = 0,9$
0,9 x 352,04 kNm ≥ 256,5 kNm
316,84 kNm ≥ 256,5 kNm **(OK)**

**c. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Lapangan**

Dipakai tulangan lentur 2D 22
As = 760,27 $mm^2$
$f_y$ = 420 Mpa
$f'_c$ = 35 Mpa
d = 539 mm
a = $\frac{As \times fy}{0,85 \times f'cx\ b} = \frac{760,27 \times 420}{0,85x35x350}$ = 30,67 mm
Mn = $T.\left(d - \frac{a}{2}\right)$
= $760,27 \times 420 \times \left(539 - \frac{30,67}{2}\right)$
= 167,21 kNm
$M_n$ total = Mn lapangan (tendon) + Mn lapangan (lentur)
= 826,27 + 167,21
= 993,48 kNm
Mu *envelope* = 179,71 kNm
$\phi M_n \geq M_u$ max lapangan, dimana nilai $\phi = 0,9$
0,9 x 993,48 ≥ 179,71 kNm
894,13 kNm ≥ 179,71 kNm **(OK)**

### 4.4.13. Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat *ultimate* dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 pasal 9.6.2.1 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban

retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar 0,62 $\lambda\sqrt{f`c}$ sehingga didapatkan $\phi$ *Mn* >1.2*Mcr,* dengan nilai $\phi$ = 0.9.

**a. Tumpuan**

F = 1143,68 kN
Kb = 184 mm
e = 50 mm
$W_T$ = 64.477.591,96 $mm^3$
$f_r$ = 0,62 $\sqrt{f`_c}$ = 0,62 $\sqrt{35}$
= 3,67 MPa
$M_1$ = F (e+Kb)
= 1143,68 x $10^3$ (50 + 184)
= 267.875.024,35 Nmm
$M_2$ = fr x $W_T$
= 3,67 x 64.477.591,96
= 236.501.838,52 Nmm
Mcr = $M_1$ + $M_2$
= 504,38 kNm

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:
$\phi M_n > 1.2M_{cr}$
815,88 > 1,2 x 504,38
815,88 kNm > 605,256 kNm **(OK)**

**b. Lapangan**

F = 1143,68 kN
Kt = 76,35 mm
e = 274,2 mm
$W_B$ = 26.721.265,13 $mm^3$
$f_r$ = 0,62 $\sqrt{f`_c}$ = 0,62 $\sqrt{35}$
= 3,67 MPa
$M_1$ = F (e+Kt)
= 1143, 68 x $10^3$ (274,2 + 76,35)
= 400.913.528,28 Nmm
$M_2$ = fr x $W_B$
= 3,67 x 26.721.265,13

= 98.012.784,56 Nmm

Mcr = $M_1 + M_2$

= 498,93 kNm

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$\phi M_n > 1.2M_{cr}$

894,14 > 1,2 x 498,93

894,14 kNm > 597,756 kNm **(OK)**

### 4.4.14. 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. Pada perencanaan ini, balok prategang dibuat menyilang sehingga perlu adanya kontrol agar semua tendon baik dari arah memanjang dan melintang masuk ke dalam daerah limit kabel. 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:

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo}$$

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 contoh 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 = 6 m pada balok pratekan

  a1 (atas) $= \frac{M\ max}{F} = \frac{141{,}44x10^6}{1143{,}68}$ = 123,67 mm

  kt $= \frac{Wb}{A} = \frac{26.721.265{,}13}{350000}$ = 76,35 mm

  fb' = 4,73 MPa

  et $= \frac{fb' \times A \times kt}{F}$ = 110,52 mm

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (Fo).
  Momen pada koordinat x = 6 m pada balok pratekan

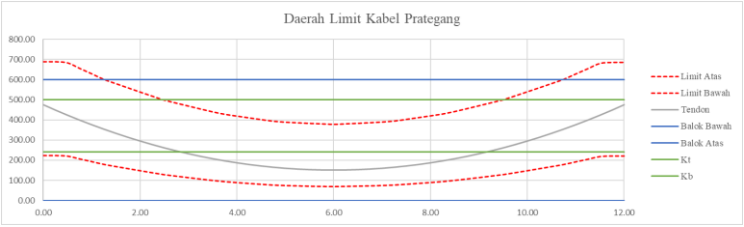
  a2 (bawah) $= \frac{M\ min}{Fo} = \frac{91{,}58x10^6}{1500}$ = 61,05 mm

  kb $= \frac{Wt}{A} = \frac{64.477.591{,}96}{350000}$ = 184,22 mm

  ft' = 4,73 MPa

  eb $= \frac{ft' \times A \times kb}{Fo}$ = 203,32 mm

  Daerah limit tendon diilustrasikan pada **Gambar 4.50**.




Gambar 4. 50 Daerah Limit Balok Pratekan

### 4.4.15. Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan 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 pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2019 Pasal 25.9.4.5.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 25.9.4.4.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan 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. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.9.4.3.

Pu = 1,2 x P

P = 1500 kN = 1.500.000 N

Pu = 1,2 x 1.500.000 = 1.800.000 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 enampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

a = 215 mm (angkur strand 5-12, VSL tabel)

e = 50 mm

h = 600 mm

Maka:

$T_{pencar}$ = 0,25 x 1.800.000 $(1 - \frac{215}{600})$ = 288.750 N

$d_{pencar}$ = 0,5 (600 – 2 x 50) = 250 mm

Avp = $\frac{T\ pencar}{fy} = \frac{288.750}{420}$ = 687,5 $mm^2$

Digunakan tulangan 2D16 (Av = 402 $mm^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

n = $\frac{687,5}{402}$ = 1,71 ≈ 2 buah

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

S = $\frac{d\ pencar}{n} = \frac{250}{2}$ = 125 mm

Sehingga spasi yang dipakai = 100 mm

### 4.4.16. Metode Pelaksanaan

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode *post-tension*. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

1) Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahanya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
2) Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang tulangan-tulangan yang terdapat pada balok pratekan. Kemudian pipa selongsong lentur yang dibuat dari *plastic* atau *metal* dipasang yang berfungsi untuk menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan di dalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
3) Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran dilakukan bertahap. Karena pelat yang digunakan menggunakan pelat pracetak, maka balok pratekan tidak langsung di cor penuh, melainkan diberi sisa setebal pelat. Setelah beton sedikit mengeras, pelat pracetak diletakan, lalu keseluruhan pelat dan balok pratekan di cor kembali sekaligus pengecoran *overtopping* dari pelat sehingga menjadi monolit dengan pelat. Pengecoran harus tetap

menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

4) Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
5) Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
6) Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi *slip* (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
7) Kemudian proses *grouting*, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.
8) Setelah dilakukan proses pengecoran dan *jacking* pada suatu balok, ditunggu $\pm$ 24 jam baru dilanjutkan pengecoran balok pratekan selanjutnya sesuai metode pelaksanaan yang telah ditentukan.

## 4.5. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

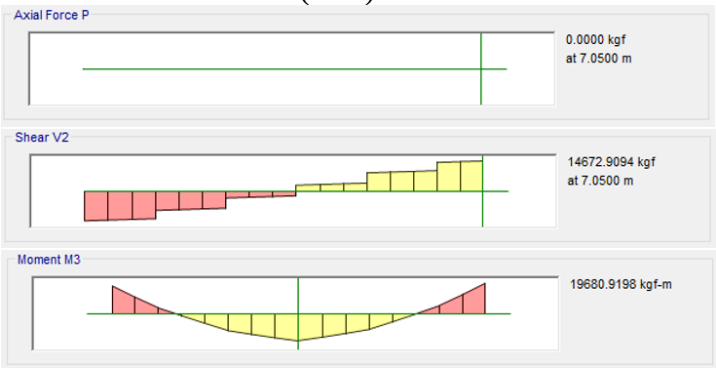
### 4.5.1. Perencanaan Struktur Balok Induk

Penulangan balok dihitung dalam 2 kondisi yaitu kondisi sebelum komposit dan setelah komposit. Dari kedua kondisi tersebut diambil perhitungan penulangan dengan jumlah kebutuhan terbesar (kritis) yang akan digunakan untuk kebutuhan penulangan balok induk. Perencanaan Gedung Apartemen Arundaya sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi *software* bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

### 4.5.1.1. Gaya-gaya yang Terjadi

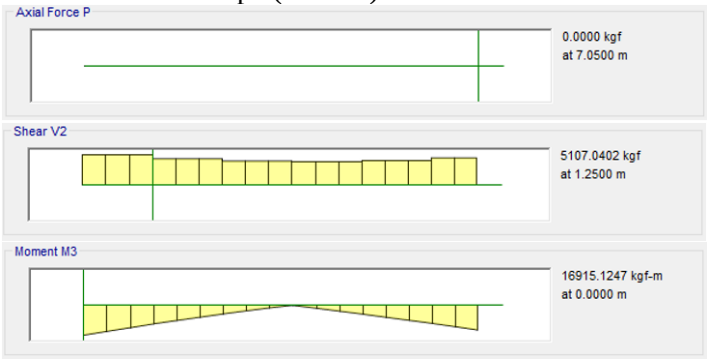
Berikut merukapan gaya-gaya yang terjadi hasil *output* permodelan dari program bantu ETABS. Berikut merupakan gaya-gaya dalam yang terjadi pada Balok Induk BI 1 yang tertera pada **Gambar 4.51, 4.52, 4.53, 4.54, 4.55,** dan **4.56.**

- Akibat Beban Gravitasi (D+L)



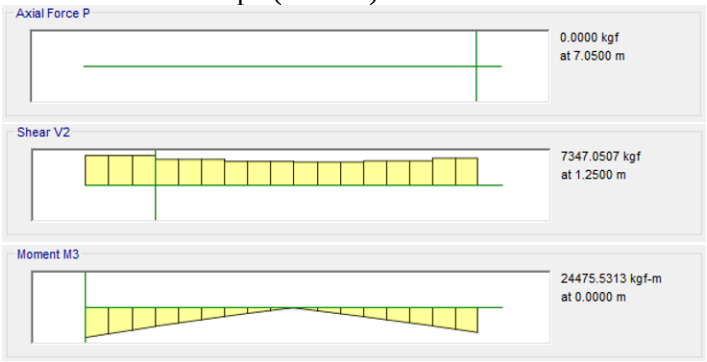

Gambar 4. 51 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gravitasi (D+L)

- Akibat Beban Gempa (Arah X)



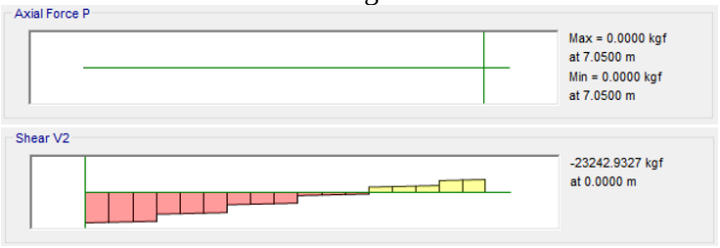

Gambar 4. 52 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gempa (Arah X)

- Akibat Beban Gempa (Arah Y)

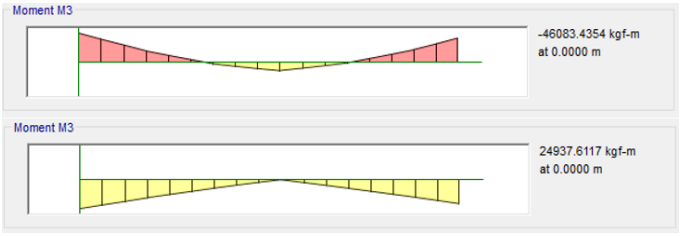



Gambar 4. 53 Gaya-gaya dalam (N, D, M) BI 1 akibat Beban Gempa (Arah Y)

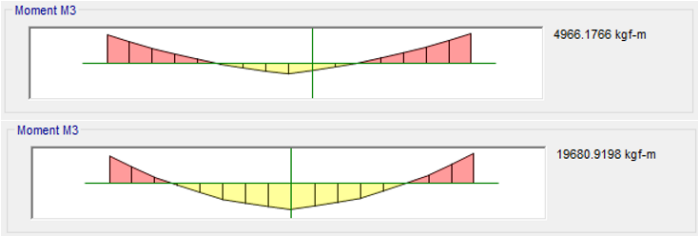
- Akibat Beban Kombinasi dengan Hasil Terbesar




Gambar 4. 54 Gaya-gaya dalam (N, D) BI 1 akibat Beban Kombinasi




Gambar 4. 55 Gaya dalam Momen BI 1 akibat Beban Kombinasi pada Daerah Tumpuan



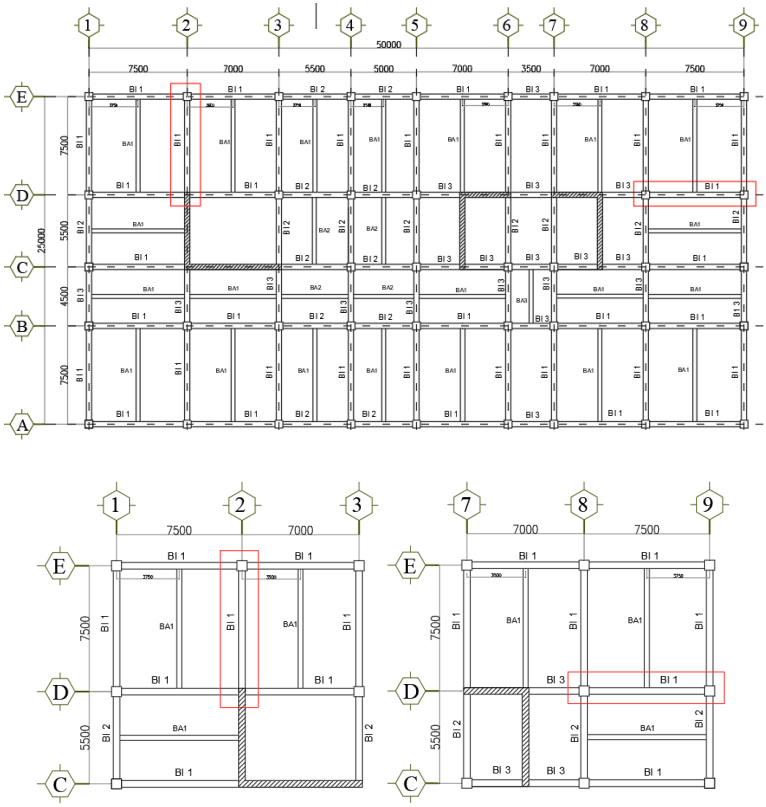

Gambar 4. 56 Gaya dalam Momen BI 1 akibat Beban Kombinasi pada Daerah Lapangan

**4.5.1.2. Perhitungan Tulangan Balok Setelah Komposit**

Berikut merupakan data perencanaan Balok Induk BI 1 pada gedung Apartemen Arundaya Surabaya:

- Dimensi Komposit = 50/70 cm
- Dimensi *Half Beam* = 50/56 cm
- *Overtopping* = 14 cm
- Mutu beton (fc') = 35 MPa
- Mutu baja (fy) = 420 MPa
- Mutu beton pengangkatan = 28 MPa (7 hari)
- L = 7,5 m
- Tulangan Longitudinal = 25 mm
- Tulangan Transversal = 13 mm
- *Clear Cover* = 50 mm

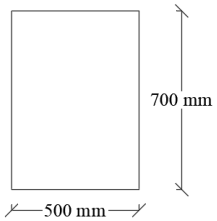
Balok tinjauan pada perhitungan kali ini diilustrasikan pada **Gambar 4.57.**







Gambar 4. 57 Balok BI 1 (50x70) sebagai tinjauan contoh perhitungan




Gambar 4. 58 Dimensi Balok BI 1

Diambil dua tinjauan karena dua balok tersebut memiliki M+ max dan M- max yang didapat dari output permodelan oleh aplikasi ETABS.

Momen dan Gaya geser yang terjadi setelah komposit akibat kombinasi beban yang terbesar (Hasil ETABS):

$M_{tumpuan}$ (-) = 46083,435 kgm
$M_{tumpuan}$ (+) = 24937,612 kgm
$M_{lapangan}$ (+) = 19680,92 kgm
$M_{lapangan}$ (-) = 4966,177 kgm
$V_u$ = 23242,933 kg
$d = h - cc - Ø - ½\ d_b$
$d = 700 - 50 - 13 - ½\ (25) = 624,5$ mm
$d' = h - d' = 75,5$ mm

$\rho_{min1} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$ (SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2)

$\rho_{min2} = \frac{0,25\times\sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0,25\times\sqrt{35}}{420} = 0,00352$

Gunakan $\rho_{min}$ terbesar:

$\rho_{min\ pakai} = 0,00352$
$\rho_{max} = 0,025$ (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1)

$m = \frac{fy}{0,85\times fc'} = \frac{420}{0,85\times35} = 14,12$

$\beta_1 = 0,85 - 0,05\frac{fc'-28}{7} = 0,8$

**a. Perhitungan Tulangan Lentur**

a. Tulangan Tarik Tumpuan

$Rn = \frac{Mu}{\phi\times b\times d^2} = \frac{46083,44\times10^4}{0,9\times500\times624,5^2} = 2,63\ N/mm^2$

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

$= \frac{1}{14,12}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x14,12x2,63}{420}}\right)$

$= 0,0066 > \rho_{min}$

Maka dipakai $\rho_{perlu} = 0,0066$

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{perlu}$ x b x d
= 0,0066 x 500 x 624,5
= 2046,9 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{2046,9}{490,87}$ = 4,17 ≈ 5 buah

$A_{s\ pakai}$ = jumlah tulangan x As $D_{25}$ = 5 x 490,87
= 2454,35 $mm^2$ > $A_{s\ perlu}$ (OK)

**∴ Digunakan tulangan tarik tumpuan 5D25**

b. Tulangan Tekan Tumpuan

Rn = $\frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{24937,61 \times 10^4}{0,9 \times 500 \times 624,5^2}$ = 1,42 N/$mm^2$

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

= $\frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14,12x1,42}{420}}\right)$

= 0,00346 < $\rho_{min}$

Maka dipakai $\rho_{min}$ = 0,00352

$A_{s\ perlu}$ = $\rho_{perlu}$ x b x d
= 0,00352 x 500 x 624,5
= 1099,58 $mm^2$

$n_{pakai}$ = $\frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{1099,58}{490,87}$ = 2,24 ≈ 3 buah

$A_{s\ pakai}$ = jumlah tulangan x As $D_{25}$ = 3 x 490,87
= 1472,61 $mm^2$ > $A_{s\ perlu}$ (OK)

**∴ Digunakan tulangan tekan tumpuan 3D25**

c. Tulangan Tarik Lapangan

Rn = $\frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{19680,92 \times 10^4}{0,9 \times 500 \times 624,5^2}$ = 1,12 N/$mm^2$

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

= $\frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14,12x1,12}{420}}\right)$

$= 0{,}0027 < \rho_{min}$

Maka dipakai $\rho_{min} = 0{,}00352$

$A_{s\ perlu} = \rho_{perlu}$ x b x d

$= 0{,}00352$ x 500 x 624,5

$= 1099{,}58\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{1099{,}58}{490{,}87} = 2{,}24 \approx 3$ buah

$A_{s\ pakai}$ = jumlah tulangan x As $D_{25}$ = 3 x 490,87

$= 1472{,}61\ mm^2 > A_{s\ perlu}$ (OK)

**∴ Digunakan tulangan tarik lapangan 3D25**

d. Tulangan Tekan Lapangan

Mu eksisting sangat kecil, gunakan:

0,25 $M_{u\ tumpuan}$ (-) = 11520,859 kgm

$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{11520{,}859 \times 10^4}{0{,}9 \times 500 \times 624{,}5^2} = 0{,}66\ N/mm^2$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x0{,}66}{420}}\right)$

$= 0{,}0016 < \rho_{min}$

Maka dipakai $\rho_{min} = 0{,}00352$

$A_{s\ perlu} = \rho_{perlu}$ x b x d

$= 0{,}00352$ x 500 x 624,5

$= 1099{,}58\ mm^2$

$n_{pakai} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{1099{,}58}{490{,}87} = 2{,}24 \approx 3$ buah

$A_{s\ pakai}$ = jumlah tulangan x As $D_{25}$ = 3 x 490,87

$= 1472{,}61\ mm^2 > A_{s\ perlu}$ (OK)

**∴ Digunakan tulangan tekan lapangan 3D25**

e. Kontrol Regangan

$a = \frac{As\ fy}{0{,}85 \times b \times fc'} = \frac{2454{,}35\ (420)}{0{,}85 \times 500 \times 35} = 69{,}3$ mm

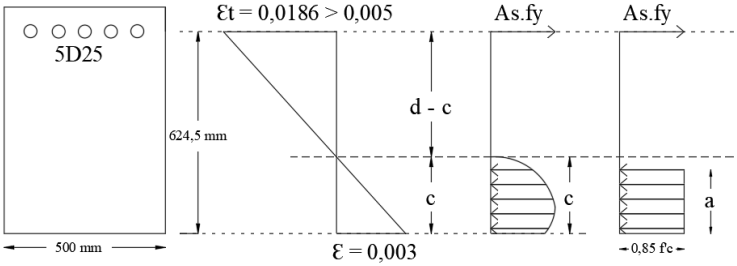
c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{69,3}{0,8}$ = 86,62 mm

$\varepsilon_t$ $= \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{624,5-86,62}{86,62} \times 0,003$

= 0,0186 > 0,005

**∴ Faktor Reduksi Ø = 0,9 "OK"**

Dengan diagram block tegangan dan regangan tertera pada **Gambar 4.59.**




Gambar 4. 59 Diagram block tegangan dan regangan beton pada balok induk sisi tumpuan

f. Kontrol Tulangan Rangkap

ρ $= \frac{As}{bd} = \frac{2454,35}{500 \times 624,5}$ = 0,00786

ρ' $= \frac{As'}{bd} = \frac{1472,61}{500 \times 624,5}$ = 0,00472

$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times fc' \times \beta 1 \times d'}{420 \times d} \times \frac{600}{600 - fy}$

$0,00786 - 0,00472 \geq \frac{0,85 \times 35 \times 0,8 \times 75,5}{420 \times 624,5} \times \frac{600}{600-420}$

$0,00314 \leq 0,0228$ (Tulangan tekan belum leleh)

f'$_s$ $= 600\left(\frac{c-d'}{c}\right)$

$A_s fy = 0,85 f'c\ ab + A'_s\left(f'_s - 0,85 f'c\right)$

$\alpha = \frac{A_s fy - A'_s\left(f'_s - 0,85 f'c\right)}{0,85 f'c\ b}$

$\beta_1 c = \frac{A_s fy - A'_s\left(f'_s - 0,85 f'c\right)}{0,85 f'c\ b}$

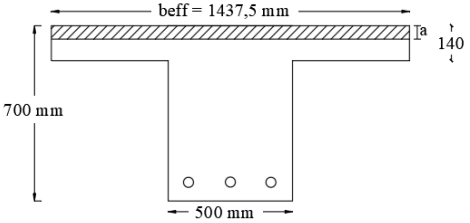
Selesaikan persamaan diatas, diperoleh:

$c_1$ = 83,33 mm

$c_2$ = -67,27 mm
$c_{pakai}$ = 83,33 mm
a = $\beta_1 c$ = 66,66 mm
f'$_s$ = $600\left(\frac{c-d'}{c}\right)$
= $600\left(\frac{83,33-75,5}{83,33}\right)$
= 56,38 MPa
$M_n$ = $(A_s fy - A'_s f'_s)(d - \frac{a}{2}) + A'_s f'_s (d - d')$
= $(2454,35(420) - 1472,61(56,38)(624,5 - \frac{66,7}{2}) + 1472,61(56,38)(624,5 - 75,5)$
= 60589,6 kgm
$\phi M_n$ = 0,9 (605689,6) = 54530,64 kgm
$\phi M_n \geq M_u$ = 46083,435 kgm…(OK)

g. Kontrol Balok T
Lebar efektif balok T (SNI 2847:2019 Pasal 6.3.2.1)
$b_{e1}$ = bw + $\frac{l}{8}$ = 500 + $\frac{7500}{8}$ = 1437,5 mm
$b_{e2}$ = bw + 8tp = 500 + 8(140) = 1620 mm
$b_{e3}$ = bw + *total transverse span*
= 500 + 0,5(3750+3500) = 4125 mm
$b_{e\ pakai}$ = 1437,5 mm
a = $\frac{As\ fy}{0,85 \times be \times fc'} = \frac{1472,61\ (420)}{0,85 \times 1437,5 \times 35}$ = 14,46 mm
c = $\frac{a}{\beta 1} = \frac{14,46}{0,8}$ = 18,08 mm < tp = 140 mm … (OK)

Ilustrasi kontrol Balok T tertera pada **Gambar 4.60.**




Gambar 4. 60 Kontrol Balok T

h. Cek Balok T Palsu

T = As x fy
= 1472,61 x 420
= 618496,2 N

C = 0,85 x f'c x $b_e$ x $t_f$
= 0,85 x 35 x 1437,5 x 140
= 5987187,5 N

Karena C > T, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar $b_e$.

$$\phi M_n = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$
$$= 0{,}9 \times 1472{,}61 \times 420 \times \left(624{,}5 - \frac{14{,}46}{2}\right)$$
$$= 34360{,}32 \text{ kgm}$$

$\phi M_n > M_u$ = 24937,61,92 kgm…(OK)

**b. Hasil Perhitungan Tulangan Lentur**

Berikut merupakan hasil perhitungan tulangan lentur setelah komposit yang tertera pada **Tabel 4.45, 4.46,** dan **4.67**. Serta diilustrasikan pada **Gambar 4.61, 4.62,** dan **4.63**

Tabel 4. 45 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit

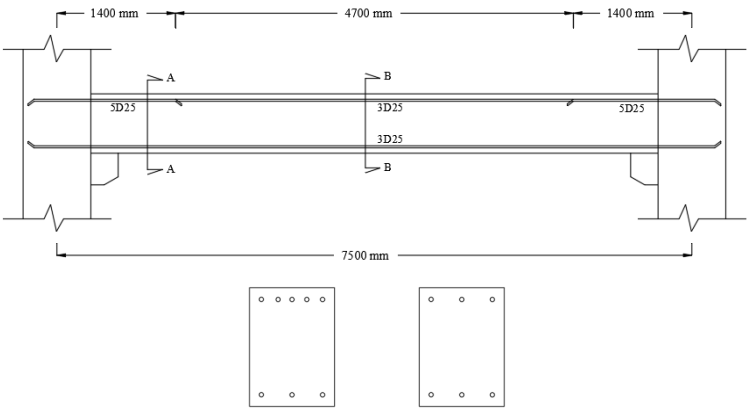
| Balok | | | Dimensi Tulangan | | Mutu Tulangan | | Dimensi Balok | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Lentur | Geser | Lentur | Geser | B | H | Cover | d' | d |
| | | | (mm) | (mm) | (MPa) | (MPa) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| BI 1 | Tumpuan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 500 | 700 | 50 | 75.5 | 624.5 |
| | Tumpuan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 500 | 700 | 50 | 75.5 | 624.5 |
| | Lapangan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 500 | 700 | 50 | 75.5 | 624.5 |
| | Lapangan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 500 | 700 | 50 | 75.5 | 624.5 |
| BI 2 | Tumpuan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 450 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Tumpuan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 450 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Lapangan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 450 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Lapangan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 450 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| BI 3 | Tumpuan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 350 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Tumpuan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 350 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Lapangan | + | 25 | 13 | 420 | 420 | 350 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |
| | Lapangan | - | 25 | 13 | 420 | 420 | 350 | 600 | 50 | 75.5 | 524.5 |

Tabel 4. 46 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit (Lanjutan)

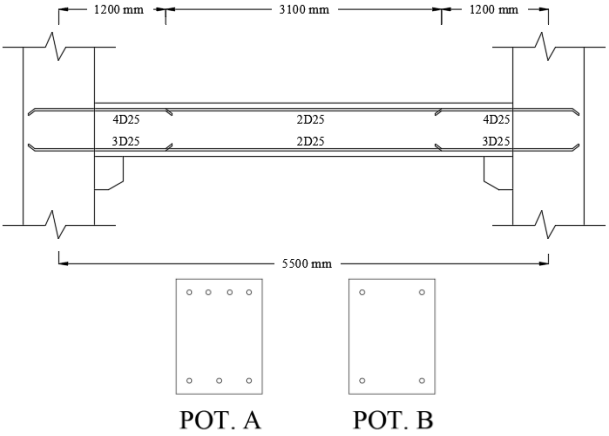
| Balok | | | Mutu Beton f'c (MPa) | $\beta_1$ | Batas Rasio Tulangan $\rho_{min}$ | Batas Rasio Tulangan $\rho_{max}$ | m | Momen (kgm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BI 1 | Tumpuan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 46083.44 |
| | Tumpuan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 24937.61 |
| | Lapangan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 19680.92 |
| | Lapangan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 1596.55 |
| BI 2 | Tumpuan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 30126.87 |
| | Tumpuan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 21062.33 |
| | Lapangan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 10098.63 |
| | Lapangan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 2017.74 |
| BI 3 | Tumpuan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 31885.86 |
| | Tumpuan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 18564.14 |
| | Lapangan | + | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 6824.21 |
| | Lapangan | - | 35 | 0.8 | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 2383.41 |

Tabel 4. 47 Perhitungan Tul. Lentur Balok setelah Komposit (Lanjutan)

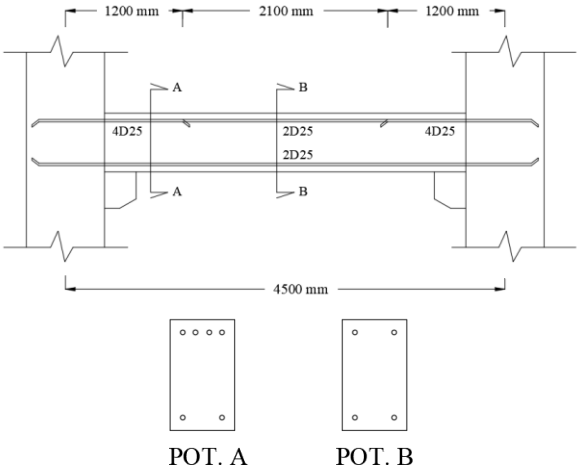
| Balok | | | Perhitungan Tulangan Lentur | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Rn | $\rho_{perlu}$ | $\rho_{pakai}$ | $A_{s\ butuh}$ | Jumlah Tulangan | |
| | | | MPa | | | ($mm^2$) | Butuh | Pakai |
| BI 1 | Tumpuan | - | 2.63 | 0.0066 | 0.0066 | 2046.90 | 4.17 | 5 |
| | Tumpuan | + | 1.42 | 0.0035 | 0.0035 | 1099.58 | 2.24 | 3 |
| | Lapangan | + | 1.12 | 0.0027 | 0.0035 | 1099.58 | 2.24 | 3 |
| | Lapangan | - | 0.66 | 0.0016 | 0.0035 | 1099.58 | 2.24 | 3 |
| BI 2 | Tumpuan | - | 2.70 | 0.0068 | 0.0068 | 1595.71 | 3.25 | 4 |
| | Tumpuan | + | 1.89 | 0.0047 | 0.0047 | 1098.44 | 2.24 | 3 |
| | Lapangan | + | 0.91 | 0.0022 | 0.0035 | 831.16 | 1.69 | 2 |
| | Lapangan | - | 0.68 | 0.0016 | 0.0035 | 831.16 | 1.69 | 2 |
| BI 3 | Tumpuan | - | 3.68 | 0.0094 | 0.0094 | 1722.34 | 3.51 | 4 |
| | Tumpuan | + | 2.14 | 0.0053 | 0.0053 | 972.73 | 1.98 | 2 |
| | Lapangan | + | 0.79 | 0.0019 | 0.0035 | 646.45 | 1.32 | 2 |
| | Lapangan | - | 0.92 | 0.0022 | 0.0035 | 646.45 | 1.32 | 2 |




Gambar 4. 61 Penulangan Lentur Balok BI 1




Gambar 4. 62 Penulangan Lentur Balok BI 2




Gambar 4. 63 Penulangan Lentur Balok BI 3

**c. Penulangan Geser Balok**

Nilai momen nominal maksimum dari tulangan nominal yang terpasang diasumsikan tumpuan kiri dan tumpuan kanan dipasang dengan jumlah yang sama. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.1, dalam mendesain gaya geser harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di *joints* (Mpr). Nilai dari Gaya-gaya maksimum dapat dituliskan dalam persamaan sebagai berikut:

$M_{pr}$ = $As\ 1{,}25fy\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

a = $\frac{As\ 1{,}25fy}{0{,}85\ fc'b}$

Contoh perhitungan $M_{pr}$ :

Tumpuan Atas

a = $\frac{As\ 1{,}25fy}{0{,}85\times fc'\times b} = \frac{(5\times 490{,}87)\ 1{,}25(420)}{0{,}85\times 35\times 500}$ = 86,63 mm

$M_{pr}$ = $(n_{tul} \times As_{tul}) \times\ 1{,}25fy\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

= $(5 \times 490{,}87) \times\ 1{,}25(420)\ \left(624{,}5 - \frac{86{,}63}{2}\right)$

= 748,89 kNm

Rekapitulasi perhitungan nilai $M_{pr}$ tertera pada **Tabel 4.48.**

Tabel 4. 48 Perhitungan $M_{pr}$ Balok Induk

| Lokasi | | | Jumlah Tulangan | $A_s$ (mm²) | a (mm) | $M_{pr}$ (kNm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tumpuan | Kiri | Atas | 5 | 2454.37 | 86.62 | 748.89 |
| | Kanan | Bawah | 3 | 1472.62 | 51.97 | 462.73 |
| | Kiri | Bawah | 3 | 1472.62 | 51.97 | 462.73 |
| | Kanan | Atas | 5 | 2454.37 | 86.62 | 748.89 |

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok:

$V_u = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{l_n} \pm V_{act}$

$M_{pr\,1}$ = 748,89 kNm

$M_{pr\,2}$ = 462,73 kNm

$l_n$ = 7,5 m

$V_{act}$ = 232,43 kN (didapatkan dari program bantu ETABS)

$V_u = \frac{748,89+462,73}{7,5} + 232,43$

$V_u$ = 393,98 kN

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2, tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ apabila kedua persyaratan berikut terjadi:

Syarat 1:

$M_{pr} = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{l_n} \geq 0,5\ V_u$

$M_{pr} = \frac{748,89+462,73}{7,5} \geq 0,5\ (393,98)$

$M_{pr}$ = 161,55 kN ≤ 196,83 kN

Syarat 2:

$P_u \leq \frac{1}{20} A_g f'c$

Karena pada balok nilai $P_u$ sangat kecil, maka syarat kedua dapat diabaikan. Namun, karena syarat 1 tidak memenuhi, maka kekuatan beton $V_c$ tetap diperhitungkan.

- Daerah Sendi Plastis

  $V_u$ = 393,97 kN

$V_c$ = 0,17 $\sqrt{f'c}\ bd$
= 314,04 kN
$\phi V_c$ = 235,53 kN
0,5 $\phi V_c$ = 117,77 kN
$V_{s\ min}$ = 0,062 $\sqrt{f'c}\ bd$
= 115,46 kN
$\phi(V_c+V_{smin})$ = 322,13 kN
$V'_s$ = 0,35 $\sqrt{f'c}\ bd$
= 615,77 kN
$\phi\ V'_s$ = 461,83 kN
$\phi(V_c+V's)$ = 697,36 kN

Syarat:
Kondisi 1:
$V_u \leq 0{,}5\ \phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi
Kondisi 2:
$0{,}5\ \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi
Kondisi 3:
$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c+V_{smin}) \rightarrow$ tidak memenuhi
Kondisi 4:
$\phi(V_c+V_{smin}) \leq V_u \leq \phi(V_c+V's) \rightarrow$ memenuhi

Oleh karena kondisi 4 persyaratan tulangan geser memenuhi, maka diperlukan tulangan geser dalam perencanaan balok induk ini.

$V_s = \frac{Vu-Vc}{\phi} = \frac{393{,}97-235{,}53}{0{,}9}$ = 176,04 kN

Direncanakan tulangan sengkang 2 kaki (Av 2D13 = 265,46 $mm^2$)

$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{265{,}46 \times 420 \times 624{,}5}{176044}$ = 396,26 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4, disebutkan bahwa syarat untuk jarak sengkang di daerah sendi plastis harus kurang dari persyaratan berikut:

a. $\frac{d}{4} = \frac{624{,}5}{4}$ = 156,13 mm

b. 6D = 6 x 25 = 150 mm
c. 150 mm

Maka, $S_{max}$ = 150 mm. Dari syarat tersebut, maka diambil jarak antar sengkang = 150 mm

Sehingga, nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut:

$V_s = \frac{Av \times fy \times d}{s} = \frac{265{,}46 \times 420 \times 624{,}5}{150}$ = 464183,4 N = 464,18 kN

$\phi V_s$ = 0,9 x 464,18 = 417,77 kN

$V_{s\,max} = \frac{2}{3} \times bw \times d \times \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 624{,}5 \times \sqrt{35}$

= 1231530 N > $V_s$…(OK)

Sengkang yang dipasang 2D13 mm sejarak 150 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4 sebagai berikut :

- Smax sepanjang sendi plastis di ujung balok
  2h = 2×700= 1400 mm
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

**∴ Digunakan sengkang daerah sendi plastis 2D13-150 mm**

- Diluar daerah sendi plastis

$V_u$ = 232,43 kN

$V_c$ = 0,17 $\sqrt{f'c}\ bd$

= 314,04 kN

$\phi V_c$ = 235,53 kN

$0{,}5\ \phi V_c$ = 117,77 kN

$V_{s\,min}$ = 0,062 $\sqrt{f'c}\ bd$

= 115,46 kN

$\phi(V_c+V_{smin})$ = 322,13 kN

Syarat:

Kondisi 1:

$V_u \leq 0{,}5\ \phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi

Kondisi 2:

$0{,}5\ \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ memenuhi

Oleh karena kondisi 2 persyaratan tulangan geser memenuhi, maka diperlukan tulangan geser minimum dalam perencanaan balok induk ini.

$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{232,43}{0,9}$ = 258,26 kN

Direncanakan tulangan sengkang 2 kaki (Av 2D13 = 265,46 $mm^2$)

$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{265,46 \times 420 \times 624,5}{258255}$ = 269,97 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.6, disebutkan bahwa syarat untuk jarak sengkang di daerah sendi plastis harus kurang dari persyaratan berikut:

d. $\frac{d}{2} = \frac{624,5}{2}$ = 312,25 mm

Maka, $S_{max}$ = 300 mm. Dari syarat tersebut, maka diambil jarak antar sengkang = 250 mm

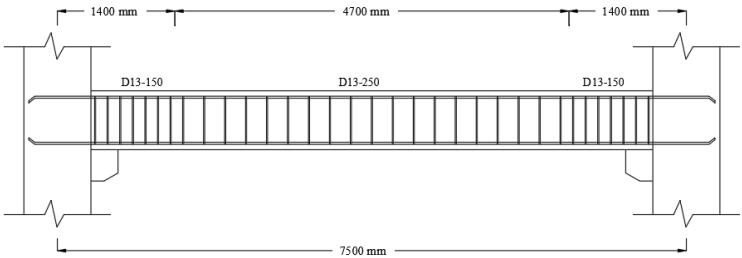
Sehingga, nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut:

$V_s = \frac{Av \times fy \times d}{s} = \frac{265,46 \times 420 \times 624,5}{250}$ = 278510 N = 278,51 kN

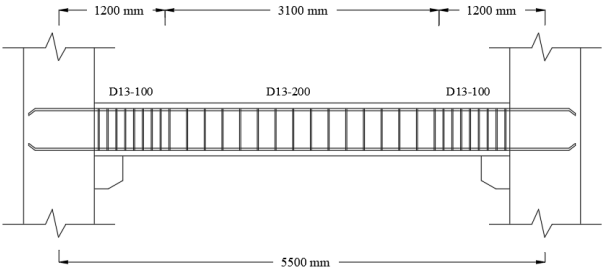
$\phi V_s$ = 0,9 x 278,51 = 250,66 kN

**∴ Digunakan sengkang diluar daerah sendi plastis 2D13-250 mm**

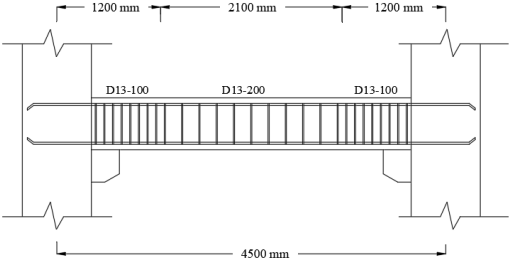
Ilustrasi penulangan geser sesuai pada **Gambar 4.64, 4.65**, dan **4.66.**




Gambar 4. 64 Penulangan Geser Balok BI 1



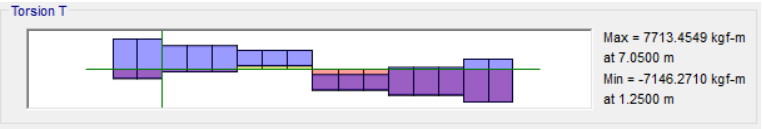

Gambar 4. 65 Penulangan Geser Balok BI 2




Gambar 4. 66 Penulangan Geser Balok BI 3

**d. Penulangan Torsi**

Pada perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:
$\phi T_n \geq T_u$ (SNI 2847:2019 Pasal 22.7.6)




Gambar 4. 67 Skema Gaya Dalam Torsi Balok BI 1

$T_u$ = 7713,45 kgm (Hasil ETABS)
= 77,13 kNm
$V_u$ = 232,43 kN
$A_{cp}$ = 500 x 700 = 350000 $mm^2$
$P_{cp}$ = 2(500+700) = 2400 mm

Pada perencanaan ini, balok induk termasuk torsi kompatibilitas, sehingga dapat terjadi redistribusi puntir. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.7.5.1 momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut:

$T_u \quad \leq \emptyset 0{,}33\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right)$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.7.4.1 pengaruh torsi balok dapat diabaikan bila momen torsi terfaktor $T_u$ kurang dari perumusan berikut:

$T_u \quad \leq \emptyset 0{,}083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right)$

$77{,}13 \quad \leq \ 0{,}75 \times 0{,}083(1)\sqrt{35}\left(\frac{350000^2}{2400}\right)x10^{-6}$

77,13 kNm ≥ 25,06 kNm → perlu tulangan torsi

Dimensi penampang harus sebagai berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1{,}7{A_{oh}}^2}\right)^2} \leq \Phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0{,}66\sqrt{f'c}\right)$$

$x_1$ = b – 2(*clear cover* + $D_{sengkang}$)
= 500 – 2(50+13)
= 374 mm

$y_1$ = h – 2(*clear cover* + $D_{sengkang}$)
= 700 – 2(50+13)
= 574 mm

$A_{oh}$ = $x_1 \times y_1$
= 374 × 574
= 214676 $mm^2$

$A_o$ = 0,85 $A_{oh}$
= 182474,6 $mm^2$

$P_h$ = 2($x_1$+ $y_1$)
= 1896 mm

θ = 45º

cot θ = 1

Cek Penampang Balok:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1{,}7{A_{oh}}^2}\right)^2} \leq \Phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0{,}66\sqrt{f'c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{232429,33}{500(624,5)}\right)^2 + \left(\frac{77134,55x1896}{1,7(182474,6)^2}\right)^2} \leq 3,683$$

$2,01 \leq 3,683$ (OK)

- Torsi Transversal

  $T_n = \frac{2A_oA_tf_{yt}}{s} cot\theta$ (SNI 2847:2019 Pasal 22.7.6.1)

  $T_n = T_u/\phi = 102,85$ kNm

  $\frac{A_t}{s} = \frac{Tn}{2A_oA_tf_{yt}cot\theta}$

  $= \frac{102,85\times10^6}{2\times182474,6\times420\times1}$

  $= 0,671$ mm$^2$/mm

  $V_s = V_n - V_c$

  $= 309905,769 - 314040,305$

  $= -4134,536$ N $< 0$

  Tidak diperlukan tulangan torsi transversal

- Torsi Longitudinal

  $A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} cot^2\theta$

  $= 0,669 \times 1896 \times \frac{420}{420} \times 1$

  $= 1272,168$ mm$^2$

  $A_{l\,min} = \frac{0,42\sqrt{f'c}A_{cp}}{fy} - \frac{At}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$

  $= 798,46$ mm$^2$ (OK)

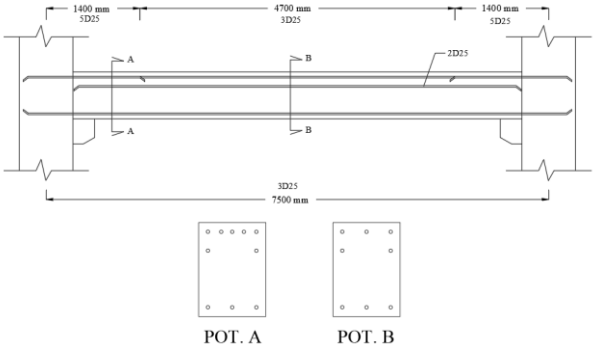
  Tulangan longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke atas, 25% didistribusikan ke bawah, dan 50% didistribusikan merata ke kiri dan ke kanan. Hasil dari kebutuhan luas tulangan longitudinal torsi akan digabung dengan kebutuhan luas tulangan lentur yang dihitung sebelumnya.

  Luasan tulangan torsi untuk kiri dan kanan:

  0,5 x 1272,168 mm$^2$ = 636,084 mm$^2$

  Dikarenakan tulangan minimum sebanyak 2 buah, maka digunakan tulangan 2D25 ($A_s$ = 981,774 mm$^2$), dipasang

masing-masing 1 batang di sisi samping kanan dan kiri balok di sepanjang bentang balok. Penulangan dan rekapitulasi tulangan torsi diilustrasikan pada **Gambar 4.68** dan **Tabel 4.49.**




Gambar 4. 68 Skema Penulangan Balok BI 1 dengan tambahan Tulangan Torsi

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Torsi Longitudinal

| Tulangan Torsi Longitudinal | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Nama Balok | Lokasi | Tulangan | $d_b$ (mm) | n awal | n torsi | n total |
| BI 1 | Tumpuan | Atas | 25 | 5 | 0 | 5 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 3 | 0 | 3 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 3 | 0 | 3 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 3 | 0 | 3 |
| BI 2 | Tumpuan | Atas | 25 | 4 | 0 | 4 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 3 | 0 | 3 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 2 | 1 | 3 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 2 | 1 | 3 |
| BI 3 | Tumpuan | Atas | 25 | 4 | 1 | 5 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 2 | 1 | 3 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 2 | 0 | 2 |
| | | Tengah | 25 | | 2 | 2 |
| | | Bawah | 25 | 2 | 0 | 2 |

**e. Kontrol Lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847-2019 Pasal 9.3.1 syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:
Balok dengan dua tumpuan:

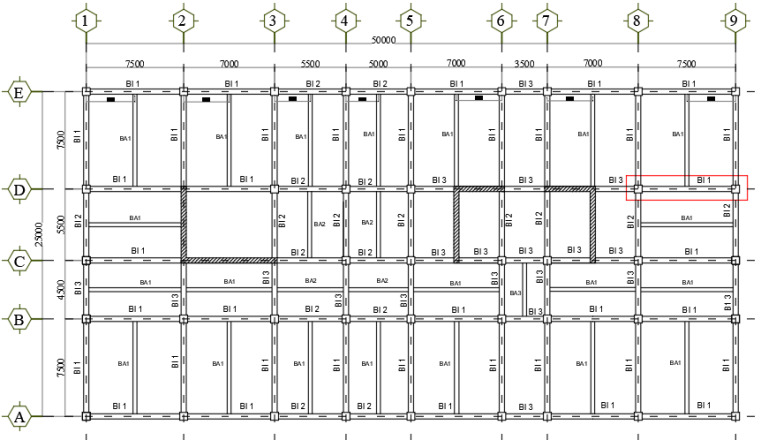
$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

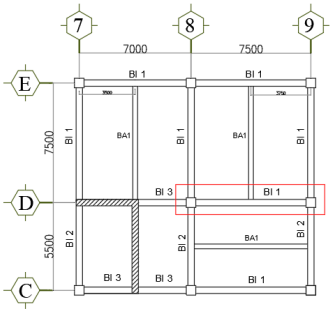
Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak *preliminary design* telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan $h_{min.}$

### 4.5.1.3. Perhitungan Tulangan Balok Sebelum Komposit

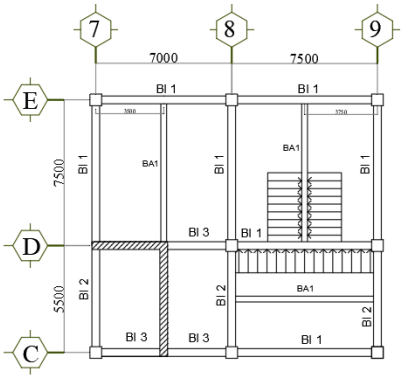
**a. Pembebanan pada Balok**

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua perletakan sederhana. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok menggunakan konsep tributary area. Berikut merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok yang ditinjau yang diilustrasikan pada **Gambar 4.69** dan **4.70.**



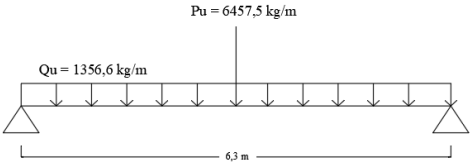



Gambar 4. 69 Tinjauan Balok Induk BI 1 Sebelum Komposit




Gambar 4. 70 Distribusi Beban pada Balok Induk

- Beban Mati Merata
  Berat Sendiri Balok = 2400 × 0,5 × 0,56 = 672 kg/m
  Berat Pelat = 2400 × 1,375 × 0,09 = 297 kg/m
  $q_D$ = 969 kg/m
- Beban Mati Terpusat
  Berat Pelat = 2400×3,75×3,75×0,09 = 3037.5 kg
  Berat Balok Anak = 2400×0,35×3,75×0,5 = 1575 kg
  $P_D$ = 4612.5 kg
- Kombinasi Beban Merata
  $q_u$ = 1,4 × 969 = 1356.6 kg/m
- Kombinasi Beban Terpusat
  $P_u$ = 1,4 × 4612.5 = 6457.5 kg




Gambar 4. 71 Pembebanan BI 1 sebelum Komposit

**b. Perhitungan Tulangan Lentur**

Data Perencanaan

- Mutu beton (f'c) = 35 MPa
- Mutu baja (fy) = 420 MPa
- L = 7,5 m
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diamater tulangan sengkang = 13 mm
- *Clear cover* = 50 mm

$d = h - cc - D_{sengkang} - 0{,}5D_{utama}$

$d = 560 - 50 - 13 - 0{,}5(25) = 484{,}5$ mm

$d' = 50 + 13 + 0{,}5(25) = 75{,}5$ mm

$\rho_{min1} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0{,}0033$ (SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2)

$\rho_{min2} = \frac{0{,}25\times\sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0{,}25\times\sqrt{35}}{420} = 0{,}00352$

Gunakan $\rho_{min}$ terbesar:

$\rho_{min\ pakai} = 0{,}00352$

$\rho_{max} = 0{,}025$ (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1)

$m = \frac{fy}{0{,}85\times fc'} = \frac{420}{0{,}85\times 35} = 14{,}12$

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}05\frac{fc'-28}{7} = 0{,}8$

Momen dan Gaya geser sebelum komposit:

Momen yang terjadi pada balok induk sebelum balok induk komposit dihitung dengan beranggapan tumpuan pada

balok induk adalah tumpuan sederhana, sehingga momen pada tumpuan dianggap tidak ada.

$M_{tumpuan}$ (-) = 0 kgm

$M_{tumpuan}$ (+) = 0 kgm

$M_{lapangan}$ (-) = 0 kgm

$M_{lapangan}$ (+) $= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} P_u L$

$= \frac{1}{8} 1356.6(6,3)^2 + \frac{1}{4} 6457,5(6,3)$

= 18838,24 kgm

$V_u$ = 0,5 ($q_u$ L + $P_u$)

= 0,5 (1356,6(6,3) + 6457,5)

= 7502,04 kg

- Tulangan Lentur Tumpuan

  $M_{tumpuan}$ = 0

  Karena pada tumpuan tidak terjadi momen, sehingga dipasang tulangan praktis 2D25

  **∴ Digunakan tulangan lentur tumpuan 2D25**

- Tulangan Lentur Lapangan

  $M_{lapangan}$ = 18838,24,41 kgm

  Rn $= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{18838,24 \times 10^4}{0,9 \times 500 \times 484,5^2}$ = 1,78 N/mm$^2$

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

  $= \frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14,12x1,78}{420}}\right)$

  = 0,0044 > $\rho_{min}$

  Maka dipakai $\rho_{perlu}$ = 0,0044

  $A_{s\ perlu}$ = $\rho_{perlu}$ x b x d

  = 0,0044 x 500 x 484,5

  = 1061,45 mm$^2$

  $n_{pakai} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{1061,45}{490,87}$ = 2,16 ≈ 3 buah

$A_{s\ pakai}$ = jumlah tulangan x As $D_{25}$ = 3 x 490,87
= 1472,61 $mm^2$ > $A_{s\ perlu}$ (OK)

**∴ Digunakan tulangan lentur lapangan 3D25**

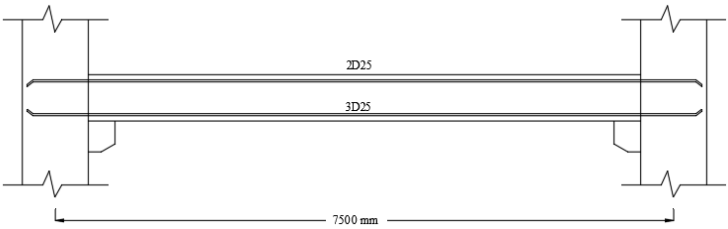
Rekapitulasi serta ilustrasi perhitungan tulangan sebelum komposit tertera pada **Tabel 4.50** dan **4.51** serta pada **Gambar 4.72, 4.73,** dan **4.74.**

Tabel 4. 50 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

| Balok | | | Dimensi dan Mutu | | Dimensi Balok | | Mutu Beton | Momen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Lentur | Lentur | B | H | f'c | |
| | | | (mm) | (MPa) | (mm) | (mm) | (MPa) | (kgm) |
| BI 1 | Lapangan | + | 25 | 420 | 500 | 560 | 35 | 18838.24 |
| | Lapangan | - | 25 | 420 | 500 | 560 | 35 | 0 |
| BI 2 | Lapangan | + | 25 | 420 | 450 | 460 | 35 | 13787.00 |
| | Lapangan | - | 25 | 420 | 450 | 460 | 35 | 0 |
| BI 3 | Lapangan | + | 25 | 420 | 350 | 460 | 35 | 9262.64 |
| | Lapangan | - | 25 | 420 | 350 | 460 | 35 | 0 |

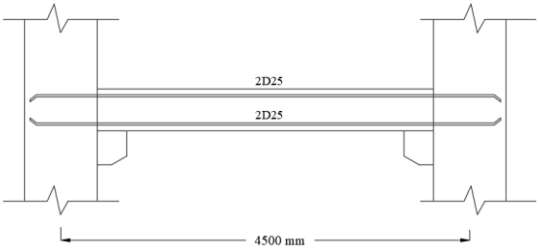
Tabel 4. 51 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit (Lanjutan)

| Balok | | | Batas Rasio Tulangan | | m | Perhitungan Tulangan Lentur | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | Rn | | | $A_{s\ butuh}$ | Jumlah Tulangan |
| | | | $\rho_{min}$ | $\rho_{max}$ | | MPa | $\rho_{perlu}$ | $\rho_{pakai}$ | ($mm^2$) | Butuh | Pakai |
| BI 1 | Lapangan | + | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 1.78 | 0.0044 | 0.0044 | 1061.45 | 2.16 | 3 |
| | Lapangan | - | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 0 | 0.0035 | 0.0035 | 853.08 | 1.74 | 2 |
| BI 2 | Lapangan | + | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 2.30 | 0.0057 | 0.0057 | 988.46 | 2.01 | 3 |
| | Lapangan | - | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 0 | 0.0035 | 0.0035 | 609.30 | 1.24 | 2 |
| BI 3 | Lapangan | + | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 1.99 | 0.0049 | 0.0049 | 660.16 | 1.34 | 2 |
| | Lapangan | - | 0.0035 | 0.025 | 14.12 | 0 | 0.0035 | 0.0035 | 473.90 | 1.34 | 2 |




Gambar 4. 72 Penulangan Balok Induk BI 1 sebelum Komposit

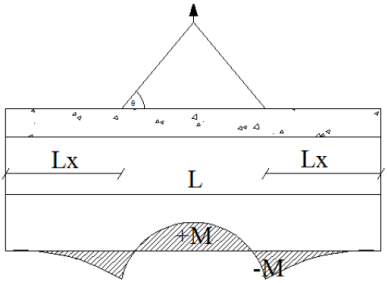
Gambar 4. 73 Penulangan Balok Induk BI 2 sebelum Komposit




Gambar 4. 74 Penulangan Balok Induk BI 3 sebelum Komposit

#### 4.5.1.4. Pengangkatan Balok

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Pada saat pengangkatan direncanakan 2 titik angkat dengan lokasi titik pengangkatan berada pada daerah tumpuan. Berikut merupakan rencana pengangkatan balok induk yang diilustrasikan pada **Gambar 4.75** dan **4.76**:




Gambar 4. 75 Titik Angkat Balok Induk

Kondisi pengangkatan sebelum *overtopping*
b = 50 cm
h = 56 cm
L = 630 cm

Dimana :

+M $= \frac{WL^2}{8}\left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L\ tg\theta}\right)$

-M $= \frac{WX^2L^2}{2}$

X $= \frac{1+\frac{4y_c}{L\,x\,tg\theta}}{2\left(1+\sqrt{1+\frac{Y_t}{Y_b}\left(1+\frac{4Y_c}{L\ tg\theta}\right)}\right)}$

Perhitungan:

$Y_t = Y_b = \frac{70-14}{2}$ = 28 cm

$I_{balok} = \frac{1}{12}bh^3$

$= \frac{1}{12}50(56)^3$

= 731733,3 $cm^4$

$Y_c = Y_t + 5$ = 33 cm

Balok direncanakan diangkat dengan sudut 45º

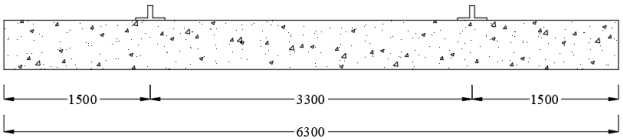
θ = 45º

L = 6,3 m

X $= \frac{1+\frac{4y_c}{L\,x\,tg\theta}}{2\left(1+\sqrt{1+\frac{Y_t}{Y_b}\left(1+\frac{4Y_c}{L\ tg\theta}\right)}\right)}$

= 0,243

L × X= 6,3 x 0,243 = 1,53 m




Gambar 4. 76 Titik Angkat Balok Induk BI 1

**a. Pembebanan**

$W_{balok}$ = 1,4 × 2400 × 0,5 × 0,56 × 6,3 = 5927,04 kg

K (faktor kejut) = 1,2

T sinθ = P = $\frac{K \times W}{2}$

= $\frac{1,2 \times 5927,04}{2}$

= 3556,22 kg

T = $\frac{3556,22}{\sin 45°}$ = 5029,26 kg

**b. Tulangan Angkat Balok Induk**

$T_u$ = 5029,26 kg

Menurut PBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu fy = 420 Mpa adalah fy/1,5

$\sigma_{tarik\ ijin}$ = 4200/1,5 = 2800 kg/cm$^2$

$D_{tulangan\ angkat} \geq \sqrt{\frac{4 \times T_u}{\sigma_{ijin} \times \pi}}$

$D_{tulangan\ angkat} \geq \sqrt{\frac{4 \times 5029,26}{2800 \times \pi}}$

$D_{tulangan\ angkat} \geq$ 1,512 cm

Digunakan Tulangan D19 mm

**c. Momen yang terjadi**

Balok = 0,5 x 0,56 x 2400 = 672 kg/m

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor kejut akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut:

- Momen Lapangan

  $+M = \frac{WL^2}{8}\left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L\ tg\theta}\right)$

  $+M = \frac{940{,}8(6{,}3)^2}{8}\left(1 - 4(0{,}243) + \frac{4(0{,}33)}{6{,}5\ tg45}\right)$

  $= 1104{,}48$ kgm

  Tegangan yang terjadi

  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1104{,}48\times10^4}{\frac{I}{y}} = 0{,}42$ MPa

  $\sigma_{ijin} = \frac{0{,}7\sqrt{f'c}}{SF} = \frac{0{,}7\sqrt{35}}{1{,}5} = 2{,}76$ MPa

  $\sigma < \sigma_{ijin}$…(OK)

- Momen Tumpuan

  $-M = \frac{WX^2L^2}{2}$

  $-M = \left(\frac{940{,}8\times0{,}238^2\times6{,}3^2}{2}\right)$

  $= 1104{,}483$ kgm

  Tegangan yang terjadi

  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1104{,}483\times10^4}{\frac{I}{y}} = 0{,}42$ MPa

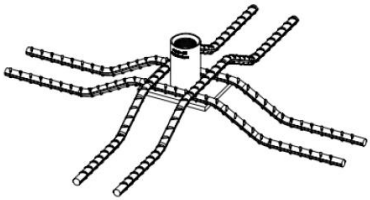
  $\sigma_{ijin} = \frac{0{,}7\sqrt{f'c}}{SF} = \frac{0{,}7\sqrt{35}}{1{,}5} = 2{,}76$ MPa

  $\sigma < \sigma_{ijin}$…(OK)

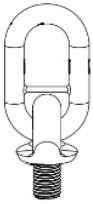
Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai σ akibat momen positif dan negatif berada di bawah nilai $\sigma_{ijin.}$ Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok induk tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan

**d. Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *Jenka Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *Jenka PSA Short Insert* dengan kait *JL*. Disetiap titik angkat, profil ini dapat mengangkat beban sebesar 63 kN dengan sudut 0° - 45°. Ilustrasi tulangan angkat sesuai pada **Gambar 4.77** dan **4.78.**



Gambar 4. 77 *Jenka PSA Short Inserts*



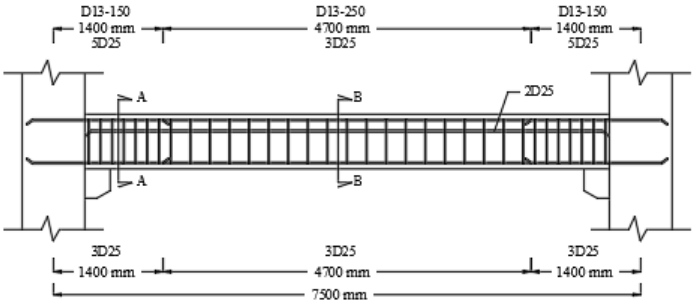
Gambar 4. 78 Kait *JL*

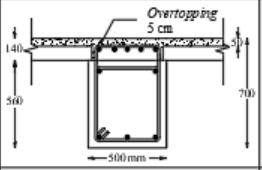
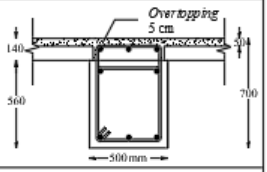
### 4.5.1.5. Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

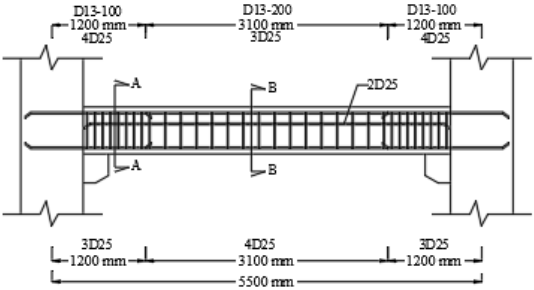
Berikut merupakan rekapitulasi tulangan balok induk pada yang tertera **Tabel 4.52.**

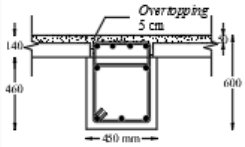
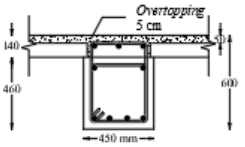
Tabel 4. 52 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

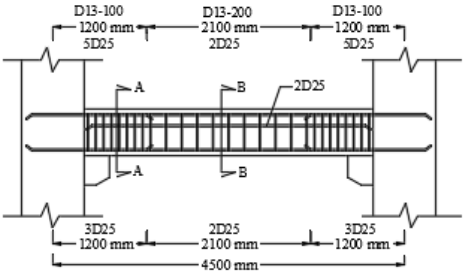
| Tipe Balok | BI 1 | | BI 2 | | BI 3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tulangan | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan |
| Dimensi | 500 mm x 700 mm | | 450 mm x 600 mm | | 350 mm x 600 mm | |
| Bentang | 7.5 mm | | 5.5 m | | 4.5 m | |
| Decking | 50 mm | | 50 mm | | 50 mm | |
| Atas | 5D25 | 3D25 | 4D25 | 3D25 | 5D25 | 2D25 |
| Tengah | 2D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 |
| Bawah | 3D25 | 3D25 | 3D25 | 4D25 | 3D25 | 2D25 |
| Sengkang | 2D13-150 mm | 2D13-250 mm | 2D13-100 mm | 2D13-200 mm | 2D13-100 mm | 2D13-200 mm |

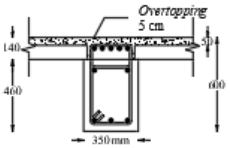
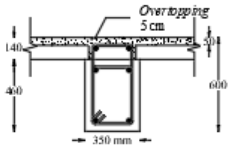



| BALOK | BALOK BI 1 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 500x700 mm | 500x700 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 5D25 | 3D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 3D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 150 | 2D13 - 250 |




| BALOK | BALOK BI 2 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |   |   |
| PENAMPANG | 450x600 mm | 450x600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 4D25 | 3D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 4D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 100 | 2D13 - 200 |




| BALOK | BALOK BI 3 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 350x600 mm | 350x600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 5D25 | 2D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 2D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 100 | 2D13 - 200 |

### 4.5.2. Perencanaan Struktur Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk. Selain itu kolom juga berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom untuk tugas akhir pada gedung Apartemen Arundaya Surabaya dibedakan menjadi 4 tipe kolom, yaitu:

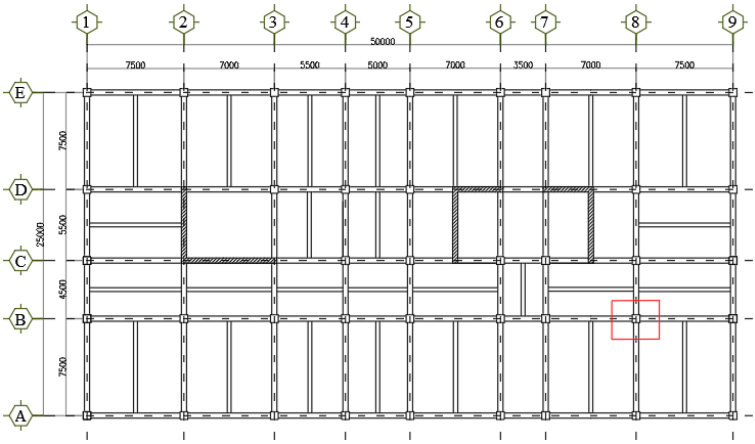
- Dimensi Kolom Lt. *Basement* – 5 (K4) = 90 x 90 cm
- Dimensi Kolom Lt. 6 - 10 (K3) = 75 x 75 cm
- Dimensi Kolom Lt. 11 - 15 (K2) = 60 x 60 cm
- Dimensi Kolom Lt. 16 - 20 (K1) = 50 x 50 cm

#### 4.5.2.1. Data Perencanaan Kolom

Pada penulisan ini, akan diberikan contoh perhitungan kolom lt. *basement* – lantai 5 (K4). Berikut merupakan data perencanaan kolom K4 Apartemen Arundaya:

- Dimensi Kolom = 90 x 90 cm
- Mutu Beton = 35 Mpa
- Mutu Baja Tulangan = 420 Mpa
- *Clear Cover* = 50 mm
- Tulangan Longitudinal = 25 mm
- Tulangan Transversal = 16 mm

Detail kolom yang ditinjau serta data perencanaan dari masing-masing kolom diilustrasikan pada **Gambar 4.79** dan **Tabel 4.53.**




Gambar 4. 79 Kolom yang ditinjau

Tabel 4. 53 Data Perencanaan Kolom

| Kolom | Dimensi | | Spesifikasi Material | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Lebar 1 | Lebar 2 | D Longitudinal | Fy Longitudinal | D transversal | Fy Transversal | f'c | clear cover |
| | mm | mm | mm | MPa | mm | MPa | MPa | mm |
| K1 | 500 | 500 | 25 | 420 | 16 | 420 | 35 | 50 |
| K2 | 600 | 600 | 25 | 420 | 16 | 420 | 35 | 50 |
| K3 | 750 | 750 | 25 | 420 | 16 | 420 | 35 | 50 |
| K4 | 900 | 900 | 25 | 420 | 16 | 420 | 35 | 50 |

Berdasarkan hasil analisis program bantu ETABS didapatkan beban aksial dan momen dari semua kombinasi yang bekerja pada K4 **(Gambar 4.80)**, yaitu:

$P_{u\ max}$ = 9977,512 kN
$V_{u\ max}$ = 161,001 kN
$M_{x\ max}$ = 349,965 kNm
$M_{y\ max}$ = 460,715 kNm
$T_{u\ max}$ = 24,662 kNm

Gambar 4. 80 Skema gaya-gaya dalam (N, D, M) maksimum Kolom K4

**4.5.2.2. Kontrol Dimensi Kolom**

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1, jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah $\geq \frac{A_g f'c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi 2 syarat pada pasal tersebut.

$P_u \quad \geq \frac{A_g f'c}{10}$

$9977{,}512 \text{ kN} \quad \geq \frac{900 \times 900 \times 35 \times 10^{-3}}{10}$

$9977{,}512 \text{ kN} \quad \geq 2835 \text{ kN}$

Maka dari itu syarat pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 harus dipenuhi.

Syarat 1:

Dimensi penampang terpendek ≥ 300 mm
900 mm ≥ 300 mm (OK)

Syarat 2:

Rasio dimensi penampang ≥ 0,4
$\frac{900}{900} = 1$ ≥ 0,4 (OK)

Tabel 4. 54 Kontrol Dimensi Kolom

| Kolom | Kontrol Dimensi Kolom | | |
|---|---|---|---|
| | Pu | $0{,}1A_g$ x f'c | Ket |
| | kN | kN | |
| K1 | 1748.93 | 875 | OK |
| K2 | 3637.27 | 1260 | OK |
| K3 | 3637.27 | 1968.75 | OK |
| K4 | 9977.52 | 2835 | OK |

**4.5.2.3. Penulangan Longitudinal Kolom**

Dari hasil analisis program bantu ETABS didapatkan beban aksial dan momen maksimum yang terjadi pada kolom (**Tabel 4.55** dan **4.56**). Beban tersebut diinput pada program spColumn.

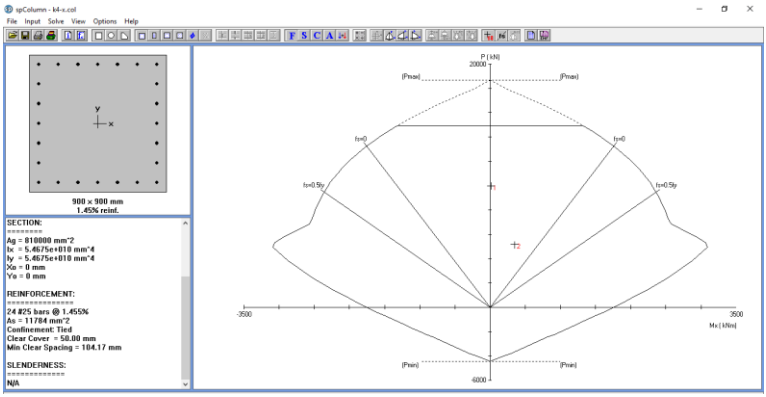
Tabel 4. 55 Beban Aksial dan Momen Maksimum Arah X

| Kombinasi Beban | P (kN) | $M_x$ (kNm) |
|---|---|---|
| 1,2D + 1,6L | 9977.5205 | 241.6873 |
| 1,2D + L + Ex | 5163.8024 | 349.9647 |

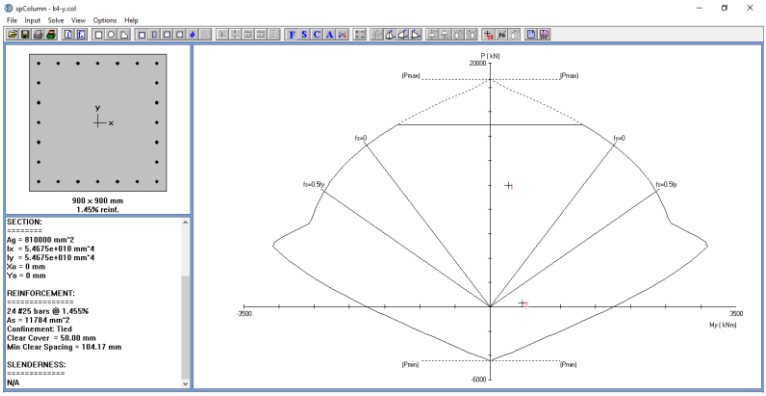
Tabel 4. 56 Beban Aksial dan Momen Maksimum Arah Y

| Kombinasi Beban | P (kN) | $M_y$ (kNm) |
|---|---|---|
| 1,2D + 1,6L | 9977.5205 | 259.1899 |
| 1,2D + L + Ey | 313.9903 | 460.7149 |

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan kolom longitudinal menggunakan program bantu spColumn dan didapatkan diagram interaksi yang tertera pada **Gambar 4.81** dan **4.82**:




Gambar 4. 81 Diagram Interaksi P-M arah X




Gambar 4. 82 Diagram Interaksi P-M arah Y

Jumlah tulangan yang digunakan untuk kolom K4 ialah 24 D25. Sementara itu dari diagram interaksi menggunakan program bantu spColumn, didapatkan:

$\Phi M_{n\,x} > M_{u\,x}$

2305,76 kNm > 349,96 kNm

$\Phi M_{n\,y} > M_{u\,y}$

1859,87 kNm > 460,71 kNm

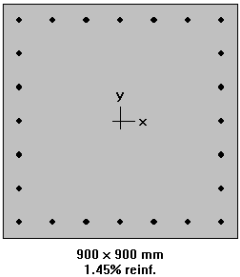
Rekapitulasi kontrol tulangan longitudinal kolom tertera pada **Tabel 4.57.**

Tabel 4. 57 Penulangan Longitudinal Kolom

| Kolom | Penulangan Longitudinal Kolom | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Konfigurasi tulangan | Arah X | | Arah Y | | Ket |
| | | $\phi M_n$ | $M_u$ | $\phi M_n$ | $M_u$ | |
| | | kNm | kNm | kNm | kNm | |
| K1 | 16 D25 | 585.41 | 278.66 | 600.62 | 334.28 | OK |
| K2 | 16 D25 | 945.49 | 284.85 | 1036.55 | 310.63 | OK |
| K3 | 20 D25 | 1730.27 | 315.37 | 1806.19 | 335.91 | OK |
| K4 | 24 D25 | 2305.76 | 349.96 | 1859.87 | 460.71 | OK |

### 4.5.2.4. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1, 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 24 buah dengan diameter 25 mm. Dengan konfigurasi seperti terlihat pada **Gambar 4.83** kolom memiliki rasio tulangan, $\rho_g$ = 1,45% (OK)




Gambar 4. 83 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

Tabel 4. 58 Kontrol Rasio Tulangan

| Kolom | Kontrol Rasio Tulangan | |
|---|---|---|
| | Rasio Tul. | Ket |
| | % | |
| K1 | 3.14 | OK |
| K2 | 2.18 | OK |
| K3 | 1.75 | OK |
| K4 | 1.45 | OK |

#### 4.5.2.5. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 22.4.2.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = \phi 0{,}80 \times (0{,}85\, f'c\left(A_g - A_{st}\right) + fy\, A_{st})$$

Dimana:

$P_u$ = 9977,512 kN

$\Phi$ = 0,65

$A_g$ = 900 x 900 = 810000 $mm^2$

$A_{st}$ = 24 x D25 = 11780,97 $mm^2$

Sehingga:

$$\phi P_n = 14921{,}412\ kN\ > P_u = 9977{,}512\ kN$$

Rekapitulasi perhitungan kontrol kapasitas beban aksial kolom tertera pada **Tabel 4.59.**

Tabel 4. 59 Kontrol Kapasitas Beban Aksial

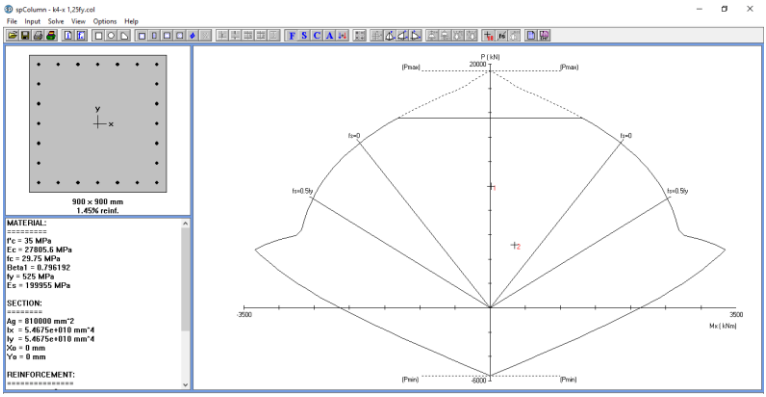
| Kolom | Kontrol Kapasitas Beban Aksial | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $A_g$ | $A_{st}$ | $\phi P_n$ | $P_u$ | Ket |
| | $mm^2$ | $mm^2$ | kN | kN | |
| K1 | 250000 | 7853.982 | 5461.308 | 1748.934 | OK |
| K2 | 360000 | 7853.982 | 7163.008 | 3637.272 | OK |
| K3 | 562500 | 9817.477 | 10694.14 | 5760.832 | OK |
| K4 | 810000 | 11780.97 | 14921.41 | 9977.521 | OK |

#### 4.5.2.6. Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

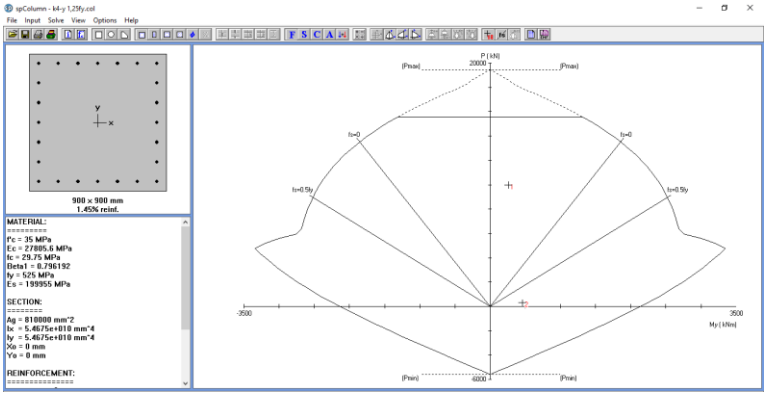
Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.1.

$$fs = 1{,}25 \times fy = 1{,}25 \times 420 = 525\ MPa$$

Diagram interaksi P-M kolom serta nilai $M_{pr}$ berturut-turut ditunjukan pada **Gambar 4.84, 4.85**, dan **4.86.**




Gambar 4. 84 Diagram P-M Kolom arah X dengan fs = 1,25fy




Gambar 4. 85 Diagram P-M Kolom arah Y dengan fs = 1,25fy

Control Points:

| Bending about | Axial Load P kN | X-Moment kNm | Y-Moment kNm | NA depth mm | Dt depth mm | eps_t | Phi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X @ Max compression | 19456.8 | 0.00 | 0.00 | 6711 | 838 | -0.00263 | 0.650 |
| @ Allowable comp. | 15565.4 | 1311.79 | 0.00 | 964 | 838 | -0.00039 | 0.650 |
| @ fs = 0.0 | 13521.3 | 1853.19 | 0.00 | 838 | 838 | 0.00000 | 0.650 |
| @ fs = 0.5*fy | 8971.2 | 2518.74 | 0.00 | 583 | 838 | 0.00131 | 0.650 |
| @ Balanced point | 6049.5 | 2695.62 | 0.00 | 447 | 838 | 0.00263 | 0.650 |
| @ Tension control | 4823.9 | 3350.53 | 0.00 | 314 | 838 | 0.00500 | 0.900 |
| @ Pure bending | 0.0 | 2138.18 | 0.00 | 142 | 838 | 0.01472 | 0.900 |
| @ Max tension | -5567.9 | -0.00 | -0.00 | 0 | 838 | 9.99999 | 0.900 |

Gambar 4. 86 Output SpColumn (setelah Mpr)

$l_u$ = 5000 mm – 700 mm = 4300 mm = 4,3 m
$M_{pr}$ = 3350,53 kNm
$V_e$ = $\frac{2\times Mpr}{lu} = \frac{2\times 3350,53}{4,3}$ = 1558,39 kN > $V_u$ = 161 kN (OK)

Tabel 4. 60 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser

| Kolom | Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser | | | | | | Ket |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{pr\,x}$ | $M_{pr\,y}$ | $l_u$ | $V_{e\,x}$ | $V_{e\,y}$ | $V_u$ | |
| | kNm | kNm | m | kN | kN | kN | |
| K1 | 727.85 | 727.85 | 2.5 | 582.28 | 582.28 | 209.36 | OK |
| K2 | 1105.08 | 1105.08 | 2.5 | 884.06 | 884.06 | 219.04 | OK |
| K3 | 2034.83 | 2034.83 | 2.5 | 1627.86 | 1627.86 | 239.36 | OK |
| K4 | 3350.53 | 3350.53 | 4.3 | 1558.39 | 1558.39 | 161.00 | OK |

### 4.5.2.7. Persyaratan "*Strong Column-Weak Beam*"

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2 mensyaratkan bahwa:

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

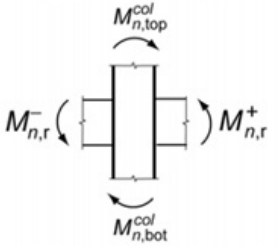
Di mana $\Sigma M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\Sigma M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa $M_{nc}$ harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Arah momen yang terjadi diilustrasikan pada **Gambar 4.87.**

Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Berdasarkan hasil analisa dengan menggunakan program bantu SpColumn diperoleh nilai momen nominal kolom untuk arah X dan arah Y, untuk momen nominal balok nilai diambil berdasarkan perhitungan sebelumnya.

$\Phi M_{nc\ arah\ x}$ = 2305,76 kNm (SpColumn)
$\Phi M_{nc\ arah\ y}$ = 1859,87 kNm (SpColumn)

$M_{nb}$ 1 atas (Arah X) = 599,109 kNm
$M_{nb}$ 2 bawah (Arah X) = 370,181 kNm
$M_{nb}$ 1 atas (Arah Y) = 599,109 kNm

$M_{nb}$ 2 bawah (Arah Y) = 306,545 kNm




Gambar 4. 87 Ilustrasi Arah Momen Nominal

$\Sigma M_{nc} \geq 1{,}2\ \Sigma M_{nb}$ (Arah X)
$2 \times 2305{,}76 \geq 1{,}2(599{,}109 + 370{,}181)$
$4611{,}52$ kNm $\geq 1136{,}147$ kNm (OK)

$\Sigma M_{nc} \geq 1{,}2\ \Sigma M_{nb}$ (Arah Y)
$2 \times 2305{,}76 \geq 1{,}2(599{,}109 + 306{,}545)$
$3719{,}74$ kNm $\geq 1086{,}784$ kNm (OK)

Tabel 4. 61 Kontrol *Strong Column Weak Beam* Arah X

| Kolom | Strong Column Weak Beam (Arah X) | | | | | | Ket |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{nc}$ | $M_{nb}$ (+) | $M_{nb}$ (-) | $M_{nb}$ | 2 $M_{nc}$ | 1,2 $M_{nb}$ | |
| | kNm | kNm | kNm | kNm | kNm | kNm | |
| K1 | 585.41 | 599.1086 | 370.1806 | 969.2892 | 1170.82 | 1163.147 | OK |
| K2 | 945.49 | 599.1086 | 370.1806 | 969.2892 | 1890.98 | 1163.147 | OK |
| K3 | 1730.27 | 599.1086 | 370.1806 | 969.2892 | 3460.54 | 1163.147 | OK |
| K4 | 2305.76 | 599.1086 | 370.1806 | 969.2892 | 4611.52 | 1163.147 | OK |

Tabel 4. 62 Kontrol *Strong Column Weak Beam* Arah Y

| Kolom | Strong Column Weak Beam (Arah Y) | | | | | | Ket |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{nc}$ | $M_{nb}$ (+) | $M_{nb}$ (-) | $M_{nb}$ | 2 $M_{nc}$ | 1,2 $M_{nb}$ | |
| | kNm | kNm | kNm | kNm | kNm | kNm | |
| K1 | 600.62 | 599.1086 | 306.5446 | 905.6532 | 1201.24 | 1086.784 | OK |
| K2 | 1036.55 | 599.1086 | 306.5446 | 905.6532 | 2073.1 | 1086.784 | OK |
| K3 | 1806.19 | 599.1086 | 306.5446 | 905.6532 | 3612.38 | 1086.784 | OK |
| K4 | 1859.87 | 599.1086 | 306.5446 | 905.6532 | 3719.74 | 1086.784 | OK |

**4.5.2.8. Perhitungan Tulangan Geser**

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1, tulangan transversal harus disediakan sepanjang $l_o$ dari muka *joint* dengan nilai $l_o$ sebagai berikut:

$l_{o\,1}$ = dimensi kolom
= 900 mm

$l_{o\,2}$ = $\frac{1}{6} lu$
= 716,667 mm

$l_{o\,3}$ = 450 mm

$l_{o\,pakai}$ = 900 mm

- Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3, spasi yang digunakan untuk tulangan geser tidak boleh melebihi berikut:

$s_{max1}$ = $\frac{1}{4} dimensi\ kolom = \frac{1}{4} 900$ = 225 mm

$s_{max2}$ = 6 $d_b$ = 6 x 25 = 150 mm

$100 \leq s_{max3} \leq 150$ mm

$s_{pakai}$ = 100 mm

Penentuan nilai luasan tulangan minimum untuk tulangan transversal diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4.

$b_{c1} = b_{c2}$ = Jarak terjauh antar tulangan longitudinal
= 900 – 2(50)
= 800 mm

$A_{ch}$ = $b_{c1}$ x $b_{c2}$
= 640.000 mm$^2$

Nilai $A_{sh\ min}$ sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 diambil terbesar dari:

$A_{sh1}$ = $0{,}3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'c}{fyt} sb_c$
= 531,25 mm$^2$

$A_{sh2}$ = $0{,}09 \frac{f'c}{fyt} sb_c$
= 600 mm$^2$

$A_{sh\ pakai}$ = 600 mm$^2$

$A_{sh\ tul.}$ $= 0{,}25\pi(16)^2$
$= 201{,}06\ mm^2$
$n_{pakai}$ $= \frac{A_{sh\ min}}{A_{sh\ tul}} = \frac{600}{201{,}06} = 2{,}98 \approx 4$ buah

**∴ Maka digunakan tulangan geser 4D16-100 mm pada sepanjang daerah sendi plastis**

- Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.7.4, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari:

$s_{max1}$ $= 6\ d_b = 6 \times 25 = 150$ mm
$s_{max2}$ $= 150$ mm
$s_{pakai}$ $= 150$ mm

**∴ Maka digunakan tulangan geser 4D16-150 mm diluar daerah sendi plastis**

Rekapitulasi perhitungan tulangan geser kolom tertera pada **Tabel 4.63** dan **4.64.**

Tabel 4. 63 Perhitungan Tulangan Geser pada Sendi Plastis

| Kolom | Perhitungan Tulangan Geser | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sendi Plastis | | | | $B_c$ | $A_c$ | $A_{sh\ min\ 1}$ | $A_{sh\ min\ 2}$ | $A_{sh\ min}$ | Jumlah kaki butuh | Jumlah kaki pakai |
| | $S_{max1}$ | $S_{max2}$ | $S_{max3}$ | $S_{pakai}$ | | | | | | | |
| | mm | mm | mm | mm | mm | $mm^2$ | $mm^2$ | $mm^2$ | $mm^2$ | buah | buah |
| K1 | 125 | 150 | 150 | 125 | 400 | 160000 | 703.13 | 375 | 703.13 | 3.50 | 4 |
| K2 | 150 | 150 | 150 | 100 | 500 | 250000 | 550 | 375 | 550 | 2.74 | 4 |
| K3 | 187.5 | 150 | 150 | 100 | 650 | 422500 | 538.46 | 487.5 | 538.46 | 2.68 | 4 |
| K4 | 225 | 150 | 150 | 100 | 800 | 640000 | 531.25 | 600 | 600 | 2.98 | 4 |

Tabel 4. 64 Perhitungan Tulangan Geser diluar Sendi Plastis

| Kolom | Perhitungan Tulangan Geser | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Diluar Sendi Plastis | | | Jumlah kaki pakai |
| | $S_{max1}$ | $S_{max3}$ | $S_{pakai}$ | |
| | mm | mm | mm | buah |
| K1 | 150 | 150 | 150 | 4 |
| K2 | 150 | 150 | 150 | 4 |
| K3 | 150 | 150 | 150 | 4 |
| K4 | 150 | 150 | 150 | 4 |

### 4.5.2.9. Kontrol Kebutuhan Torsi

$T_u$ $= 24{,}662$ kNm
$N_u$ $= 9977{,}521$ kNm

$A_{cp}$ = 900 x 900
= 810.000 $mm^2$
$P_{cp}$ = 2(900+900)
= 3600 mm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 22.7.4.1, pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor $T_u$ kurang dari persamaan berikut:

$T_u \leq \Phi T_{cr}$

$$T_{cr} = 0{,}083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0{,}33A_g\lambda\sqrt{f'c}}}$$

$$= 0{,}083(1)\sqrt{35}\left(\frac{810000^2}{3600}\right)\sqrt{1+\frac{9977{,}521}{0{,}33(810000)(1)\sqrt{35}}}$$

= 89,773 kNm
$\Phi T_{cr}$ = 67,33 kNm
$\Phi T_{cr} \geq T_u$ = 24,662 kNm
Maka tulangan torsi diabaikan.

Tabel 4. 65 Kontrol Kebutuhan Torsi

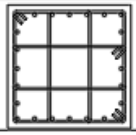
| Kolom | Kebutuhan Torsi | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_u$ | $A_g$ | $A_{cp}$ | $P_{cp}$ | $\phi T_{cr}$ | $T_u$ | Ket |
| | kN | $mm^2$ | $mm^2$ | mm | kNm | kNm | |
| K1 | 1748.934 | 250000 | 250000 | 2000 | 15.3723 | 2.6918 | diabaikan |
| K2 | 3637.272 | 360000 | 360000 | 2400 | 26.58439 | 5.4911 | diabaikan |
| K3 | 5760.832 | 562500 | 562500 | 3000 | 51.92447 | 12.8512 | diabaikan |
| K4 | 9977.521 | 810000 | 810000 | 3600 | 89.77293 | 24.6619 | diabaikan |

### 4.5.2.10. Rekapitulasi Perencanaan Struktur Kolom

Berikut merupakan rekapitulasi perencanaan struktur kolom yang tertera pada **Tabel 4.66.**

Tabel 4. 66 Rekapitulasi Perencanaan Struktur Kolom

| Tipe | K1 | | K2 | |
|---|---|---|---|---|
| Kondisi | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan |
| Penampang | 50x50 cm | | 60x60 cm | |
| Tulangan | 16 D25 | | 16 D25 | |
| Sengkang | 4D16-125 mm | 4D16-150 mm | 4D16-100 mm | 4D16-150 mm |
| Tipe | K3 | | K4 | |
| Kondisi | Tumpuan | Lapangan | Tumpuan | Lapangan |
| Penampang | 75x75 cm | | 90x90 cm | |
| Tulangan | 20 D25 | | 24 D25 | |
| Sengkang | 4D16-100 mm | 4D16-150 mm | 4D16-100 mm | 4D16-150 mm |

| NAMA KOLOM | KOLOM 1 (K1) | KOLOM 2 (K2) |
|---|---|---|
| LOKASI | LANTAI 16-20 | LANTAI 11-15 |
| SKETSA | | |
| PENAMPANG | 500 mm x 500 mm | 600 mm x 600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. UTAMA | 16 D25 | 16 D25 |
| SENGKANG TUMP. | 4D 16 - 125 mm | 4D 16 - 100 mm |
| SENGKANG LAP. | 4D 16 - 150 mm | 4D 16 - 150 mm |
| | | |
| NAMA KOLOM | KOLOM 3 (K3) | KOLOM 4 (K4) |
| LOKASI | LANTAI 6-10 | BASEMENT-LANTAI 5 |
| SKETSA | |  |
| PENAMPANG | 750 mm x 700 mm | 900 mm x 900 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. UTAMA | 20 D25 | 24 D25 |
| SENGKANG TUMP. | 4D 16 - 100 mm | 4D 16 - 100 mm |
| SENGKANG LAP. | 4D 16 - 150 mm | 4D 16 - 150 mm |

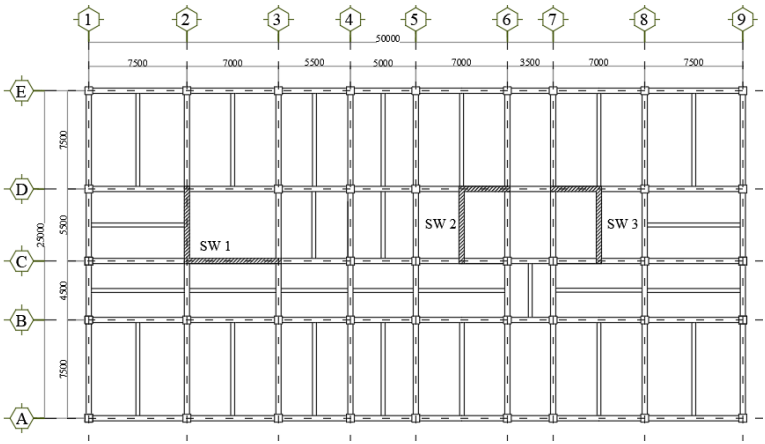
### 4.5.3. Perencanaan Struktur Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser SW1, SW2, dan SW3. Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser SW1.

#### 4.5.3.1. Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan (SW1) memiliki data sebagai berikut:

| | |
|---|---|
| Tebal dinding | = 32 cm |
| Tebal *decking* | = 40 mm |
| D longitudinal | = 25 mm |
| D transversal | = 16 mm |
| d’ | = 320 – 40 – 16 – 25/2 = 251,5 mm |
| Mutu tulangan (fy) | = 420 MPa |
| Mutu beton (f’c) | = 35 Mpa |
| Tinggi lantai | = 500 cm (maximum) |
| Lebar dinding | = 700 cm (x) dan 550 cm (y) |




Gambar 4. 88 Denah *Shearwall*

Data perencanaan shearwall tertera pada **Tabel 4.67.**

Tabel 4. 67 Data Perencanaan *Shearwall*

| Shearwall | t | *Clear cover* | Lebar X | Lebar Y | Lebar Total | $D_{tul}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (cm) | | (cm) | (cm) | (cm) | mm |
| SW 1 | 32 | 40 | 700 | 550 | 1250 | 25 |
| SW 2 | 32 | 40 | 350 | 550 | 900 | 25 |
| SW 3 | 32 | 40 | 350 | 550 | 900 | 25 |

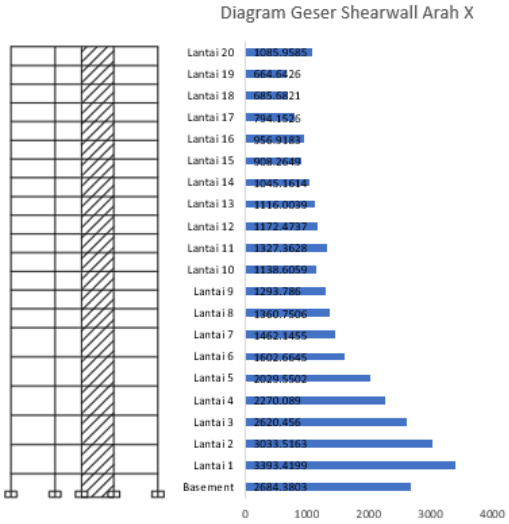
Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada shearwall, yaitu :

$P_u$ = 32917,957 kN
$M_{u\,x}$ = 67753,119 kNm
$M_{u\,y}$ = 41978,112 kNm
$V_{u\,x}$ = 3393,42 kN
$V_{u\,y}$ = 2055,634 kN

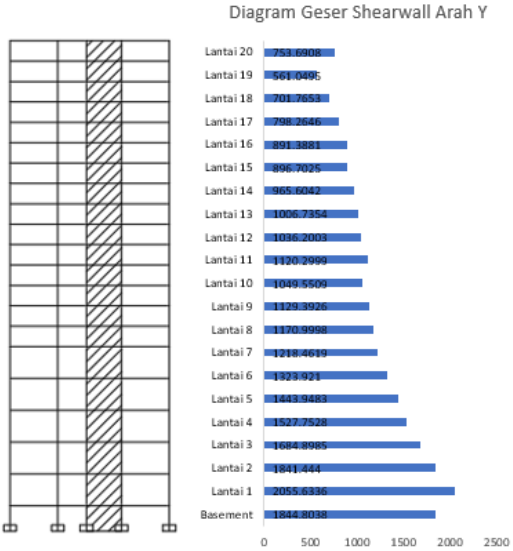
Diagram gaya geser SW 1 diilustrasikan pada **Gambar 4.89** dan **4.90.** Serta untuk diagram gaya momen diilustrasikan pada **Gambar 4.91** dan **4.92.** Pada **Tabel 4.68** merupakan rekapitulasi gaya-gaya dalam yang terjadi pada seluruh tipe shearwall.

Tabel 4. 68 Gaya-gaya Dalam pada *Shearwall*

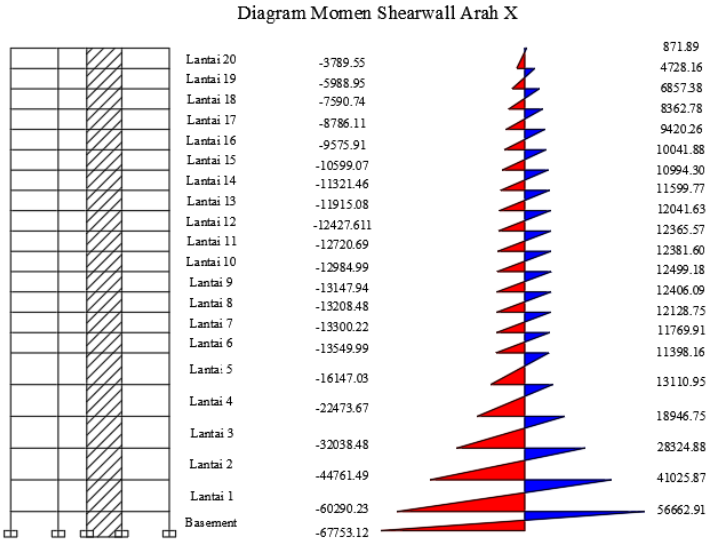
| Shearwall | P | $V_x$ | $V_y$ | $M_{ux}$ | $M_{uy}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | kN | kN | kN | kN | kN |
| SW 1 | 32917.96 | 3393.42 | 2055.63 | 67753.12 | 41978.11 |
| SW 2 | 19064.39 | 2194.22 | 1047.39 | 41898.49 | 17595.51 |
| SW 3 | 22806.93 | 2037.43 | 1021.28 | 35556.49 | 12958.36 |



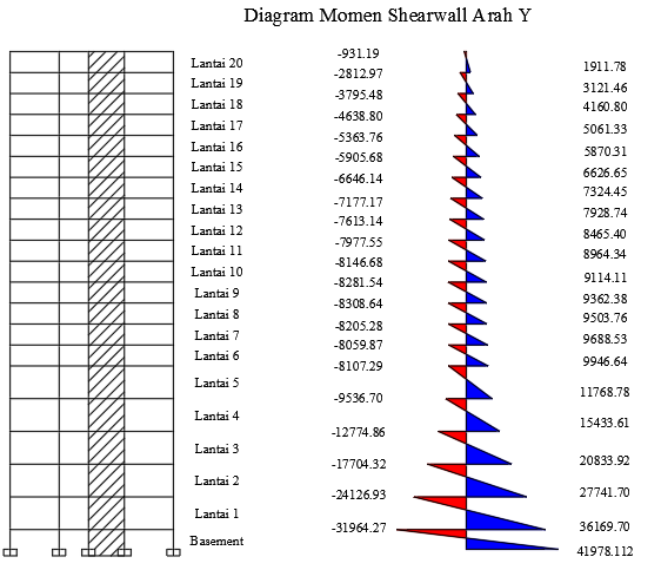

Gambar 4. 89 Diagram Geser *Shearwall* (SW 1) Arah X




Gambar 4. 90 Diagram Geser *Shearwall* (SW 1) Arah Y




Gambar 4. 91 Diagram Momen *Shearwall* (SW 1) Arah X




Gambar 4. 92 Diagram Momen *Shearwall* (SW 1) Arah Y

### 4.5.3.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 11.3.1.1, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

$h_{min\ 1}$ $= \frac{1}{25} h_w = \frac{5000}{25}$ = 200 mm

$h_{min\ 2}$ $= \frac{1}{25} l_w = \frac{7000}{25}$ = 280 mm

$h_{min\ 3}$ = 100 mm

$h_{pakai}$ = 320 mm ≥ $h_{min}$ (OK)

Jadi, ketebalan *shear wall* 320 mm sudah memenuhi persyaratan.

### 4.5.3.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.4, kombinasi $V_n$ tidak boleh diambil lebih besar dari syarat berikut:

$V_n$ $\leq 0{,}83\ A_{cw}\sqrt{f'c}$

$V_n$ $= \frac{V_u}{\phi} = \frac{3393{,}42}{0{,}75}$ = 4525,56 kN

$A_{cw}$ = $l_w$ x h = 7000 x 320

= 2240000 $mm^2$

$V_n$ $\leq\ 0{,}83\ A_{cw}\sqrt{f'c}$

$V_n$ $\leq 0{,}83 \times 2240000\sqrt{35} \times 10^{-3}$

4525,56 kN ≤ 10999,176 kN…(OK)

Tabel 4. 69 Kontrol Penampang terhadap Gaya Geser

| Shearwall | | $V_n$ kN | ϕ 0,83 $A_{cv}$ f'$c^{0,5}$ | Cek |
|---|---|---|---|---|
| SW 1 | X | 4524.56 | 10999.18 | OK |
| | Y | 2740.84 | 8642.21 | OK |
| SW 2 | X | 2925.63 | 5499.59 | OK |
| | Y | 1396.52 | 8642.21 | OK |
| SW 3 | X | 2716.58 | 5499.59 | OK |
| | Y | 1361.71 | 8642.21 | OK |

### 4.5.3.4. Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2019 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

a. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2 menyebutkan bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi gaya geser nominal

   $V_u < 0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$

   $3393{,}42 < 0.17 \times 320 \times 7000 \times \sqrt{35} \times 10^{-3}$

   3393,42 kN > 2252,84 kN → 2 lapis tulangan

b. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 11.7.2.3 menyebutkan bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

   320 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Sehingga, berdasarkan peraturan SNI 2847:2019, penulangan pada dinding geser menggunakan 2 lapis tulangan.

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.12.9.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila memenuhi kondisi berikut:

$V_u < \phi\ V_n$

$V_n = A_{cv}(0{,}17\sqrt{f'c} + \rho_t\ fy)$

Dinding geser direncanakan menggunakan tulangan geser 2D16 ($A_s$ = 402,12 mm$^2$) dengan s = 100 mm pada arah vertikal dan horizontal.

$\rho_{t\ min}$ = 0,0025 (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1)

$\rho_t = \frac{A_s}{d \times s} = \frac{402{,}12}{251{,}5 \times 100} = 0.016 > \rho_{t\ min}$

$V_u < \phi \times 320 \times 7000\ (0{,}17\sqrt{35} + 0{,}016 \times 420)$

3393,42 kN < 12971,485 kN…(OK)

**4.5.3.5. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal**

- Menurut SNI 2847:2019 Pasal 11.6.1 : Rasio tulangan Vertikal ($\rho$l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.6.2 : Rasio tulangan horizontal ($\rho$t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2D25 (As = 490,87 $mm^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{As}{d' \, x \, s} = \frac{2 \, x \frac{1}{4} \, x \, \pi \, x \, 25^2}{251{,}5 \, x \, 100} = 0{,}0195 > 0{,}0025$$

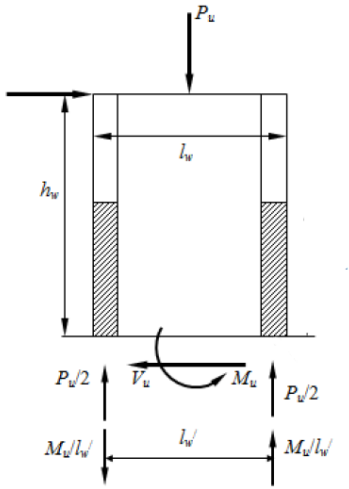
### 4.5.3.6. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1, spasi tulangan transversal dan longitudinal tidak boleh lebih dari 450 mm:
  $s_{transversal}$ = 100 mm < 450 mm (OK)
  $s_{longitudinal}$ = 100 mm < 450 mm (OK)
- Menurut SNI 2847:2019 Pasal 11.7.3.1, spasi tulangan horizontal mensyaratkan:
  $s_{horizontal}$ < 3h = 3(320)
  < 960 mm
  $s_{horizontal}$ < 450 mm
  $s_{horizontal}$ $< \frac{l_w}{5} = \frac{7000}{5}$ = 2333.33 mm
  $s_{horizontal}$ = 100 mm…(OK)
- Menurut SNI 2847:2019 Pasal 11.7.2.1, spasi tulangan vertikal mensyaratkan:
  $s_{vertikal}$ < 3h = 3(320)
  < 960 mm
  $s_{vertikal}$ < 450 mm
  $s_{vertikal}$ $< \frac{l_w}{5} = \frac{7000}{5}$ = 2333.33 mm
  $s_{vertikal}$ = 100 mm…(OK)

### 4.5.3.7. Kontrol Komponen Batas

a. Pendekatan Tegangan

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.3, komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada *shearwall* lebih dari 0,2f'c. Pendekatan ini diilustrasikan sesuai pada **Gambar 4.93.**




Gambar 4. 93 Ilustrasi Pendekatan Berbasis Tegangan

Tabel 4. 70 Rekapitulasi Titik Berat dan Inersia

| Shearwall | Titik Berat X | Titik Berat Y | $I_X$ ($mm^4$) | $I_X$ ($mm^4$) |
|---|---|---|---|---|
| SW 1 | 2079.54 | 1329.54 | 10,929,900,000,000 | 19,788,100,000,000 |
| SW 2 | 801.13 | 3698.87 | 8,770,680,000,000 | 2,847,230,000,000 |
| SW 3 | 2698.87 | 3698.87 | 8,770,680,000,000 | 2,847,230,000,000 |

$x_a$ = 2079,54 mm
$x_b$ = 4920,46 mm
$I_y$ = 1,9788 x $10^{13}$ $mm^4$

Untuk ujung sisi kiri:

$$\frac{My \times x_a}{I_y} + \frac{Pu}{Ac} > 0{,}2\ f'c$$

$$\frac{41978{,}11 \times 10^6 \times 2079{,}54}{1{,}9788 \times 10^{13}} + \frac{32917.96 \times 10^3}{320 \times 7000} > 0{,}2\ (35)$$

12,86 MPa > 7 MPa

**(Butuh komponen batas)**

Untuk ujung sisi kanan:

$\frac{My \times x_b}{I_y} + \frac{Pu}{Ac}$ > 0,2 f'c

$\frac{41978{,}11 \times 10^6 \times 4920{,}46}{1{,}9788 \times 10^{13}} + \frac{32917.96 \times 10^3}{320 \times 7000}$ > 0,2 (35)

18,88 MPa > 7 MPa

**(Butuh komponen batas)**

Rekapitulasi perhitungan kebutuhan komponen batas tertera pada **Tabel 4.71** dan **4.72.**

Tabel 4. 71 Kontrol Komponen Batas Arah X

| Shearwall | | Pendekatan Tegangan | Kontrol |
|---|---|---|---|
| | | $M_u$ y/I + $P_u/A_c$ | |
| SW 1 | Kiri | 12.857 | Butuh Komponen Batas |
| | Kanan | 18.884 | Butuh Komponen Batas |
| SW 2 | Kiri | 29.722 | Butuh Komponen Batas |
| | Kanan | 23.542 | Butuh Komponen Batas |
| SW 3 | Kiri | 25.045 | Butuh Komponen Batas |
| | Kanan | 11.857 | Butuh Komponen Batas |

Tabel 4. 72 Kontrol Komponen Batas Arah Y

| Shearwall | | Pendekatan Tegangan | Kontrol |
|---|---|---|---|
| | | $M_u$ y/I + $P_u/A_c$ | |
| SW 1 | Atas | 35.057 | Butuh Komponen Batas |
| | Bawah | 15.928 | Butuh Komponen Batas |
| SW 2 | Atas | 15.468 | Butuh Komponen Batas |
| | Bawah | 24.534 | Butuh Komponen Batas |
| SW 3 | Atas | 15.513 | Butuh Komponen Batas |
| | Bawah | 23.206 | Butuh Komponen Batas |

b. Pendekatan Perpindahan

Berdasarkan SNI 284:2019 pasal 18.10.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan *(displacement method)* dimana elemen pembatas diperlukan apabila:

c $\geq \frac{l_w}{600\left(\frac{1{,}5\,\delta_u}{h_w}\right)}$ ; $\frac{\delta_u}{h_w} > 0{,}005$

Nilai $\delta_u$ adalah nilai *displacement* pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

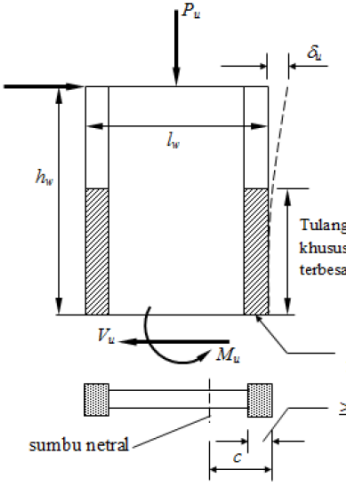
$\delta_u$ (arah x) = 35,569 mm (dari perhitungan simpangan)

$\frac{\delta_u}{h_w}$ = $\frac{35{,}569}{5000}$ = 0,0071 > 0,005

$\frac{\delta_u}{h_w}$ pakai = 0,0071

c spColumn > $\frac{7000}{600(1{,}5\times 0{,}0071)}$ = 1093,35

Pendekatan ini diilustrasikan sesuai pada **Gambar 4.94.**




Gambar 4. 94 Ilustrasi Pendekatan Berbasis Perpindahan

Untuk ujung sisi kiri:
Berdasarkan *output* spColumn, diperoleh nilai c = 364 mm.
364 mm < 1093,35 **(Tidak butuh komponen batas)**

Untuk ujung sisi kanan:
Berdasarkan *output* spColumn, diperoleh nilai c = 5711 mm.
5711 mm > 1093,35 **(Butuh komponen batas)**

Rekapitulasi perhitungan kebutuhan komponen batas tertera pada **Tabel 4.71** dan **4.72.**

Tabel 4. 73 Kontrol Pendekatan Perpindahan Arah X

| Shearwall | | Pendekatan Perpindahan | | | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $\delta/h_w$ pakai | c | c sp column | |
| SW 1 | Kiri | 0.0071 | 1093.35 | 364 | Tidak Perlu |
| | Kanan | 0.0071 | 1093.35 | 5711 | Butuh Komponen Batas |
| SW 2 | Kiri | 0.0071 | 546.68 | 214 | Tidak Perlu |
| | Kanan | 0.0071 | 546.68 | 2567 | Butuh Komponen Batas |
| SW 3 | Kiri | 0.0071 | 546.68 | 3403 | Butuh Komponen Batas |
| | Kanan | 0.0071 | 546.68 | 225 | Tidak Perlu |

Tabel 4. 74 Kontrol Pendekatan Perpindahan Arah Y

| Shearwall | | Pendekatan Perpindahan | | | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $\delta/h_w$ pakai | c | c sp column | |
| SW 1 | Atas | 0.005 | 1222.22 | 5157 | Butuh Komponen Batas |
| | Bawah | 0.005 | 1222.22 | 211 | Tidak Perlu |
| SW 2 | Atas | 0.005 | 1222.22 | 389 | Tidak Perlu |
| | Bawah | 0.005 | 1222.22 | 3793 | Butuh Komponen Batas |
| SW 3 | Atas | 0.005 | 1222.22 | 501 | Tidak Perlu |
| | Bawah | 0.005 | 1222.22 | 4010 | Butuh Komponen Batas |

Berdasarkan 2 syarat diatas, mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4, komponen batas harus dipasang horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada ($c - 0{,}1l_w$) dan c/2.

Untuk ujung sisi kiri:

- $c - 0{,}1\ l_w = 364 - 0{,}1\ (7000)$
  $= -336$ mm
- $\frac{c}{2} = \frac{364}{2}$
  $= 182$ mm

Sehingga digunakan jarak komponen batas sebesar 350 mm.

Untuk ujung sisi kanan:

- $c - 0{,}1\ l_w = 5711 - 0{,}1\ (7000)$

= 5011 mm

- $\frac{c}{2}$ = $\frac{5711}{2}$

= 2855,5 mm

Sehingga digunakan jarak komponen batas sebesar 5100 mm.

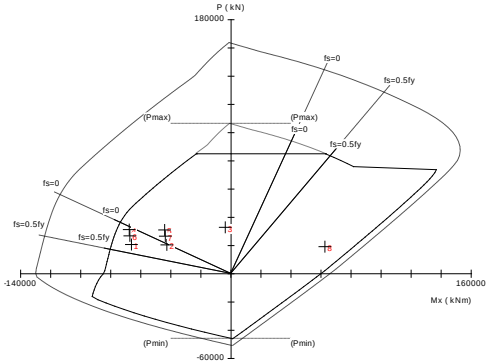
Rekapitulasi panjang kebutuhan elemen batas tertera pada **Tabel 4.75.**

Tabel 4. 75 Panjang Elemen Batas

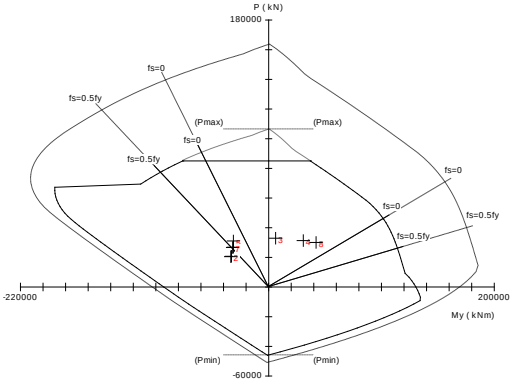
| Komponen Batas X dan Y | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Shearwall | Section | Panjang Elemen Batas | | | |
| | | Syarat 1 | Syarat 2 | Pakai | Panjang Elemen |
| SW 1 | Kiri | -336 | 182 | 336 | 350 |
| | Kanan | 5011 | 2855.5 | 5011 | 5100 |
| | Atas | 4607 | 2578.5 | 4607 | 4700 |
| | Bawah | -339 | 105.5 | 339 | 350 |
| SW 2 | Kiri | -136 | 107 | 136 | 150 |
| | Kanan | 2217 | 1283.5 | 2217 | 2300 |
| | Atas | -161 | 194.5 | 194.5 | 250 |
| | Bawah | 3243 | 1896.5 | 3243 | 3300 |
| SW 3 | Kiri | 3053 | 1701.5 | 3053 | 3100 |
| | Kanan | -125 | 112.5 | 125 | 150 |
| | Atas | -49 | 250.5 | 250.5 | 300 |
| | Bawah | 3460 | 2005 | 3460 | 3500 |

### 4.5.3.8. Kontrol Tulangan Longitudinal *Shearwall*

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan penulangan *shearwall* menggunakan program bantu SpColumn, sehingga diperoleh diagram interaksi untuk SW 1 yang tertera pada **Gambar 4.95** dan **4.96**:




Gambar 4. 95 Diagram P-M Shearwall (SW 1) Arah X




Gambar 4. 96 Diagram P-M Shearwall (SW 1) Arah Y

Sehingga diperoleh kapasitas momen untuk masing-masing arah pada dinding geser yang tertera pada **Tabel 4.76** dan **4.77**:

Tabel 4. 76 Kontrol Tulangan Longitudinal Arah X

| Pengecekan dengan SpColumn Arah X | | | |
|---|---|---|---|
| Shearwall | $M_{ux}$ (kNm) | $\phi M_{nx}$ (kNm) | Cek |
| SW 1 | 67753.12 | 75358.44 | OK |
| SW 2 | 41898.49 | 66385.05 | OK |
| SW 3 | 35556.49 | 65332.1 | OK |

Tabel 4. 77 Kontrol Tulangan Longitudinal Arah Y

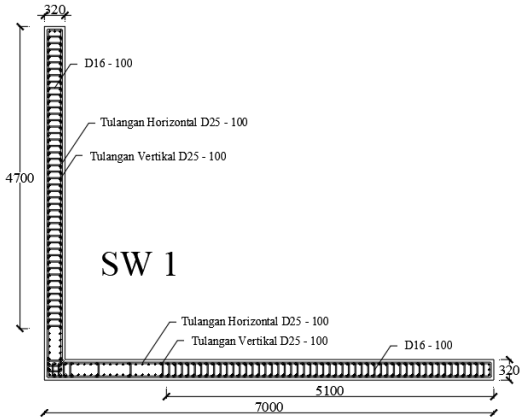
| Pengecekan dengan SpColumn Arah Y | | | |
|---|---|---|---|
| Shearwall | $M_{uy}$ (kNm) | $\phi M_{ny}$ (kNm) | Cek |
| SW 1 | 41978.11 | 110778.8 | OK |
| SW 2 | 17595.51 | 33552.35 | OK |
| SW 3 | 12958.36 | 31163.79 | OK |

### 4.5.3.9. Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

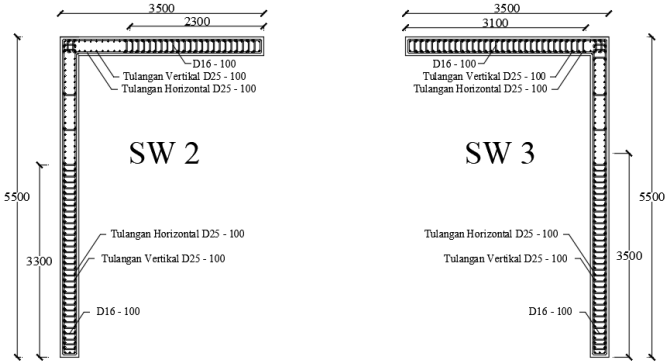
Berdasarkan perhitungan diatas, berikut merupakan hasil rekapitulasi perencanaan dinding geser yang tertera pada **Tabel 4.78.** Serta detail penulangan shearwall yang diilustrasikan pada **Gambar 4.97** dan **4.98**.

Tabel 4. 78 Rekapitulasi Penulangan *Shearwall*

| Rekapitulasi Penulangan | | | |
|---|---|---|---|
| Shearwall | Longitudinal X | Longitudinal Y | Transversal |
| SW 1 | D25 - 100 | D25 - 100 | D16 - 100 |
| SW 2 | D25 - 100 | D25 - 100 | D16 - 100 |
| SW 3 | D25 - 100 | D25 - 100 | D16 - 100 |




Gambar 4. 97 Detail Penulangan SW 1




Gambar 4. 98 Detail Penulangan SW 2 dan SW 3

## 4.6. Perencanaan Sambungan

### 4.6.1. Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit.

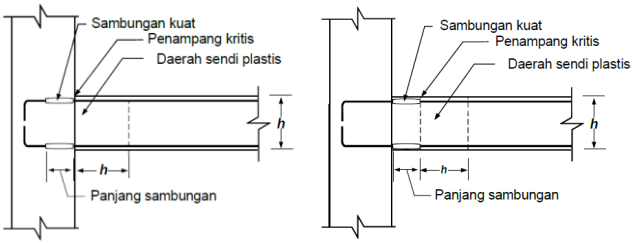
Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai kekuatan, kekakuan, dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan sesuai dengan peraturan yang berlaku. Baik sambungan cor in situ maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu alternatif pemecahan adalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan kontruksi cor setempat *(Cast in situ).*

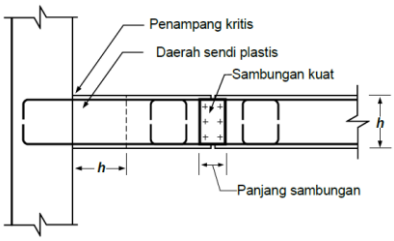
Pada Tugas Akhir ini tidak direcanakan sambungan antar kolom-kolom, karena pekerjaan kolom dilakukan dengan metode cor ditempat.

### 4.6.2. Konsep Desain Sambungan

Konsep desain sambungan pada perencanaan Gedung Apartemen Arundaya ini berdasarkan dengan detail sambungan yang disyaratkan pada SNI 2849:2019 Pasal 18.9 sebagaimana tertera pada **Gambar 4.99** dan **4.100** berikut:




Gambar 4. 99 Detail Sambungan Balok – Kolom
Sumber: SNI 2847:2019



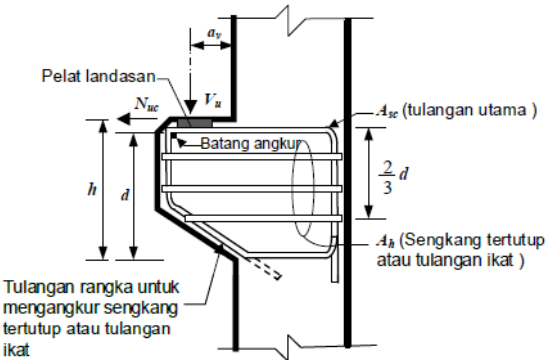

Gambar 4. 100 Detail Sambungan Balok-Balok
Sumber: SNI 2847:2019

Sambungan direncanakan dengan menggunakan produk dari *Peikko Group*. Sambungan antar balok – kolom dan balok – balok anak menggunakan *Modix Coupler* dari produk *Peikko* untuk menyalurkan tulangan antar elemen pracetak. Dan untuk menahan beban balok dan geser friksi digunakan konsol pendek.

### 4.6.3. Perencanaan Konsol pada Elemen Pracetak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dengan kolom maupun balok induk dengan balok anak, dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Demikian juga antara balok induk dan balok anak, konsol berada pada balok induknya. Perencanaan konsol tersebut mengikuti persyaratan yang diatur

dalam SNI 2847:2019 pasal 16.5. Detail konsol pendek yang digunakan sesuai dengan **Gambar 4.101** berikut:




Gambar 4. 101 Potongan Melintang dan Geometrik Konsol Pendek
Sumber: SNI 2847:2019

**a. Data Perencanaan**

Dalam perencanaan konsol pendek, akan diberikan contoh perhitungan konsol pada kolom dan balok BI 1 50/70 cm. Berikut merupakan perhitungan konsol pendek pada kolom:

$V_u$ = 227,935 kN = 227395 N (Hasil ETABS)
Dimensi Balok = 50/70 cm
Dimensi Konsol:
bw = 500 mm
h = 350 mm
d = 350 – 40 – 13 – 0,5(16) = 289 mm
$a_v$ = 150 mm
f'c = 35 MPa
fy = 420 MPa
$D_{longitudinal}$ = 16 mm
$D_{tranversal}$ = 13 mm
Clear Cover = 40 mm

Persyaratan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai SNI 2847:2019 Pasal 16.5. Untuk dapat menggunakan pasal tersebut, geometrik konsol serta gaya yang bekerja pada konsol tersebut harus sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 16.5.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- a/d = 150/289 = 0,52 < 1 (OK)
- $N_{uc} \leq V_u$
  $N_{uc}$ = 0,2 x 227395 = 45587 N

**b. Menentukan Luasan Tulangan Geser Friksi**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.2.4 untuk beton normal, kuat geser ($V_n$) tidak boleh diambil lebih besar daripada nilai-nilai berikut:

$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{227,935}{0,75}$ = 303,91 kN

$V_{n\ max\ 1} \leq 0,2 \times f'c \times bw \times d$
$\leq 0,2 \times 35 \times 500 \times 289$
$\leq 1011,5$ kN

$V_{n\ max\ 2} \leq (3,3 + 0,08f'c)\ bw \times d$
$\leq (3,3 + 0,08(35)) \times 500 \times 289$
$\leq 881,45$ kN

$V_{n\ max\ 3} \leq 11 \times bw \times d$
$\leq 11 \times 500 \times 289$
$\leq 1589,5$ kN

$V_n \leq V_{n\ max}$ (OK)

$V_{n\ pakai}$ = 303,91 kN

$\mu$ = 1,4 (SNI 2847:2019 Pasal 22.9.4.2)

$A_{vf} = \frac{Vn}{fy \times \mu} = \frac{303,91x1000}{420 \times 1,4}$ = 516,86 mm$^2$

**c. Menentukan Luas Tulangan Lentur**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi- rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka

sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 16.5.3.1, akan digunakan Nuc minimum sebagai berikut:

$M_u$ = $V_u$ x $a_v$ + $N_{uc}$ (h – d)
= 227,935(1000)(150) + 45587 (350 – 289)
= 36971106 Nmm

m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,118

Rn = $\frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{36971106}{0{,}9 \times 500 \times 289^2}$ = 1,18 N/mm$^2$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x1{,}18}{420}}\right)$

= 0,0029 < $\rho_{min}$ = 0,0035

$\rho_{perlu}$ = 0,0035

$A_{f\ 1} = \frac{Mu}{0{,}85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{36971106}{0{,}85 \times 0{,}75 \times 420 \times 289}$ = 477,79 mm$^2$

$A_{f\ 2} = \rho \times b \times d = 0{,}0035 \times 500 \times 289$ = 508,85 mm$^2$

$A_{f\ pakai}$ = 508,85 mm$^2$

Tulangan pokok $A_s$ :

$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi fy} = \frac{45587}{0{,}75 \times 420}$ = 144,72 mm$^2$

**d. Pemilihan Tulangan yang Digunakan**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.5.1 luas tulangan utama $A_{sc}$ diambil yang terbesar dari:

$A_{sc\ 1}$ = $A_f$ + $A_n$ = 508,85 + 144,72
= 653,57 mm$^2$

$A_{sc\ 2} = \frac{2}{3}A_{vf} + A_n = \frac{2}{3}516{,}86 + 144{,}72$
= 489,29 mm$^2$

$A_{sc\ 3} = 0{,}04\frac{f'c}{fy} b\ d = 0{,}04\frac{35}{420}500 \times 289$
= 481,67 mm$^2$

$A_{sc\ pakai}$ = 653,57 mm$^2$

∴ Digunakan tulangan utama 4D16 ($A_s$ = 804,25 mm$^2$)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.5.2 luasan tulangan horizontal tertutup diatur sebagai berikut:

$A_h$ = 0,5($A_{sc}$ – $A_n$) = 0,5(653,57 – 144,72)
= 254,43 mm$^2$

∴ Digunakan tulangan 2D16 ($A_s$ = 401,12 mm$^2$) dipasang di sepanjang (2/3)d = 192,67 ≈ 200 mm

$V_u$ = 227,935 kN

$V_s$ = $\frac{Vu}{\phi} = \frac{227,935}{0,75}$ = 303,914 kN

Direncanakan tulangan geser 2D13 ($A_v$ = 265,46 mm$^2$)

S = $\frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{265,46 \times 420 \times 289}{303914}$ = 106,02 mm ≈ 100 mm

∴ Dipasang sengkang 2D13 – 100 mm

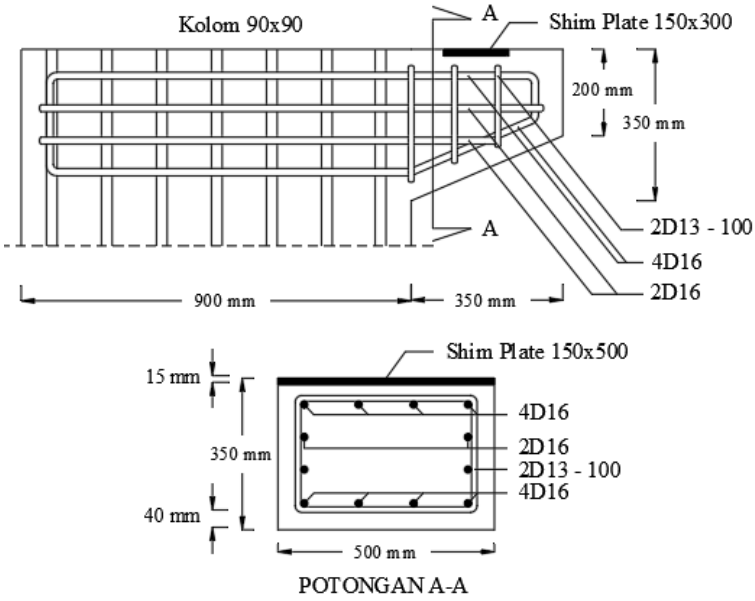
**e. Luas Pelat Landasan**

$V_u$ = ϕ x 0,85 x f'c x $A_l$

$A_l$ = $\frac{Vu}{\phi \times 0,85 \times f'c} = \frac{227935}{0,75 \times 0,85 \times 35}$ = 10215,59 mm$^2$

∴Maka, dipakai pelat landasan 150 x 500 mm$^2$ (75000 mm$^2$) dengan tebal 15 mm.

Rekapitulasi perhitungan konsol pendek tertera pada **Tabel 4.79** dan **4.80**. Detail penulangan konsol pendek diilustrasikan pada **Gambar 4.102.**




Gambar 4. 102 Detail Konsol Pendek pada Kolom

Tabel 4. 79 Rekapitulasi Perencanaan Konsol Pendek

| Sambungan | $V_u$ (kN) | $N_u$ (kN) | Ukuran | | $D_{longitudinal}$ (mm) | $D_{transversal}$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | b (mm) | h (mm) | | |
| Kolom - BI 1 | 227.94 | 45.59 | 500 | 350 | 16 | 13 |
| Kolom - BI 2 | 175.39 | 35.08 | 450 | 300 | 16 | 13 |
| Kolom - BI 3 | 170.71 | 34.14 | 350 | 300 | 16 | 13 |
| BI 1 - BA 1 | 104.90 | 20.98 | 350 | 200 | 16 | 13 |
| BI 2 - BA 2 | 57.85 | 11.57 | 300 | 150 | 16 | 13 |
| BI 3 - BA 3 | 32.05 | 6.41 | 250 | 200 | 16 | 13 |
| SW - BI 1 | 227.94 | 45.59 | 500 | 350 | 16 | 13 |
| SW - BI 2 | 175.39 | 35.08 | 450 | 300 | 16 | 13 |

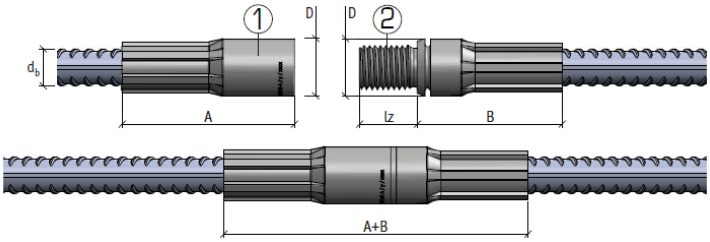
Tabel 4. 80 Rekapitulasi Perencanaan Konsol Pendek (Lanjutan)

| Sambungan | Tulangan Primer | | Tulangan Horizontal | | Tulangan Geser | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $A_{sc}$ (mm²) | n (buah) | $A_h$ (mm²) | n (buah) | $V_s$ (kN) | s (mm) |
| Kolom - BI 1 | 653.57 | 4 | 254.43 | 2 | 303.91 | 100 |
| Kolom - BI 2 | 555.93 | 3 | 222.28 | 2 | 233.86 | 100 |
| Kolom - BI 3 | 541.09 | 3 | 216.35 | 2 | 227.62 | 100 |
| BI 1 - BA 1 | 523.76 | 3 | 228.58 | 2 | 139.86 | 100 |
| BI 2 - BA 2 | 430.51 | 3 | 196.89 | 1 | 265.46 | 125 |
| BI 3 - BA 3 | 160.05 | 2 | 69.85 | 1 | 42.74 | 100 |
| SW - BI 1 | 653.57 | 4 | 254.43 | 2 | 303.91 | 100 |
| SW - BI 2 | 555.93 | 3 | 222.28 | 2 | 233.86 | 100 |

### 4.6.4. Perencanaan Sambungan Balok-Kolom

Sambungan balok dengan kolom memanfaatkan panjang penyaluran pada tulangan balok. Tulangan balok nantinya akan diteruskan atau dikaitkan ke dalam kolom. Panjang penyaluran bagian bawah akan menerima tekan dan panjang penyaluran bagian atas akan menerima tarik. Maka perhitungan panjang penyaluran dihitung dalam dua kondisi yaitu tekan dan tarik. Pada sambungan balok-kolom terdapat 2 kondisi yaitu sambungan *single sided connection* dan *double sided connection*.

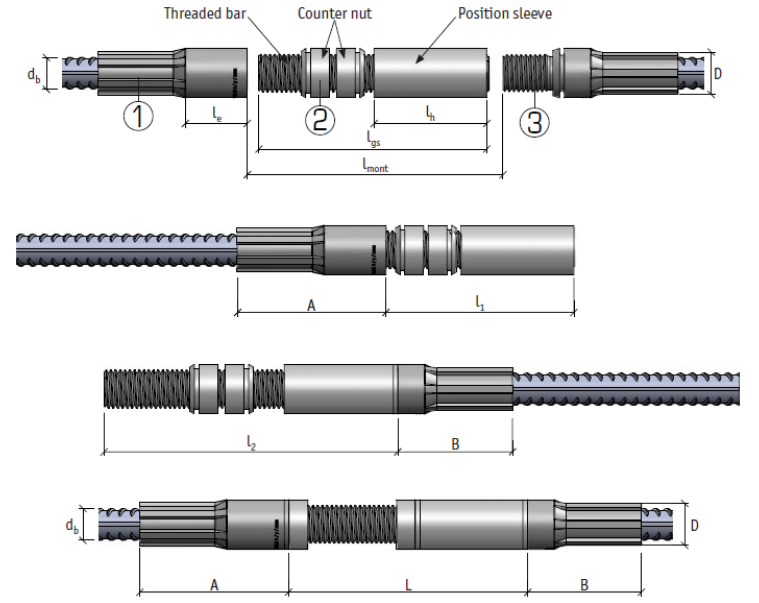
Dalam perencanaan sambungan ini akan digunakan produk sambungan dari *Peikko group* yaitu dengan menggunakan *Modix Rebar Couplers.* Diketahui bahwa *Modix Rebar Coupler* didesain untuk sambungan elemen pracetak yang tahan terhadap gaya tarik maupun gaya tekan yang terjadi pada penampang beton. Kekuatan leleh yang dimiliki oleh *Modix Rebar Coupler* adalah 550 Mpa, sehingga sambungan *Coupler* ini dapat digunakan karena kekuatan leleh pada baja tulangan hanya 420 Mpa. Dalam perencanaan tulangan atas dan bawah digunakan *Modix Rebar Coupler type PM.* Untuk kait standard juga menggunakan produk *Peikko Group*. Berikut merupakan perhitungan sambungan balok induk – kolom:




- For connecting bars with the same diameter
- At least one bar can be moved axially and rotated

| Coupler type | Bar Ø $d_b$ [mm] | Coupler Ø D [mm] | Length Part A [mm] | Length Part B [mm] | Parts A+B fitted together [mm] | ISO metric thread M | Thread length lz [mm] | Color of thread protector |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SM10** | 10 | 17.5 | 52 | 46 | 96 | M 12 x 1.75 | 16.0 | Orange |
| **SM12** | 12 | 21.0 | 63 | 52 | 113 | M 16 x 2 | 21.2 | Yellow |
| **SM14** | 14 | 24.0 | 72 | 57 | 127 | M 18 x 2.5 | 24.8 | Blue |
| **SM16** | 16 | 27.0 | 80 | 63 | 141 | M 20 x 2.5 | 27.5 | White |
| **SM20** | 20 | 33.0 | 98 | 77 | 173 | M 24 x 3 | 31.6 | Gray |
| **SM25** | 25 | 41.0 | 122 | 98 | 218 | M 30 x 3.5 | 39.0 | Red |
| **SM28** | 28 | 47.0 | 141 | 111 | 250 | M 36 x 4 | 46.0 | Black |
| **SM32** | 32 | 53.0 | 156 | 124 | 278 | M 42 x 4.5 | 53.5 | Brown |
| **SM40** | 40 | 63.5 | 163 | 136 | 297 | M 48 x 5.0 | 61.7 | Green |

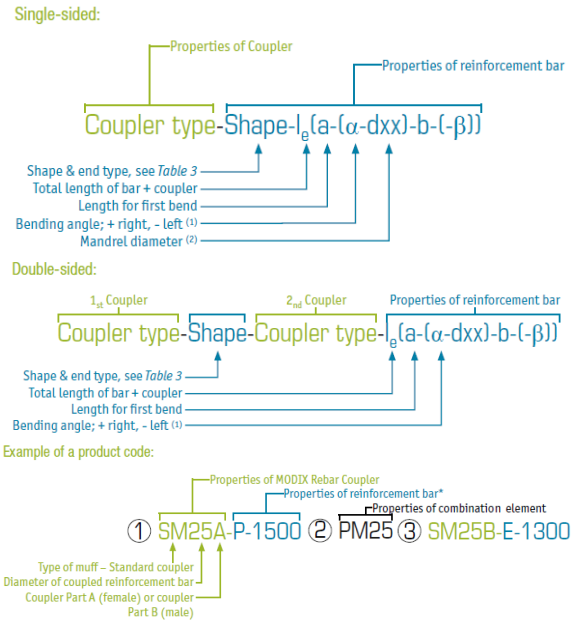
Gambar 4. 103 Spesifikasi *Standard Coupler* (SM) *Modix Rebar*
Sumber: Brosur *Modix Rebar Coupler*




- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate

| Coupler type | Bar Ø $d_b$ [mm] | Coupler Ø D [mm] | Length Part A [mm] | Thread length Part A $l_e$ | Length $L_1$ | Length $L_2$ | Length of position sleeve $l_h$ | Length threaded bar $l_{gs}$ | Max. free spacing $L_{mont}$ | Length L | ISO metric thread M | Color of thread protector |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **PM10** | 10 | 17.5 | 52 | 21 | 58 | 95 | 37 | 79 | 59 | 74 | M 12 x 1.75 | Orange |
| **PM12** | 12 | 21.0 | 63 | 26 | 72 | 119 | 48 | 98 | 73 | 93 | M 16 x 2 | Yellow |
| **PM14** | 14 | 24.0 | 72 | 30 | 81 | 135 | 55 | 111 | 82 | 105 | M 18 x 2.5 | Blue |
| **PM16** | 16 | 27.0 | 80 | 33 | 88 | 148 | 61 | 121 | 89 | 115 | M 20 x 2.5 | White |
| **PM20** | 20 | 33.0 | 98 | 37 | 99 | 167 | 69 | 136 | 100 | 130 | M 24 x 3 | Gray |
| **PM25** | 25 | 41.0 | 122 | 44 | 117 | 200 | 83 | 161 | 118 | 156 | M 30 x 3.5 | Red |
| **PM28** | 28 | 47.0 | 141 | 51 | 136 | 233 | 97 | 187 | 137 | 182 | M 36 x 4 | Black |
| **PM32** | 32 | 53.0 | 156 | 59 | 155 | 267 | 112 | 214 | 156 | 208 | M 42 x 4.5 | Brown |
| **PM40** | 40 | 63.5 | 163 | 65 | 175 | 301 | 127 | 240 | 173 | 234 | M 48 x 5.0 | Green |

Gambar 4. 104 Spesifikasi *Position Coupler* (PM) *Modix Rebar*
Sumber: Brosur *Modix Rebar Coupler*




Gambar 4. 105 Contoh Penamaan Kode Produk *Modix Rebar Coupler* dari *Peikko Group*
Sumber: Brosur *Modix Rebar Coupler*

### 4.6.4.1. Data Perencanaan

- f'c = 35 MPa
- fy = 420 MPa
- $d_b$ = 25 mm

### 4.6.4.2. Perhitungan *Single-Sided Connection*

Berikut merupakan contoh perhitungan sambungan antara BI 1 dengan K4:

**a. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.3.1 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik yang diakhiri dengan kait standar adalah sebagai berikut:

$l_{dh\ 1} = \frac{0{,}24\ fy\ \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda\sqrt{f'c}} d_b$

$= \frac{0{,}24\ (420)}{\sqrt{35}} 25$

= 425,96 mm (menentukan)

$l_{dh\ 2}$ = 8 $d_b$

= 8(25)

= 200 mm

$l_{dh\ 3}$ = 150 mm

∴ Maka dipakai $l_{dh}$ = 460 mm dengan kait minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90º sebesar 12 x $d_b$ = 12 x 25 = 300 mm

Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan pada bagian tarik di balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Rebar Coupler*. Profil yang digunakan adalah ***Modix Coupler SM25A-P12-760(460)-PM25-SM25B-P-1875***. Profil ini digunakan pada semua dimensi kolom.

**b. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.1 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tekan yang diakhiri dengan kait standar adalah sebagai berikut:

$l_{dc\ 1} = \frac{0{,}24\ fy\ \psi_r}{\lambda\sqrt{f'c}} d_b$

$= \frac{0{,}24\ (420)}{\sqrt{35}} 25$

= 425,96 mm

$l_{dc\ 2}$ = 0,043 $fy\ \psi_r d_b$

= 0,043 (420) (25)

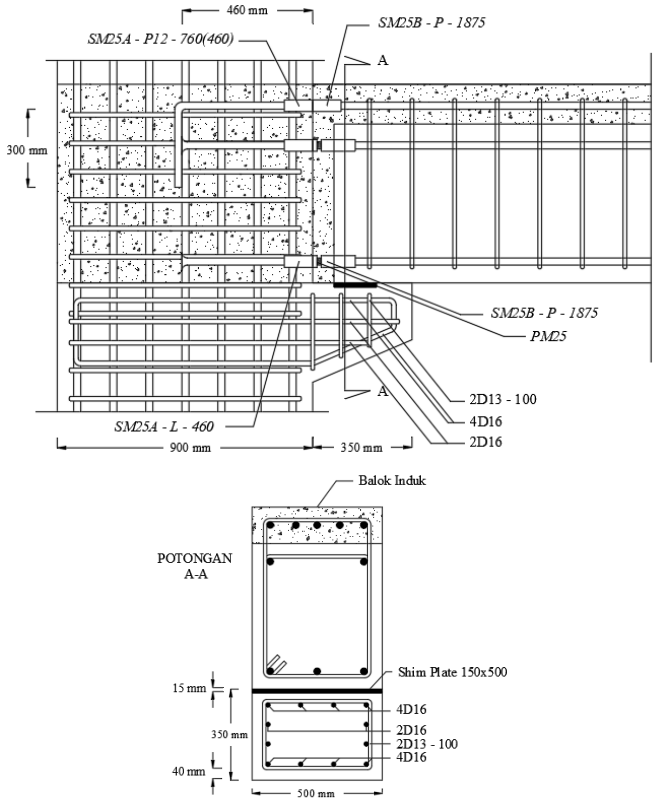
= 451,5 mm (menentukan)

$l_{dc\ 3}$ = 200 mm

∴ Maka dipakai panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan adalah $l_{dh}$ = 460 mm.

Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan tulangan pada bagian tekan di balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Rebar Coupler*. Profil yang digunakan adalah ***Modix Coupler SM25A-L-460-PM25-SM25B-P-1875***. Profil ini digunakan pada semua dimensi kolom. Detail sambungan diilustrasikan pada **Gambar 4.106.**




Gambar 4. 106 Detail Sambungan Balok Induk-Kolom *Single Sided Connection*

### 4.6.4.3. Perhitungan *Double-Sided Connection*

Berikut merupakan contoh perhitungan sambungan balok kolom pada BI 1 – K4 – BI 1:

**a. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.3.1 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik yang diakhiri dengan kait standar adalah sebagai berikut:

$l_{dh\ 1} = \frac{0{,}24\ fy\ \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}}\ d_b$

$= \frac{0{,}24\ (420)}{\sqrt{35}}\ 25$

= 425,96 mm (menentukan)

$l_{dh\ 2}$ = 8 $d_b$

= 8(25)

= 200 mm

$l_{dh\ 3}$ = 150 mm

∴ Maka dipakai $l_{dh}$ = 460 mm dengan kait minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90º sebesar 12 x $d_b$ = 12 x 25 = 300 mm

Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan tulangan pada bagian Tarik di balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Rebar Coupler*. Profil yang digunakan adalah ***Modix Coupler SM25B-P-1875-PM25-SM25A-D-900-PM25-SM25B-P-1750***.

**b. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.1 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tekan yang diakhiri dengan kait standar adalah sebagai berikut:

$l_{dc\ 1} = \frac{0{,}24\ fy\ \psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}}\ d_b$

$= \frac{0{,}24\ (420)}{\sqrt{35}}\ 25$

= 425,96 mm

$l_{dc\,2}$ = 0,043 $fy\ \psi_r d_b$

= 0,043 (420) (25)

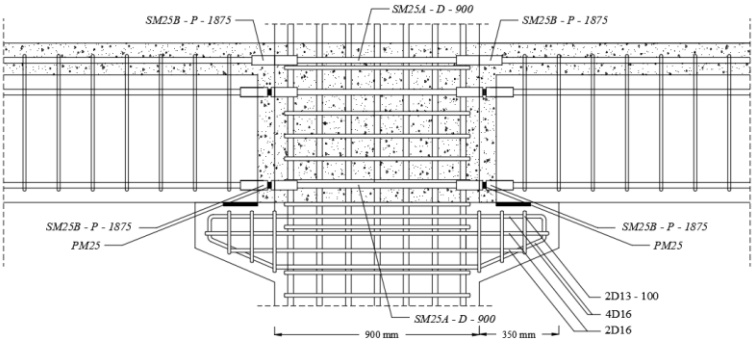
= 451,5 mm (menentukan)

$l_{dc\,3}$ = 200 mm

∴ Maka dipakai panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan adalah $l_{dh}$ = 460 mm.

Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan tulangan pada bagian tekan di balok menggunakan produk dari Peikko Group yaitu *Modix Rebar Coupler*. Profil yang digunakan adalah ***Modix Coupler SM25B-P-1875-PM25-SM25A-D-900-PM25-SM25B-P-1750***. Sedangkan untuk tulangan yang tidak memiliki pasangan atau tidak bertemu, dipakai profil ***Modix Coupler SM25A-L-460-PM25-SM25B-P-1875.*** Detail sambungan diilustrasikan pada **Gambar 4.107.**




Gambar 4. 107 Detail Sambungan Balok Induk-Kolom *Double Sided Connection*

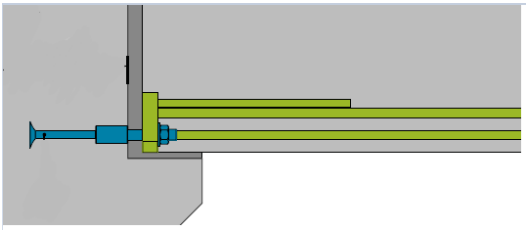
### 4.6.5. Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 16.5 mengenai konsol pendek. Perhitungan konsol pendek sesuai dengan yang sudah direncanakan pada Sub Bab 4.6.3 pada Tugas Akhir ini.

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok. Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.
db = 22 mm

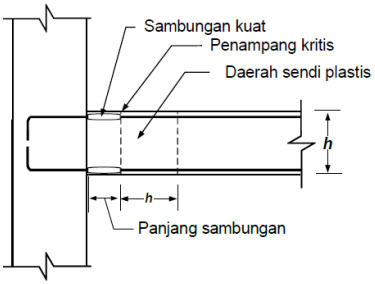
**a. Panjang Penyaluran Tekan**

Dikarenakan balok induk yang digunakan juga merupakan elemen pracetak maka digunakan *Beco Beam Shoe* dari *Peikko Group* yang memiliki fy > 1,25 x fy = 525 MPa sehingga termasuk kategori *mechanical splice* tipe 2 yang dihubungkan ke *Copra Anchor*. Sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.2.7.*2 mechanical splices* dapat digunakan di lokasi manapun.



Gambar 4. 108 Contoh Pemasangan *BECO Beam Shoe*
Sumber: Brosur *BECO Beam Shoe*

Sambungan juga memenuhi SNI 2847:2019 Pasal 18.9.2.2 (d) dimana tulangan utama longitudinal harus dibuat menerus dari sambungan kuat dan daerah plastisnya.




Gambar 4. 109 Sambungan Kuat Balok
Sumber: SNI 2847:2019

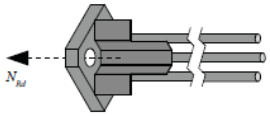
Berdasarkan kuat tarik maksimum yang mampu dipikul oleh 1 *beam shoe* maka dibutuhkan $N_{Rd}$ > 525 MPa x $A_s$ D22 (380,13 $mm^2$) = 199569,67 N = 199,57 kN

Spesifikasi *Beco Beam Shoe* dan *Copra Anchor* sesuai yang tertera pada **Tabel 4.81, Gambar 4.110** dan **4.111.**

Tabel 4. 81 Spesifikasi *BECO Beam Shoe*

*Table 2. Design value resistances of individual BECO® Beam Shoes for concrete grade C30/37.*

| Beam Shoe | Anchoring Coupler | $N_{Rd}$ [kN] |
|---|---|---|
| BECO® 16H | COPRA® 16H-...* | 62 |
| BECO® 20H | COPRA® 20H-...* | 96 |
| BECO® 24H | COPRA® 24H-...* | 139 |
| BECO® 30H | COPRA® 30H-...* | 220 |
| BECO® 39H | COPRA® 39H-...* | 383 |
| BECO® 30P | COPRA® 30P-...* | 299 |
| BECO® 36P | COPRA® 36P-...* | 436 |
| BECO® 39P | COPRA® 39P-...* | 521 |
| BECO® 45P | COPRA® 45P-...* | 697 |
| BECO® 52P | COPRA® 52P-...* | 938 |




Maka digunakan *BECO Beam Shoe* 30H dan *Copra Anchor* L30H

*Figure 10. Dimension [mm] of the BECO® beam shoe.*

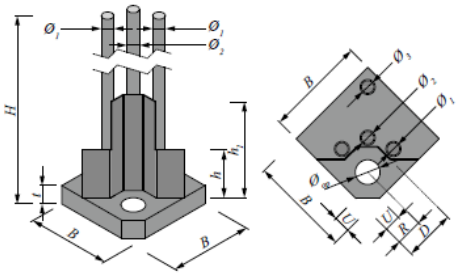
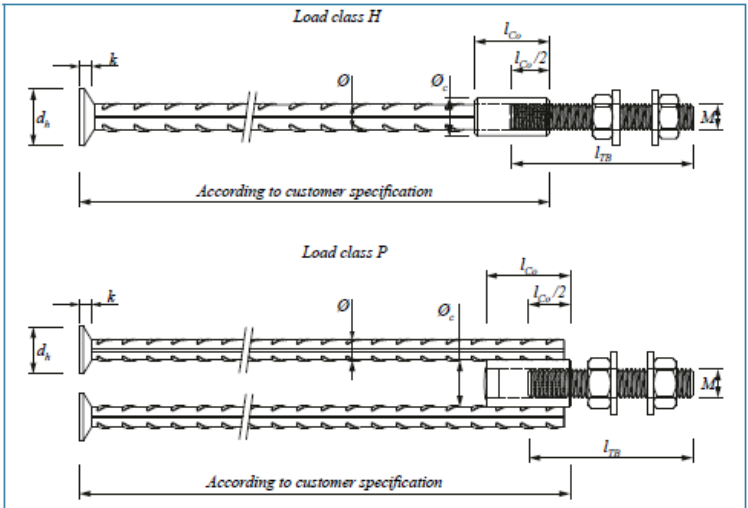



*Table 1. Dimensions [mm], weights [kg], and color codes of Beam Shoes.*

| Beam Shoe | BECO® 16H | BECO® 20H | BECO® 24H | BECO® 30H | BECO® 39H | BECO® 30P | BECO® 36P | BECO® 39P | BECO® 45P | BECO® 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***B*** | 115 | 125 | 140 | 150 | 190 | 160 | 200 | 225 | 260 | 290 |
| ***H*** | 925 | 1080 | 1220 | 1620 | 2240 | 1850 | 2320 | 2100 | 2390 | 3130 |
| ***t*** | 15 | 20 | 25 | 35 | 45 | 40 | 50 | 50 | 60 | 80 |
| ***R*** | 50 | 50 | 50 | 50 | 60 | 50 | 60 | 60 | 60 | 60 |
| ***U*** | 30 | 30 | 30 | 30 | 37 | 30 | 37 | 37 | 37 | 37 |
| ***D*** | 80 | 80 | 85 | 90 | 115 | 90 | 110 | 115 | 125 | 130 |
| ***h*** | 80 | 90 | 90 | 100 | 130 | 100 | 110 | 130 | 125 | 150 |
| ***h1*** | 145 | 160 | 165 | 185 | 225 | 185 | 215 | 225 | 245 | 295 |
| $Ø_1$ | 12 | 16 | 20 | 25 | 32 | 28 | 32 | 28 | 32 | 40 |
| $Ø_2$ | - | - | - | - | - | - | - | 28 | 32 | 32 |
| $Ø_3$ | 10 | 12 | 16 | 20 | 28 | 20 | 28 | 28 | 32 | 32 |
| $Ø_{up}$ | 27 | 30 | 35 | 40 | 55 | 40 | 50 | 55 | 60 | 70 |
| **Weight** | 3.5 | 6.2 | 10.3 | 19.6 | 43.9 | 27.0 | 47.2 | 52.0 | 79.6 | 133.3 |
| **Color code*** | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

Gambar 4. 110 Dimensi *BECO Beam Shoe*
Sumber: Brosur *BECO Beam Shoe Peikko Group*

Table 2. Dimensions of the COPRA L with headed anchor bar(s).




| | | Load class H | | | | | Load class P | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
| $M$ | | M16 | M20 | M24 | M30 | M39 | M30 | M36 | M39 | M45 | M52 |
| $l_{TB}$ | [mm] | 130 | 145 | 166 | 195 | 245 | 195 | 220 | 245 | 263 | 320 |
| $l_{Co}$ | [mm] | 48 | 60 | 72 | 90 | 120 | 90 | 108 | 120 | 135 | 160 |
| $Ø_C$ | [mm] | 25 | 30 | 35 | 50 | 65 | 50 | 60 | 65 | 75 | 90 |
| $Ø$ | [mm] | Ø16 | Ø20 | Ø25 | Ø32 | Ø40 | 2Ø25 | 2Ø28 | 2Ø28 | 2Ø32 | 4Ø32 |
| $d_h$ | [mm] | 38 | 46 | 55 | 70 | 90 | 55 | 84 | 84 | 70 | 70 |
| $k$ | [mm] | 10 | 12 | 13 | 15 | 18 | 13 | 20 | 20 | 15 | 15 |
| Color code | | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

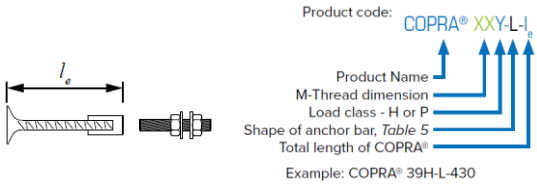
Gambar 4. 111 Dimensi *COPRA Anchor*
Sumber: Brosur *COPRA Anchor Peikko Group*

**b. Panjang Penyaluran Tarik**

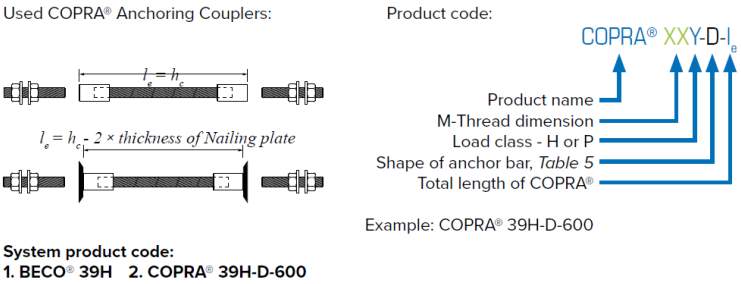
$l_{dh} \geq 8\ d_b$
$\geq 8(22)$
$\geq 176$ mm
$l_{dh} \geq 150$ mm

Maka dipakai $l_{dh}$ = 450 mm dengan mengaitkan tulangan utama balok anak ke tulangan utama balok induk.

Detail kode produk yang digunakan dari produk *Peikko Group* sesuai yang tertera pada **Gambar 4.112** dan **4.113.**




Gambar 4. 112 Contoh Kode Produk *Single Sided Connection*

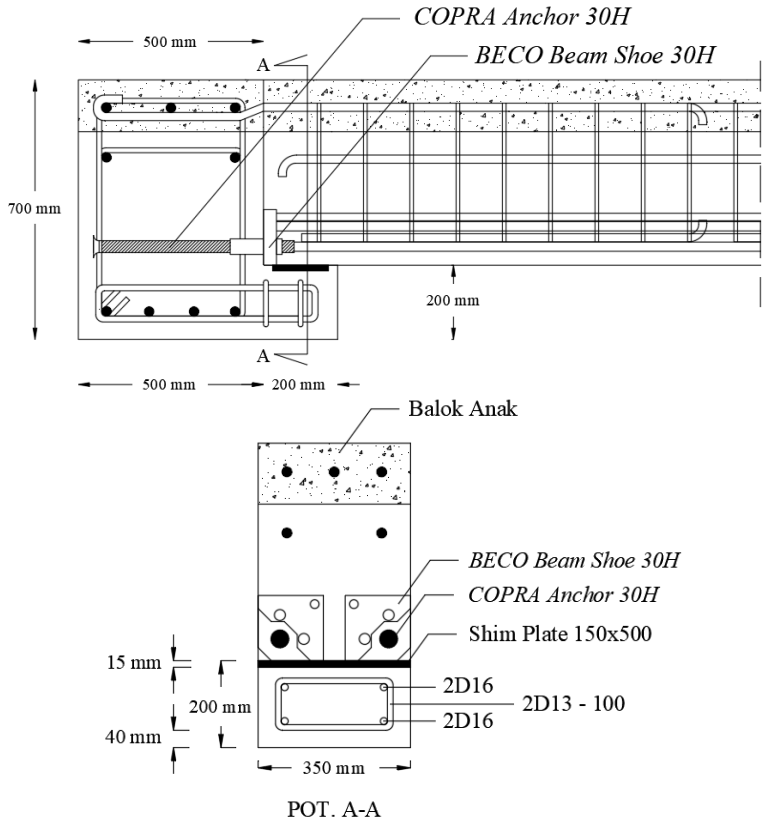



Gambar 4. 113 Contoh Kode Produk *Double Sided Connection*

Pada sambungan *single sided connection* balok induk – balok anak digunakan sambungan *BECO Beam Shoe* dan *COPRA Anchor* dengan kode produk ***BECO 30H*** dan ***COPRA 30H-L-450.***

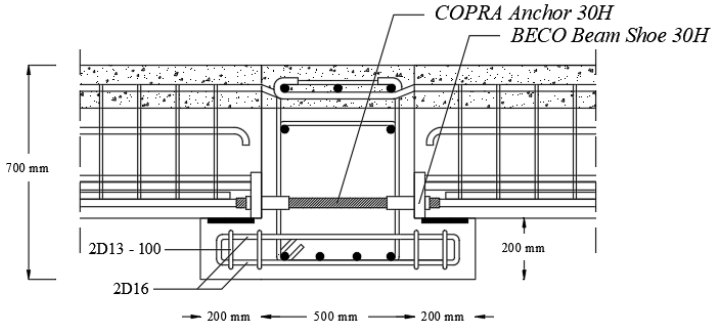
Serta, pada sambungan *double sided connection* balok induk – balok anak digunakan sambungan *BECO Beam Shoe* dan *COPRA Anchor* dengan kode produk ***BECO 30H*** dan ***COPRA 30H-D-500.***

Detail sambungan diilustrasikan pada **Gambar 4.114 dan 4.115.**




POT. A-A

Gambar 4. 114 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok Induk (BI 1 – BA1) *Single Sided Connection*




Gambar 4. 115 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok Induk (BA1 – BI 1 – BA1) *Double Sided Connection*

### 4.6.6. Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintas tegak lurus diatas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutkan pelat pracetak yang sudah dihubungkan tersebut diberi *overtopping* dengan metode *cast in situ*.

**a. Panjang Penyaluran Tulangan Pelat**

Berdasarkan perhitungan pada Sub Bab 4.2.3, didapatkan hasil penulangan pada pelat menggunakan tulangan:

db = 10 mm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9

$l_{d\,1}$ = $\frac{0{,}24\ fy\ \psi_r}{\lambda\sqrt{f'c}} d_b$

= $\frac{0{,}24\ (420)}{\sqrt{35}} 10$

= 170,38 mm

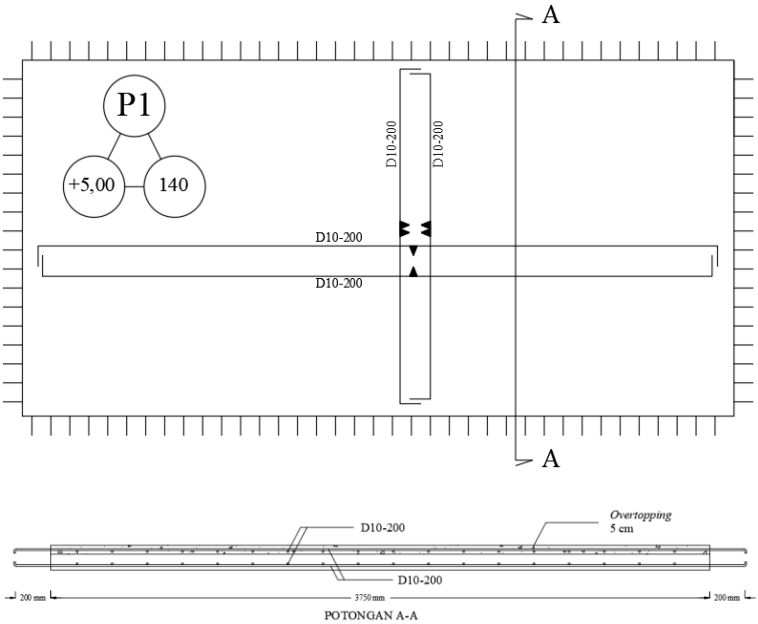
$l_{d\,2}$ = $0{,}043\ fy\ \psi_r d_b$

= 0,043 (420) (10)

= 180,6 mm

$l_{d\,3}$ = 200 mm (menentukan)

Maka dipasang panjang penyaluran 200 mm. Detail panjang penyaluran diilustrasikan pada **Gambar 4.116.**




Gambar 4. 116 Detail panjang penyaluran pelat

### 4.6.7. Perencanaan Sambungan Tangga dengan Balok / *Shearwall*

Pada perencanaan sambungan antara tangga dengan balok/*shearwall* dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek karena perletakan di desain sebagai sendi rol. Tangga kemudian diletakkan pada konsol yang berada pada balok/*shearwall*. Kebutuhan tulangan konsol dihitung setiap 1m'. Berikut merupakah perhitungan konsol pendek:

**a. Data Perencanaan**

$V_u$ = 5700,62 kg/m (reaksi perletakan terbesar)
Tebal Tangga = 140 mm

Dimensi Balok = 50/70
Dimensi Konsol:
bw = 1000 mm
h = 560 mm
*clear cover* = 40 mm
$D_{tulangan\ lentur}$ = 16 mm
$D_{tulangan\ geser}$ = 13 mm
d = 560 – 40 – 13 – 0,5 x 16 = 499 mm
f'c = 35 MPa
fy = 420 MPa
Panjang Konsol = 200 mm
$a_v$ = 100 mm

Persyaratan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai SNI 2847:2019 Pasal 16.5. Untuk dapat menggunakan pasal tersebut, geometrik konsol serta gaya yang bekerja pada konsol tersebut harus sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 16.5.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- a/d = 100/499 = 0,2 < 1 (OK)
- $N_{uc} \leq V_u$
  $N_{uc}$ = 0,2 x 57006,2 = 11401,24 N

**b. Menentukan Luasan Tulangan Geser Friksi**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.2.4 untuk beton normal, kuat geser ($V_n$) tidak boleh diambil lebih besar daripada nilai-nilai berikut:

$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{5700,62}{0,75}$ = 76,01 kN
$V_{n\ max\ 1} \leq 0,2$ x f'c x bw x d
$\leq 0,2$ x 35 x 2000 x 499
$\leq$ 6986 kN
$V_{n\ max\ 2} \leq (3,3 + 0,08f'c)$ bw x d
$\leq (3,3 + 0,08(35))$ x 2000 x 499
$\leq$ 6087,8 kN
$V_{n\ max\ 3} \leq 11$ x bw x d

$\leq$ 11 x 2000 x 499
$\leq$ 10978 kN

$V_n \leq V_{n\,max}$ (OK)

$V_{n\,pakai}$ = 76,01 kN

$\mu$ = 1,4 (SNI 2847:2019 Pasal 22.9.4.2)

$A_{vf} = \frac{Vn}{fy \times \mu} = \frac{76{,}01x1000}{420 \times 1{,}4}$ = 129,27 mm$^2$

**c. Menentukan Luas Tulangan Lentur**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi- rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 16.5.3.1, akan digunakan Nuc minimum sebagai berikut:

$M_u$ = $V_u$ x $a_v$ + $N_{uc}$ (h – d)
= 57006,2 (100) + 45587 (560 – 499)
= 6396095 Nmm

m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,118

Rn $= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6396095}{0{,}9 \times 1000 \times 289^2}$ = 0,034 N/mm$^2$

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

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x14{,}12x0{,}034}{420}}\right)$

= 0,000082 < $\rho_{min}$ = 0,0035

$\rho_{perlu}$ = 0,0035

$A_{f\,1} = \frac{Mu}{0{,}85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{6396095}{0{,}85 \times 0{,}75 \times 420 \times 499}$ = 47,87 mm$^2$

$A_{f\,2} = \rho \times b \times d = 0{,}0035 \times 1000 \times 499$ = 1757,422 mm$^2$

$A_{f\,pakai}$ = 1757,422 mm$^2$

Tulangan pokok $A_s$ :

$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi fy} = \frac{11401{,}24}{0{,}75 \times 420}$ = 36,19 mm$^2$

**d. Pemilihan Tulangan yang Digunakan**

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.5.1 luas tulangan utama $A_{sc}$ diambil yang terbesar dari:

$A_{sc\,1}$ = $A_f + A_n$ = 1757,422 + 36,19
= 1793,41 mm$^2$

$A_{sc\,2}$ = $\frac{2}{3}A_{vf} + A_n = \frac{2}{3}129{,}27 + 36{,}19$
= 122,37 mm$^2$

$A_{sc\,3}$ = $0{,}04\frac{f'c}{fy}b\,d = 0{,}04\,\frac{35}{420}1000 \times 499$
= 1663,33 mm$^2$

$A_{sc\,pakai}$ = 1793,41 mm$^2$

∴ Digunakan tulangan utama 9D16 / D16-100 ($A_s$ = 3619,12 mm$^2$)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 16.5.5.2 luasan tulangan horizontal tertutup diatur sebagai berikut:

$A_h$ = 0,5($A_{sc} – A_n$) = 0,5(1793,41 – 36,19)
= 878,61 mm$^2$

∴ Digunakan tulangan 9D16 / D16-100 dipasang di sepanjang (2/3)d = 332,67 ≈ 350 mm

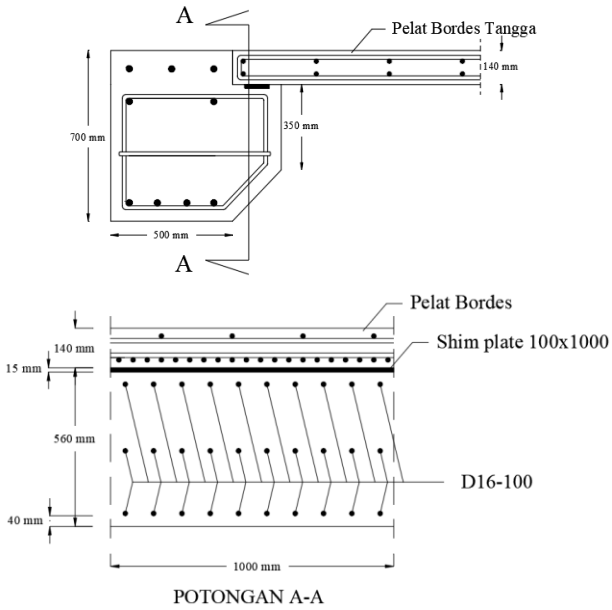
**e. Luas Pelat Landasan**

$V_u$ = ϕ x 0,85 x f'c x $A_l$

$A_l$ = $\frac{Vu}{\phi \times 0{,}85 \times f'c} = \frac{57006{,}2}{0{,}75 \times 0{,}85 \times 35}$ = 2554,9 mm$^2$

∴Maka, dipakai pelat landasan 1000 x 100 mm$^2$ (10000 mm$^2$) dengan tebal 15 mm.

Detail penulangan konsol pendek diilustrasikan pada **Gambar 4.117.**




Gambar 4. 117 Detail Sambungan Tangga

## 4.7. Perencanaan Struktur Bawah

### 4.7.1. Umum

Perencanaan struktur bawah bangungan, meliputi perencanaan pondasi dan perencanaan *basement*. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan *poer* (*pile cap*).

### 4.7.2. Beban Struktur

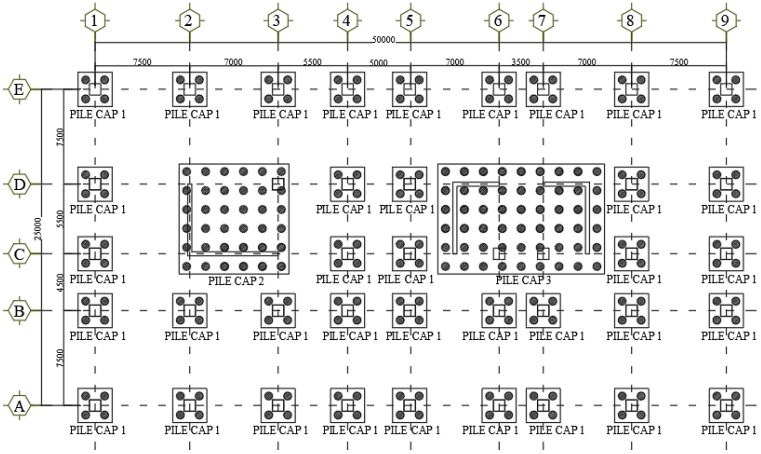
Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2019 kombinasi beban untuk metode tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin:

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

*Output* dari *joint reaction* ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan $P_{ijin}$ 1 tiang. Denah pondasi tertera pada **Gambar**

**4.118.** Berikut ini adalah *output* dari *joint reaction* pada pondasi yang terteran pada **Tabel 4.82, 4.83,** dan **4.84.**




Gambar 4. 118 Denah Pondasi

Tabel 4. 82 Beban pada Pondasi Tipe 1

| Kombinasi | P | Hx | Hy | Mx | My |
|---|---|---|---|---|---|
| | ton | ton | ton | ton m | ton m |
| 0.6D+0.7Ex Max | 409.49 | 6.89 | 5.69 | 15.27 | 18.81 |
| 0.6D+0.7Ex Min | 358.87 | -6.20 | -5.88 | -13.71 | -18.51 |
| 0.6D+0.7Ey Max | 426.80 | 5.85 | 6.64 | 20.65 | 14.12 |
| 0.6D+0.7Ey Min | 341.56 | -5.31 | -6.65 | -20.55 | -14.01 |
| 1D | 640.30 | -5.54 | 5.75 | 5.84 | -4.94 |
| 1D+1L | 795.97 | -9.52 | 10.11 | 9.85 | -8.42 |
| 1D+0.75L | 757.05 | -8.53 | 9.02 | 8.85 | -7.55 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 776.03 | 10.94 | 10.69 | 17.48 | 18.81 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 738.07 | -10.69 | -10.73 | -14.60 | -19.21 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 789.01 | 10.16 | 11.42 | 21.22 | 15.29 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 725.09 | -9.99 | -11.30 | -20.72 | -15.55 |
| 1D+0.7Ex Max | 665.61 | 9.08 | 7.99 | 17.35 | 20.59 |
| 1D+0.7Ex Min | 615.00 | -8.42 | -8.14 | -15.00 | -20.48 |
| 1D+0.7Ey Max | 682.92 | 8.04 | 8.94 | 22.54 | 15.90 |
| 1D+0.7Ey Min | 597.68 | -7.49 | -8.90 | -22.41 | -15.78 |

Tabel 4. 83 Beban pada Pondasi Tipe 2

| Kombinasi | P | Hx | Hy | Mx | My |
|---|---|---|---|---|---|
| | ton | ton | ton | ton m | ton m |
| 0.6D+0.7Ex Max | 3174.76 | 192.56 | 122.34 | 58.60 | 90.64 |
| 0.6D+0.7Ex Min | 208.23 | -195.47 | -113.73 | -56.39 | -95.84 |
| 0.6D+0.7Ey Max | 2975.47 | 133.95 | 138.71 | 86.53 | 63.59 |
| 0.6D+0.7Ey Min | 407.52 | -136.86 | -130.10 | -84.32 | -68.79 |
| 1D | 2819.16 | -2.42 | 7.17 | 1.84 | -4.33 |
| 1D+1L | 3337.95 | -3.93 | 12.44 | 1.09 | -7.01 |
| 1D+0.75L | 3208.25 | -3.55 | 11.12 | 1.28 | -6.34 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4320.70 | 141.96 | 99.65 | 44.40 | 63.59 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2095.80 | -149.06 | -77.40 | -41.85 | -76.27 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 4171.23 | 98.00 | 111.93 | 65.35 | 43.31 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2245.27 | -105.11 | -89.68 | -62.79 | -55.98 |
| 1D+0.7Ex Max | 4302.43 | 191.59 | 125.20 | 59.34 | 88.91 |
| 1D+0.7Ex Min | 1335.89 | -196.44 | -110.86 | -55.66 | -97.57 |
| 1D+0.7Ey Max | 4103.13 | 132.98 | 141.58 | 87.27 | 61.86 |
| 1D+0.7Ey Min | 1535.19 | -137.83 | -127.24 | -83.58 | -70.52 |

Tabel 4. 84 Beban pada Pondasi Tipe 3

| Kombinasi | P | Hx | Hy | Mx | My |
|---|---|---|---|---|---|
| | ton | ton | ton | ton m | ton m |
| 0.6D+0.7Ex Max | 3407.41 | 156.7562 | 132.9088 | 67.1362 | 111.9187 |
| 0.6D+0.7Ex Min | 613.6737 | -159.18 | -127.224 | -68.0719 | -113.913 |
| 0.6D+0.7Ey Max | 4245.294 | 178.9876 | 276.5129 | 167.5541 | 77.6355 |
| 0.6D+0.7Ey Min | -224.211 | -181.411 | -270.828 | -168.49 | -79.6297 |
| 1D | 3350.903 | -2.0196 | 4.7374 | -0.7798 | -1.662 |
| 1D+1L | 3917.287 | -3.4182 | 8.7506 | -3.2043 | -2.654 |
| 1D+0.75L | 3775.691 | -3.0686 | 7.7474 | -2.598 | -2.406 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4823.342 | 115.4072 | 105.2971 | 48.1049 | 82.2811 |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2728.04 | -121.545 | -89.8021 | -53.3012 | -87.0929 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 5451.755 | 132.0809 | 213.0002 | 123.4185 | 56.5685 |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2099.627 | -138.218 | -197.506 | -128.615 | -61.3804 |
| 1D+0.7Ex Max | 4747.771 | 155.9484 | 134.8036 | 66.8243 | 111.2541 |
| 1D+0.7Ex Min | 1954.035 | -159.988 | -125.329 | -68.3838 | -114.578 |
| 1D+0.7Ey Max | 5585.655 | 178.1798 | 278.4076 | 167.2424 | 76.9708 |
| 1D+0.7Ey Min | 1116.151 | -182.219 | -268.933 | -168.802 | -80.2943 |

### 4.7.3. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton dengan spesifikasi yang tertera pada **Tabel 4.85.**

Tabel 4. 85 Spesifikasi Tiang Pancang WIKA

**PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION 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 |

1. Tiang pancang beton pracetak *(precast concrete pile)* dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang Fc' = 52 Mpa

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan:

- Diameter tiang = 600 mm
- Tebal tiang = 100 mm
- Klasifikasi = A1
- *Concrete cross section* = 1570,8 $cm^2$
- Berat = 393 kg/m
- Panjang = 6 – 20 m
- *Bending moment crack* = 17 t.m
- *Bending momen ultimate* = 25,5 t.m
- *Allowable axial load* = 252,7 ton

### 4.7.4. Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi Gedung Apartemen Arundaya adalah data tanah di lokasi pembangunan Apartemen Arundaya itu sendiri. Data tanah di lokasi Apartemen Arundaya terdapat pada lampiran.

### 4.7.5. Daya Dukung

#### 4.7.5.1. Daya Dukung 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 :

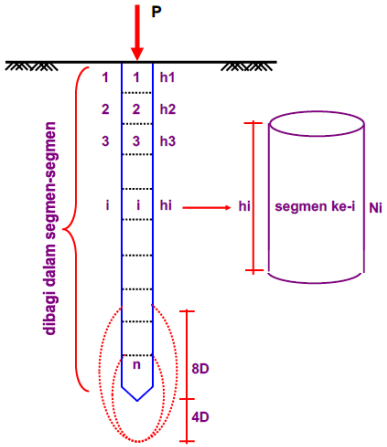
- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

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:

- 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. $N_1$ = 15 + ½(N-15)
  b. $N_1$ = 0,6 N
  Kemudian pilih harga N1 yang terkecil

- Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah
  Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
  $N_2 = \frac{4N1}{(1+0{,}4P_o)}$ , untuk Po < 7,5 ton
  $N_2 = \frac{4N1}{(3{,}25+0{,}1P_o)}$ , untuk Po > 7,5 ton
  Harga $N_2$ yang telah dihitung harus lebih kecil dari $2N_1$, apabila $N_2 > 2N_1$, maka nilai $N_2$ dibuat menjadi $2N_1$.

- Menghitung daya dukung *ultimate* tiang
  Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30 m.
  Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti pada **Gambar 4.119**:




Gambar 4. 119 Pembagian segmen tiang pancang

$P_{ult} = C_n A_{ujung} + \Sigma C_{li} A_{si}$

Dimana :

$C_{li}$ = Hambatan geser selimut tiang pada segmen i

= $\frac{N_i}{2}$ untuk tanah lempung/lanau

= $\frac{N_i}{5}$ untuk tanah pasir

$A_{si}$ = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i$ x $h_i$

$O_i$ = Keliling tiang

$C_n$ = 40 N

N = Harga rata-rata $N_2$ 4D dibawah ujung hingga 8D diatas

Maka:

$P_{ult} = 40\ N\ A_{ujung} + \Sigma \frac{N_i}{2\ atau\ 5} A_{si}$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

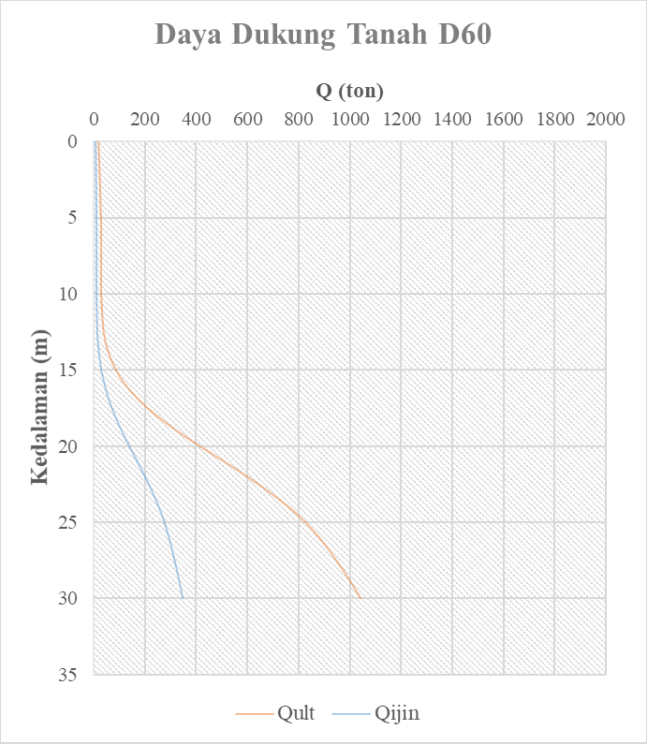
$P_{ijin} = \frac{P_{ult}}{SF}$

Pada tugas akhir ini, digunakan nilai angka keamananan sebersar 3 (SF=3).

Perhitungan daya dukung tiang pancang terdapat pada lampiran. Dengan grafik daya dukung terdapat pada **Gambar 4.120.**

Dari hasil perhitungan daya dukung tanah diatas, direncanakan tiang pancang pada kedalaman 23,5 meter dengan daya dukung tanah sebesar 241,22 ton. Maka, panjang tiang pancang yang digunakan setelah dikurangi tinggi *basement* dan tebal pilecap ialah 19 m.

Bebas ijin aksial 1 tiang (sesuai brosur) = 252,7 ton
Daya dukung tanah pada kedalaman 23,5 m = 241,22 ton




Gambar 4. 120 Grafik Daya Dukung Tanah terhadap Kedalaman

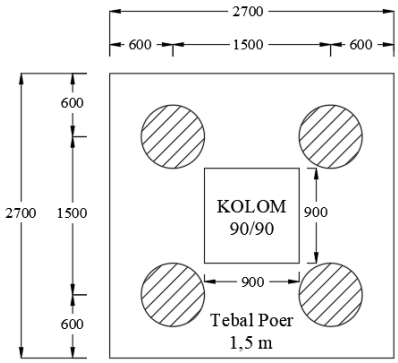
**4.7.5.2. Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang**

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

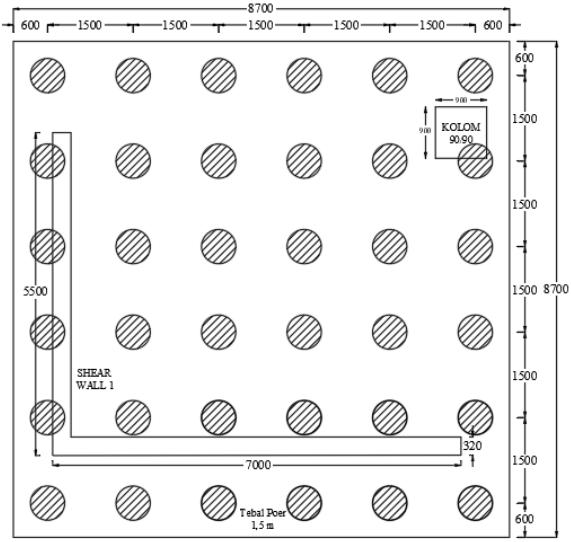
Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal *poer* yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,5 meter.

- Jarak antar tiang :
  $2\ D \leq S \leq 2{,}5\ D$
  $2 \times 600 \leq S \leq 2{,}5 \times 600$
  $1200\ mm \leq S \leq 1500\ mm$
  Digunakan jarak antar tiang = 1500 mm
- Jarak tepi tiang pancang :
  $1\ D \leq S1 \leq 1{,}5\ D$
  $1 \times 600 \leq S1 \leq 1{,}5 \times 600$
  $600\ cm \leq S1 \leq 900\ cm$
  Digunakan jarak tiang ke tepi = 600 mm

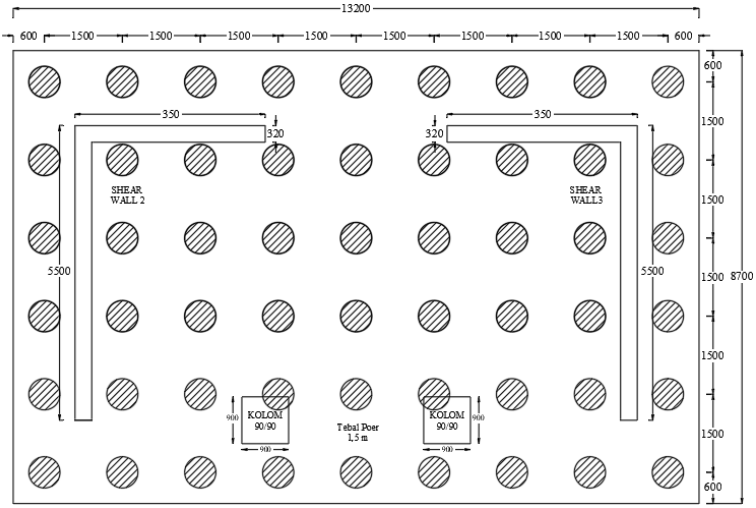
Konfigurasi tiang pancang yang direncanakan sesuai pada **Gambar 4.121, 4.122,** dan **4.123.**




Gambar 4. 121 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1




Gambar 4. 122 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 2




Gambar 4. 123 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

**4.7.5.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok**

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1}\right)\right) + \frac{0{,}3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang
S = jarak antar tiang pancang
m = jumlah baris tiang pancang dalam group
n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 1 dengan keterangan sebagai berikut:

- D = 0,6 m
- m = 2
- n = 2
- S = 1,5 m

Maka, nilai koefisen efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1{,}5}{(75 \times 1{,}5^2 - 7)} \times \left(\frac{2+2-2}{2+2-1}\right)\right) + \frac{0{,}3}{2+2} = 0{,}8524$$

Besar $P_{ijin}$ daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 23,5 m adalah 241,22 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi Tipe 1 adalah sebagai berikut:

$P_{ijin\ (grup)} = P_{ijin\ (1\ tiang)} \times \eta \times$ jumlah tiang
= 241,22 x 0,8524 x 4
= 822,51 ton > P = 795,97 ton. **(OK)**

Rekapitulasi perhitungan daya dukung tiang pancang dalam kelompok tertera pada **Tabel 4.86, 4.87**, dan **4.88.**

Tabel 4. 86 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 1

| Kombinasi | P | η | n | $P_{ijin\ tiang}$ | $P_{ijin\ grup}$ | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ton | | (buah) | (ton) | (ton) | |
| 0.6D+0.7Ex Max | 409.49 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 358.87 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 426.80 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | 341.56 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D | 640.30 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+1L | 795.97 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.75L | 757.05 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 776.03 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 738.07 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 789.01 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 725.09 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 665.61 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 615.00 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 682.92 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 597.68 | 0.852 | 4 | 241.22 | 822.51 | OK |

Tabel 4. 87 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 2

| Kombinasi | P | η | n | $P_{ijin\ tiang}$ | $P_{ijin\ grup}$ | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ton | | (buah) | (ton) | (ton) | |
| 0.6D+0.7Ex Max | 3174.76 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 208.23 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 2975.47 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | 407.52 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D | 2819.16 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+1L | 3337.95 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.75L | 3208.25 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4320.70 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2095.80 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 4171.23 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2245.27 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 4302.43 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 1335.89 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 4103.13 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 1535.19 | 0.722 | 36 | 241.22 | 6265.56 | OK |

Tabel 4. 88 Kontrol Tiang Pancang dalam Grup Tipe 3

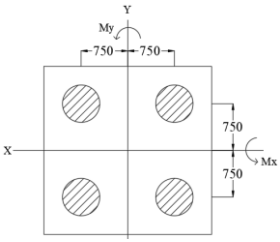
| Kombinasi | P | η | n | $P_{ijin\ tiang}$ | $P_{ijin\ grup}$ | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ton | | (buah) | (ton) | (ton) | |
| 0.6D+0.7Ex Max | 3407.41 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 613.6737 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 4245.294 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | -224.211 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D | 3350.903 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+1L | 3917.287 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.75L | 3775.691 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4823.342 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2728.04 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 5451.755 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2099.627 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 4747.771 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 1954.035 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 5585.655 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 1116.151 | 0.710 | 54 | 241.22 | 9248.49 | OK |

### 4.7.5.4. 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:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin\ tanah}\ (1\ tiang)$$

Untuk contoh perhitungan, dilakukan perhitugan dengan menggunakan grup tiang pancang Pondasi Tipe 1 (**Gambar 4.124**) dengan kombinasi beban 1D+1L.




Gambar 4. 124 Grup tiang pancang Tipe 1

Contoh perhitungan (Pondasi Tipe 1 Kombinasi 1D+1L):

P = 795,95 ton

n = 4 tiang

$M_x$ = $M_x$+ ($H_y$ x $t_{poer}$) = 9,85 + (10,11 x 1,5) = 25,015 ton m

$M_y$ = $M_y$+ ($H_x$ x $t_{poer}$) = 8,42 + (9,52 x 1,5) = 22,701 ton m

$X_{max}$ = 0,75 m

$Y_{max}$ = 0,75 m

$\Sigma x^2$ = 2 x ($0{,}75^2$ + $0{,}75^2$) = 2,25 $m^2$

$\Sigma y^2$ = 2 x ($0{,}75^2$ + $0{,}75^2$) = 2,25 $m^2$

$P_{max}$ = $\frac{795{,}95}{4} + \frac{25{,}015 \times 0{,}75}{2{,}25} + \frac{22{,}701 \times 0{,}75}{2{,}25}$

= 214,897 ton < $P_{ijin\ 1\ tiang}$ = 241,22 ton **(OK)**

Rekapitulasi kontrol beban maksimum 1 tiang pancang tertera pada **Tabel 4.89, 4.90,** dan **4.91,**

Tabel 4. 89 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1

| Kombinasi | P (ton) | P/n TP (ton) | Mx (ton m) | Mx y/$\Sigma y^2$ (ton) | My (ton m) | My x/$\Sigma x^2$ (ton) | Pmax (ton) | Pijin (ton) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.6D+0.7Ex Max | 409.49 | 102.37 | 23.81 | 7.94 | 29.14 | 9.71 | 120.02 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 358.87 | 89.72 | 22.53 | 7.51 | 27.81 | 9.27 | 106.50 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 426.80 | 106.70 | 30.61 | 10.20 | 22.89 | 7.63 | 124.53 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | 341.56 | 85.39 | 30.52 | 10.17 | 21.98 | 7.33 | 102.89 | 241.22 | OK |
| 1D | 640.30 | 160.08 | 14.46 | 4.82 | 13.24 | 4.41 | 169.31 | 241.22 | OK |
| 1D+1L | 795.97 | 198.99 | 25.01 | 8.34 | 22.70 | 7.57 | 214.90 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L | 757.05 | 189.26 | 22.38 | 7.46 | 20.34 | 6.78 | 203.50 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 776.03 | 194.01 | 33.52 | 11.17 | 35.22 | 11.74 | 216.92 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 738.07 | 184.52 | 30.69 | 10.23 | 35.23 | 11.74 | 206.49 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 789.01 | 197.25 | 38.34 | 12.78 | 30.53 | 10.18 | 220.21 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 725.09 | 181.27 | 37.67 | 12.56 | 30.53 | 10.18 | 204.01 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 665.61 | 166.40 | 29.33 | 9.78 | 34.22 | 11.41 | 187.58 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 615.00 | 153.75 | 27.20 | 9.07 | 33.11 | 11.04 | 173.85 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 682.92 | 170.73 | 35.95 | 11.98 | 27.96 | 9.32 | 192.04 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 597.68 | 149.42 | 35.77 | 11.92 | 27.01 | 9.00 | 170.35 | 241.22 | OK |

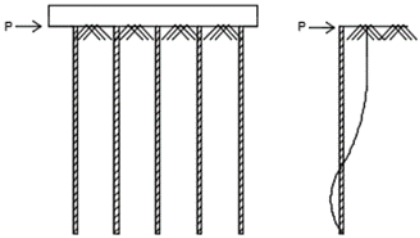
Tabel 4. 90 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2

| Kombinasi | P (ton) | P/n TP (ton) | Mx (ton m) | Mx y/$\Sigma y^2$ (ton) | My (ton m) | My x/$\Sigma x^2$ (ton) | Pmax (ton) | Pijin (ton) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.6D+0.7Ex Max | 3174.76 | 88.19 | 242.11 | 3.84 | 379.48 | 6.02 | 98.05 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 208.23 | 5.78 | 226.99 | 3.60 | 389.04 | 6.18 | 15.56 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 2975.47 | 82.65 | 294.59 | 4.68 | 264.52 | 4.20 | 91.53 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | 407.52 | 11.32 | 279.48 | 4.44 | 274.08 | 4.35 | 20.11 | 241.22 | OK |
| 1D | 2819.16 | 78.31 | 12.60 | 0.20 | 7.97 | 0.13 | 78.64 | 241.22 | OK |
| 1D+1L | 3337.95 | 92.72 | 19.75 | 0.31 | 12.90 | 0.20 | 93.24 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L | 3208.25 | 89.12 | 17.96 | 0.29 | 11.67 | 0.19 | 89.59 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4320.70 | 120.02 | 193.87 | 3.08 | 276.53 | 4.39 | 127.49 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2095.80 | 58.22 | 157.95 | 2.51 | 299.86 | 4.76 | 65.48 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 4171.23 | 115.87 | 233.24 | 3.70 | 190.31 | 3.02 | 122.59 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2245.27 | 62.37 | 197.31 | 3.13 | 213.64 | 3.39 | 68.89 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 4302.43 | 119.51 | 247.15 | 3.92 | 376.30 | 5.97 | 129.41 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 1335.89 | 37.11 | 221.95 | 3.52 | 392.23 | 6.23 | 46.86 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 4103.13 | 113.98 | 299.63 | 4.76 | 261.34 | 4.15 | 122.88 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 1535.19 | 42.64 | 274.44 | 4.36 | 277.27 | 4.40 | 51.40 | 241.22 | OK |

Tabel 4. 91 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3

| Kombinasi | P (ton) | P/n TP (ton) | Mx (ton m) | Mx y/$\Sigma y^2$ (ton) | My (ton m) | My x/$\Sigma x^2$ (ton) | Pmax (ton) | Pijin (ton) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.6D+0.7Ex Max | 3407.41 | 63.10 | 266.50 | 2.82 | 347.05 | 2.57 | 68.49 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ex Min | 613.67 | 11.36 | 258.91 | 2.74 | 352.68 | 2.61 | 16.72 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Max | 4245.29 | 78.62 | 582.32 | 6.16 | 346.12 | 2.56 | 87.34 | 241.22 | OK |
| 0.6D+0.7Ey Min | 224.21 | 4.15 | 574.73 | 6.08 | 351.75 | 2.61 | 12.84 | 241.22 | OK |
| 1D | 3350.90 | 62.05 | 6.33 | 0.07 | 4.69 | 0.03 | 62.16 | 241.22 | OK |
| 1D+1L | 3917.29 | 72.54 | 9.92 | 0.10 | 7.78 | 0.06 | 72.70 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L | 3775.69 | 69.92 | 9.02 | 0.10 | 7.01 | 0.05 | 70.07 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Max | 4823.34 | 89.32 | 206.05 | 2.18 | 255.39 | 1.89 | 93.39 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ex Min | 2728.04 | 50.52 | 188.00 | 1.99 | 269.41 | 2.00 | 54.50 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Max | 5451.76 | 100.96 | 442.92 | 4.69 | 254.69 | 1.89 | 107.53 | 241.22 | OK |
| 1D+0.75L+0.525Ey Min | 2099.63 | 38.88 | 424.87 | 4.50 | 268.71 | 1.99 | 45.37 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Max | 4747.77 | 87.92 | 269.03 | 2.85 | 345.18 | 2.56 | 93.33 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ex Min | 1954.03 | 36.19 | 256.38 | 2.71 | 354.56 | 2.63 | 41.53 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Max | 5585.66 | 103.44 | 584.85 | 6.19 | 344.24 | 2.55 | 112.18 | 241.22 | OK |
| 1D+0.7Ey Min | 1116.15 | 20.67 | 572.20 | 6.06 | 353.62 | 2.62 | 29.34 | 241.22 | OK |

### 4.7.5.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral




Gambar 4. 125 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$$

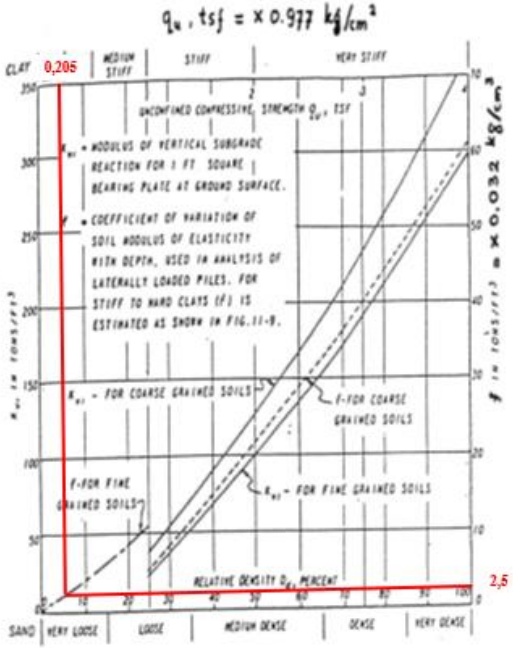
$\delta$ = Defleksi yang terjadi

$F_\delta$ = Koefisien defleksi (dilihat pada grafik)

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Contoh perhitungan pada Pondasi Tipe 1 (Kombinasi 1D + 1L)
Jumlah tiang = 4
Hmax = 6,89 ton = 6888,1 kg
Hmax 1 tiang = 6888,1 ton / 4 buah = 1722,025 kg




Gambar 4. 126 Grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

Cu = 0,1 kg/cm$^2$ (didapat dari data tanah)

Qu $= 2 \times Cu = 2 \times \frac{0,1}{0.977} = 0,205 \frac{t}{ft^2}$

Lempung (Data Tanah) → Dianggap *Fine Grained Soils*
Didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* (**Gambar 4.126**):

f (*soil modulus of elasticity coefficient)* = 2,5 ton/ft$^3$
= 0,08 kg/cm$^3$

T $= \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$

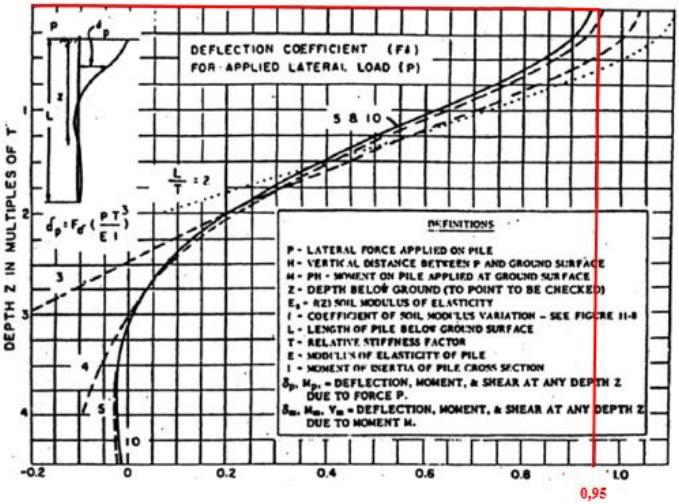
E = $4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{52}$ = 33892 MPa
= 338921 kg/cm$^2$

I = $\frac{\pi}{64} \times (D_{luar}{}^4 - D_{dalam}{}^4)$
= $\frac{\pi}{64} \times (60^4 - (60 - 10 - 10^4)$
= 510508,81 cm$^4$

T = $\left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921 \times 510508,81}{0,08}\right)^{\frac{1}{5}}$ = 293,09 cm

L = 19 m = 1900 (kedalaman tiang pancang)

L/T = 6,48



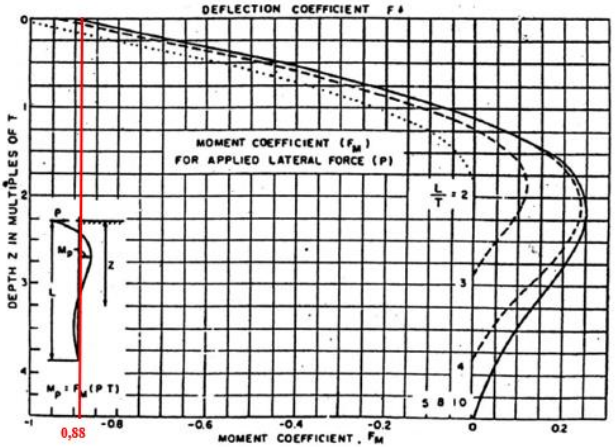

Gambar 4. 127 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* (**Gambar 4.127**) maka didapatkan $F_\delta$ (*deflection coefficient)* = 0,95

$\delta = Fd\left(\frac{HmaxT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$

$\delta = 0,95\left(\frac{10109\ x\ 239,09^3}{338921,82\ x\ 510508,81}\right) \leq 2,5\ cm$

$\delta = 0,35\ cm \leq 2,5\ cm$ **(OK)**




Gambar 4. 128 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Kontrol Momen :
L/T = 6,48
Didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* (**Gambar 4.128**):
Fm (*moment coefficient)* = 0,88
M = Fm ($H_{max}T$) ≤ $M_{bending\ crack}$
M = 0,88 (10,1 x 293,09) ≤ 17 ton m (data tiang pancang)
M = 6,52 ton m ≤ 17 ton m **(OK)**

Rekapitulasi perhitungan kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral tertera pada **Tabel 4.92, 4.93,** dan **4.94**.

Tabel 4. 92 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 1

| Jumlah Tiang | Kombinasi | $H_{max}$ (kg) | $H_{max}$ 1 tiang (kg) | δ (cm) | δ < 2,5 (cm) | $M_{max}$ (ton m) | $M_{crack}$ (ton m) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4 | 0.6D+0.7Ex Max | 6888.1 | 1722.03 | 0.24 | OK | 4.44 | 17.00 | OK |
| 4 | 0.6D+0.7Ex Min | 6201.1 | 1550.28 | 0.21 | OK | 4.00 | 17.00 | OK |
| 4 | 0.6D+0.7Ey Max | 6643.8 | 1660.95 | 0.23 | OK | 4.28 | 17.00 | OK |
| 4 | 0.6D+0.7Ey Min | 6646.3 | 1661.58 | 0.23 | OK | 4.29 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D | 5749.0 | 1437.25 | 0.20 | OK | 3.71 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+1L | 10109.4 | 2527.35 | 0.35 | OK | 6.52 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.75L | 9019.3 | 2254.83 | 0.31 | OK | 5.82 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.75L+0.525Ex Max | 10941.2 | 2735.30 | 0.38 | OK | 7.05 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.75L+0.525Ex Min | 10728.5 | 2682.13 | 0.37 | OK | 6.92 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.75L+0.525Ey Max | 11415.1 | 2853.78 | 0.39 | OK | 7.36 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.75L+0.525Ey Min | 11303.5 | 2825.88 | 0.39 | OK | 7.29 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.7Ex Max | 9084.5 | 2271.13 | 0.31 | OK | 5.86 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.7Ex Min | 8415.5 | 2103.88 | 0.29 | OK | 5.43 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.7Ey Max | 8943.5 | 2235.88 | 0.31 | OK | 5.77 | 17.00 | OK |
| 4 | 1D+0.7Ey Min | 8902.1 | 2225.53 | 0.31 | OK | 5.74 | 17.00 | OK |

Tabel 4. 93 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 2

| Jumlah Tiang | Kombinasi | $H_{max}$ (kg) | $H_{max}$ 1 tiang (kg) | δ (cm) | δ < 2,5 (cm) | $M_{max}$ (ton m) | $M_{crack}$ (ton m) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 36 | 0.6D+0.7Ex Max | 192561.1 | 5348.9194 | 0.739426 | OK | 13.79594 | 17.00 | OK |
| 36 | 0.6D+0.7Ex Min | 195469.1 | 5429.6972 | 0.750592 | OK | 14.00428 | 17.00 | OK |
| 36 | 0.6D+0.7Ey Max | 138707.5 | 3852.9861 | 0.53263 | OK | 9.937627 | 17.00 | OK |
| 36 | 0.6D+0.7Ey Min | 136861 | 3801.6944 | 0.52554 | OK | 9.805335 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D | 7169.7 | 199.15833 | 0.027531 | OK | 0.513669 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+1L | 12442.1 | 345.61389 | 0.047777 | OK | 0.891408 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.75L | 11124 | 309 | 0.042716 | OK | 0.796973 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.75L+0.525Ex Max | 141958.8 | 3943.3 | 0.545115 | OK | 10.17056 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.75L+0.525Ex Min | 149063.9 | 4140.6639 | 0.572398 | OK | 10.67961 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.75L+0.525Ey Max | 111928.2 | 3109.1167 | 0.429799 | OK | 8.019038 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.75L+0.525Ey Min | 105107.9 | 2919.6639 | 0.403609 | OK | 7.530401 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.7Ex Max | 191591.9 | 5321.9972 | 0.735704 | OK | 13.7265 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.7Ex Min | 196438.4 | 5456.6222 | 0.754314 | OK | 14.07373 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.7Ey Max | 141575.4 | 3932.65 | 0.543643 | OK | 10.1431 | 17.00 | OK |
| 36 | 1D+0.7Ey Min | 137830.2 | 3828.6167 | 0.529262 | OK | 9.874773 | 17.00 | OK |

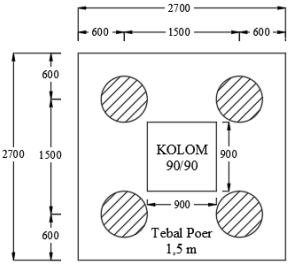
Tabel 4. 94 Kontrol terhadap Gaya Lateral Tipe 3

| Jumlah Tiang | Kombinasi | $H_{max}$ (kg) | $H_{max}$ 1 tiang (kg) | δ (cm) | δ < 2,5 (cm) | $M_{max}$ (ton m) | $M_{crack}$ (ton m) | Cek |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 54 | 0.6D+0.7Ex Max | 156756.2 | 2902.8926 | 0.401291 | OK | 7.487144 | 17.00 | OK |
| 54 | 0.6D+0.7Ex Min | 159179.6 | 2947.7704 | 0.407495 | OK | 7.602893 | 17.00 | OK |
| 54 | 0.6D+0.7Ey Max | 276512.9 | 5120.6093 | 0.707865 | OK | 13.20708 | 17.00 | OK |
| 54 | 0.6D+0.7Ey Min | 270828 | 5015.3333 | 0.693311 | OK | 12.93555 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D | 4737.4 | 87.72963 | 0.012128 | OK | 0.226272 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+1L | 8750.6 | 162.04815 | 0.022401 | OK | 0.417955 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.75L | 7747.4 | 143.47037 | 0.019833 | OK | 0.370039 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.75L+0.525Ex Max | 115407.2 | 2137.1704 | 0.295439 | OK | 5.512192 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.75L+0.525Ex Min | 121544.6 | 2250.8259 | 0.31115 | OK | 5.805333 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.75L+0.525Ey Max | 213000.2 | 3944.4481 | 0.545274 | OK | 10.17353 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.75L+0.525Ey Min | 197505.5 | 3657.5093 | 0.505608 | OK | 9.433452 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.7Ex Max | 155948.4 | 2887.9333 | 0.399223 | OK | 7.448561 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.7Ex Min | 159987.6 | 2962.7333 | 0.409563 | OK | 7.641485 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.7Ey Max | 278407.6 | 5155.6963 | 0.712715 | OK | 13.29758 | 17.00 | OK |
| 54 | 1D+0.7Ey Min | 268933.1 | 4980.2426 | 0.68846 | OK | 12.84505 | 17.00 | OK |

### 4.7.6. Perencanaan *Poer* (*Pile Cap)*

Pada perhitungan perencanaan *poer* diambil salah satu contoh tipe *poer*, yaitu tipe Pondasi *Pile Cap* 1 (**Gambar 4.129**). Berikut data perencanaan yang diperlukan untuk perancangan poer:

- Σ tiang pancang tiap grup = 4
- Diamater tiang pancang = 60 cm
- Dimensi kolom = 900 x 900 $mm^2$
- Dimensi *Pile Cap* = 2,7 x 2,7 x 1,5 $m^3$
- Mutu Beton (f'c) = 35 MPa
- Mutu Baja (fy) = 420 MPa
- Diameter Tulangan (D) = 29 mm
- *Clear Cover* = 75 mm
- λ = 1 (beton normal)
- Tinggi efektif (d) = 1500-75-½ x 29 = 1410,5 mm




Gambar 4. 129 Tampak Atas Pile Cap Tipe 1

$P_{u\ Kolom}$ = 795,97 ton

$P_{u\ Pile}$ = 1,5 x $P_{ijin}$ = 1,5 x 241,22 = 361,84 ton

Diambil SF *Pile Cap* 1,5 karena diasumsikan *pile cap* tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

#### 4.7.6.1. Kontrol Geser Pons pada *Pile Cap*

**a. Akibat Kolom**

Poer 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. Perencanaan geser pons pada poer tersebut dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2.

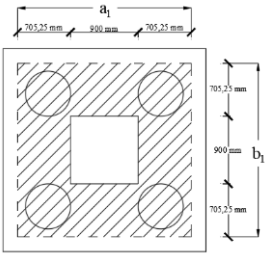
Bagian geser yang terjadi pada geser dua arah adalah pada d/2 dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

$a_1$ = 900 + (705,25 x 2) = 2310,5 mm

$b_1$ = 900 + (705,25 x 2) = 2310,5 mm

U = 2 ($a_1$+$b_1$) = 9242 mm

Ilustrasi daerah geser pons pada Pilecap tipe 1 tertera pada **Gambar 4.130**.



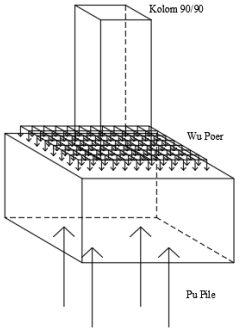

Gambar 4. 130 Ilustrasi Daerah Geser Pons pada Pondasi tipe 1

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk menghitung *punching load* pada *pile cap*. Sehingga *punching load* dapat diasumsikan sama dengan beban kolom ditambah beban *pile cap* sendiri di dalam daerah kritis (d/2), serta dikurang berat dari bagian pile yang terletak di dalam daerah kritis (d/2). *Punching load* bisa diperhitungkan sebagai berikut dan diilustrasikan seperti pada **Gambar 4.131**:

$W_{u\ poer}$ = 1,2 x $BJ_{beton}$ x Luas daerah kritis x tebal pilecap
= 1,2 x 2,4 x $2310,5^2$ x 1,5 = 23,06 ton

$P_{pile}$ = $P_{u\ pile}$ x jumlah pile di daerah kritis
= 361,84 x 4 = 1447,36 ton

$P_{u\ punch}$ = $P_{u\ kolom}$ + $W_{u\ poer}$ - $P_{pile}$
= 795,97 + 23,06 – 1447,36
= 628,32 ton




Gambar 4. 131 Ilustrasi Gaya *Punching Load*

Untuk pondasi tapak nonprategang ($V_c$) ditentukan berdasarkan SNI 22.6.5.2 dan diambil nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$V_{c\,1}$ = $0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\;b_o d$

$V_{c\,2}$ = $0{,}083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c}\;b_o d$

$V_{c\,2}$ = $0{,}33\lambda\sqrt{f'c}\;b_o d$

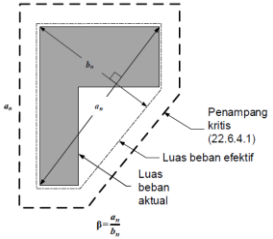
Dimana:

$\alpha_s$ = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi ,40 untuk kolom interior

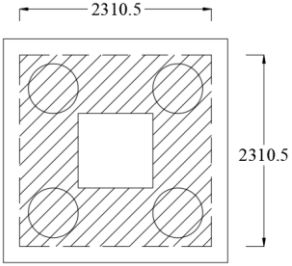
$\beta$ = Rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek kolom
= 900/900 = 1

$b_o$ = Keliling penampang kritis
= 2 ($a_1$ + $b_1$) = 2 (2310,5 + 2310,5)
= 9242 mm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 untuk kolom berbentuk selain bentuk persegi, β diambil dari rasio dimensi rata-rata terbesar dari daerah pembebanan efektif, sampai dimensi tegak lurus terbesar dari daerah pembebanan efektif seperti pada **Gambar 4.132**:




Gambar 4. 132 Ilustrasi Pembebanan Kolom Selain Bentuk Persegi




Gambar 4. 133 Area Kritis Geser Pons Dua Arah Pondasi Tipe 1

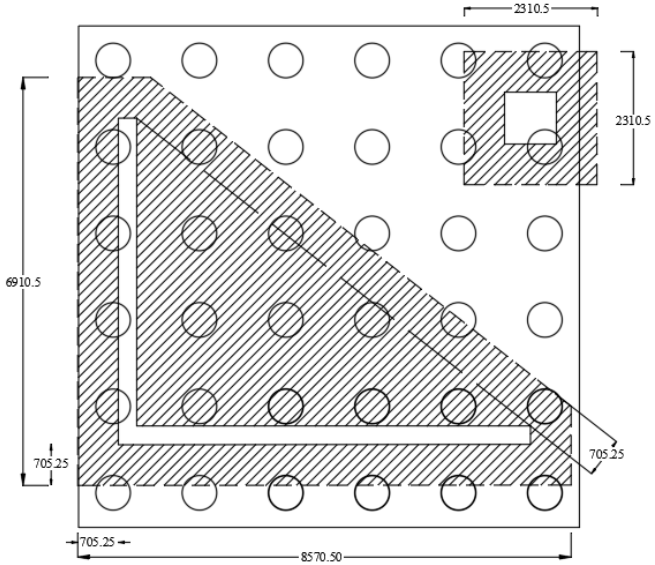
$V_{c\,1}$ $= 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{35}\times 9242\times 1410{,}5$
$= 39.331.748{,}45$ N
$V_{c\,2}$ $= 0{,}083\left(2+\frac{20(1410{,}5)}{9242}\right)1\sqrt{35}\times 9242\times 1410{,}5$
$= 32.340.446{,}79$ N
$V_{c\,3}$ $= 0{,}33(1)\sqrt{35}\times 9242\times 1410{,}5$
$= 25.681.318{,}11$ N
$V_{c\ pakai}$ $= 25.681.318{,}11$ N
$= 2568{,}13$ ton
$\phi V_c$ $= 0{,}75$ x $2568{,}13 = 1926{,}1$ ton
$\phi V_c$ $> P_{u\ punch} = 628{,}32$ ton **(OK)**

Kontrol tegangan geser yang terjadi:
$\tau_c$ $= 0{,}33\sqrt{f'c} = 0{,}33\sqrt{35} = 1{,}97$ MPa
$\tau_u$ $= \frac{P_{u\,punch}}{b_o\times d} = \frac{628{,}31\times 10^4}{9242\times 1410{,}5} = 0{,}48$ MPa
$\tau_u < \tau_c$… (OK)
Dari kontrol tersebut dapat diasumsikan ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser pons yang terjadi.

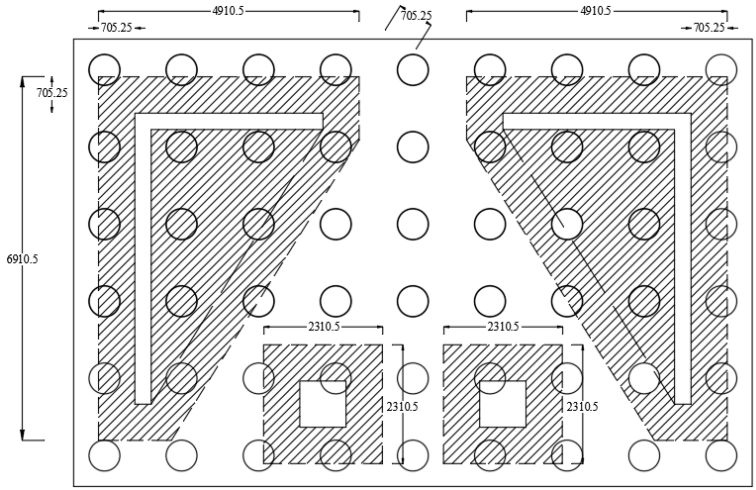
Area kritis geser pons pada Pilecap Tipe 2 dan 3 diilustrasikan pada **Gambar 4.134** dan **4.135.**

Tabel 4. 95 Kontrol Geser dan Tegangan 2 Arah Akibat Kolom

| Tipe Pondasi | $\phi V_c$ (ton) | $P_{u\ Punch}$ (ton) | Kontrol | $\tau_c$ (MPa) | $\tau_u$ (MPa) | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,926.10 | 628.32 | OK | 1.972027 | 0.481991 | OK |
| 2 | 5,287.57 | 2359.14 | OK | 1.972027 | 0.454615 | OK |
| 3 | 7,409.59 | 5005.74 | OK | 1.972027 | 0.620265 | OK |

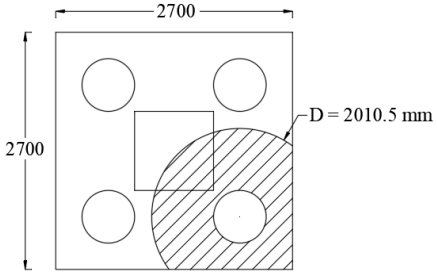



Gambar 4. 134 Area kritis geser pons dua arah Pondasi Tipe 2




Gambar 4. 135 Area kritis geser pons dua arah Pondasi Tipe 3

**b. Akibat Tiang Pancang**




Gambar 4. 136 Area Kritis Akibat 1 Tiang Pancang

$\beta$ = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$= \frac{60}{60} = 1$

D = 600 + 705,25 + 705,25 = 2010,5 mm

$b_o$ = Keliling penampang kritis

$= \pi D = 3,14 \times 2010,5$

$= 6316,172 \text{ mm}^2$

$P_{u\ pile}$ = 361,84 ton
$P_{kolom}$ = Kolom yang berada pada area kritis x $P_{u\ kolom}$
= 0,358 x 795,97
= 284,96 ton
$P_{total}$ = 361,84 – 284,96 = 76,88 ton
$V_{c\ 1}$ $= 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{35}\times 6316{,}172\times 1410{,}5$
= 26.880.122,21 N
$V_{c\ 2}$ $= 0{,}083\left(2+\frac{20(1410{,}5)}{6316{,}172}\right)1\sqrt{35}\times 6316{,}172\times 1410{,}5$
= 28.287.584,52 N
$V_{c\ 3}$ $= 0{,}33(1)\sqrt{35}\times 6316{,}172\times 1410{,}5$
= 17.551.138,62 N
$V_{c\ pakai}$ = 17.551.138,62 N
= 1755,11 ton
$\phi V_c$ = 0,75 x 1755,11 = 1316,34 ton
$\phi V_c$ > $P_{u\ total}$ = 76,88 ton **(OK)**

Kontrol tegangan geser yang terjadi:
$\tau_c$ $= 0{,}33\sqrt{f'c} = 0{,}33\sqrt{35}$ = 1,97 MPa
$\tau_u$ $= \frac{P_{u\ total}}{b_o \times d} = \frac{76{,}88\times 10^4}{6316{,}172\times 1410{,}5}$ = 0,086 MPa
$\tau_u < \tau_c$… (OK)

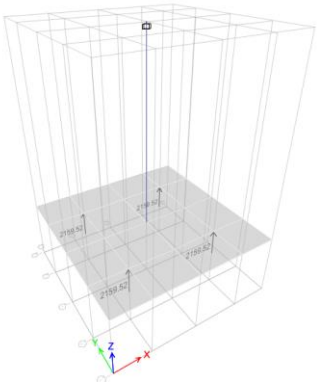
Tabel 4. 96 Kontrol Geser dan Tegangan 2 Arah Akibat Tiang Pancang

| Tipe Pondasi | $\phi V_c$ (ton) | $P_{u\ total}$ (ton) | Kontrol | $\tau_c$ (MPa) | $\tau_u$ (MPa) | Kontrol |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,316.34 | 76.88 | OK | 1.972027 | 0.086295 | OK |
| 2 | 1,316.34 | 361.84 | OK | 1.972027 | 0.406148 | OK |
| 3 | 1,316.34 | 361.84 | OK | 1.972027 | 0.406148 | OK |

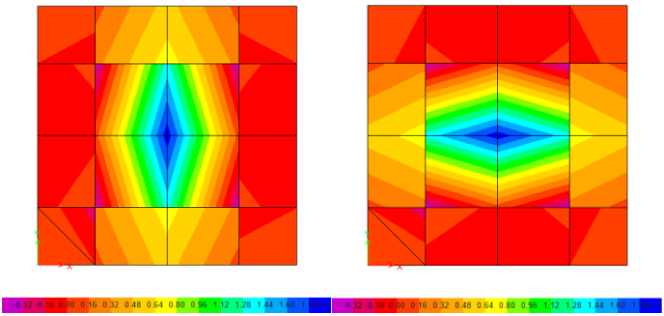
### 4.7.6.2. Penulangan *Pilecap*

Untuk penulangan lentur, momen *pilecap* dianalisa menggunakan program bantu ETABS, sebagai pelat atau *shell* dengan ketebalan 1,5 m. Lalu pelat dijepit atau dikekang dengan

kolom atau *shearwall* yang menumpu pada pilecap tersebut. Sedangkan tiang pancang dimodelkan sebagai beban $P_{max}$ yang melawan arah gravitasi dan ditambah dengan berat sendiri dari *pilecap*. Berikut merupakan hasil permodelan dari *pilecap* tipe 1, 2, dan 3. **Gambar 4.137** dan **4.138** merupakan permodelan serta diagram momen yang terjadi pada Pilecap tipe 1.



Gambar 4. 137 Permodelan 3D Pilecap Tipe 1



(a) (b)

Gambar 4. 138 M11 (a) dan M22 (b) pada Pilecap Tipe 1

Pada perhitungan penulangan *pilecap* kali ini akan diberikan contoh perhitungan dari *Pilecap* Tipe 1.

- Penulangan *Pilecap* Tipe 1 Arah X (M11)
  Dari hasil permodelan pada ETABS didapatkan:
  $M_u$ Positif = 1855,42 kNm = 1855421000 Nmm
  $M_u$ Negatif = 417,47 kNm = 417468000 Nmm
  $d_x$ = 1500 – 75 – 0,5(29) = 1410,5 mm
  $d_y$ = 1500 – 75 – 29 – 0,5(29) = 1381,5 mm

- Penulangan Tarik (Bawah)
  $R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{1855421000}{0{,}9 \times 2700 \times 1410{,}5^2}$ = 0,384 Mpa
  $\rho_{min1} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420}$ = 0,0033
  $\rho_{min2} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{35}}{420}$ = 0,00352
  Maka, $\rho_{min\ pakai}$ = 0,00352
  $m = \frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,12
  $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}12 \times 0{,}384}{420}}\right)$ = 0,00092
  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min}$ = 0,00352
  $A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,00352 x 1000 x 1410,5
  = 4967,04 mm$^2$
  $s = \frac{0{,}25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{s\ perlu}} = \frac{0{,}25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4967{,}04}$
  = 132,98 mm ≈ 100 mm

  **∴ Digunakan Tulangan Tarik Arah X D29 – 100 mm**

- Penulangan Tekan (Atas)
  $R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{417468000}{0{,}9 \times 2700 \times 1410{,}5^2}$ = 0,086 Mpa
  $\rho_{min1} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420}$ = 0,0033
  $\rho_{min2} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{35}}{420}$ = 0,00352

Maka, $\rho_{min\ pakai}$ = 0,00352

m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,12

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}12 \times 0{,}086}{420}}\right)$ = 0,00021

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min}$ = 0,00352

$A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,00352 x 1000 x 1410,5

= 4967,04 mm$^2$

s = $\frac{0{,}25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{s\ perlu}} = \frac{0{,}25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4967{,}04}$

= 132,98 mm ≈ 100 mm

**∴ Digunakan Tulangan Tekan Arah X D29 – 100 mm**

- Penulangan *Pilecap* Tipe 1 Arah Y (M22)
  Dari hasil permodelan pada ETABS didapatkan:
  $M_u$ Positif = 1855,42 kNm = 1855421000 Nmm
  $M_u$ Negatif = 417,47 kNm = 417468000 Nmm
  $d_x$ = 1500 – 75 – 0,5(29) = 1410,5 mm
  $d_y$ = 1500 – 75 – 29 – 0,5(29) = 1381,5 mm

- Penulangan Tarik (Bawah)
  $R_n$ = $\frac{Mu}{\emptyset \times b \times dy^2} = \frac{1855421000}{0{,}9 \times 2700 \times 1381{,}5^2}$ = 0,4 Mpa
  $\rho_{min1}$ = $\frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420}$ = 0,0033
  $\rho_{min2}$ = $\frac{0{,}25 \times \sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{35}}{420}$ = 0,00352
  Maka, $\rho_{min\ pakai}$ = 0,00352
  m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,12
  $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14,12}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 14,12\times 0,4}{420}}\right) = 0,00096$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min} = 0,00352$

$A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d = 0,00352 \text{ x } 1000 \text{ x } 1381,5$

$= 4864,92 \text{ mm}^2$

$s = \frac{0,25\times\pi\times\phi^2\times 1000}{A_{s\ perlu}} = \frac{0,25\times\pi\times 29^2\times 1000}{4864,92}$

$= 135,77 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$

**∴ Digunakan Tulangan Tarik Arah Y D29 – 100 mm**

- Penulangan Tekan (Atas)

$R_n = \frac{Mu}{\emptyset\times b\times dy^2} = \frac{417468000}{0,9\times 2700\times 1381,5^2} = 0,09 \text{ Mpa}$

$\rho_{min1} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$

$\rho_{min2} = \frac{0,25\times\sqrt{fc'}}{fy} = \frac{0,25\times\sqrt{35}}{420} = 0,00352$

Maka, $\rho_{min\ pakai} = 0,00352$

$m = \frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{420}{0,85\ x\ 35} = 14,12$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14,12}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 14,12\times 0,09}{420}}\right) = 0,00022$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min} = 0,00352$

$A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d = 0,00352 \text{ x } 1000 \text{ x } 1381,5$

$= 4864,92 \text{ mm}^2$

$s = \frac{0,25\times\pi\times\phi^2\times 1000}{A_{s\ perlu}} = \frac{0,25\times\pi\times 29^2\times 1000}{4864,92}$

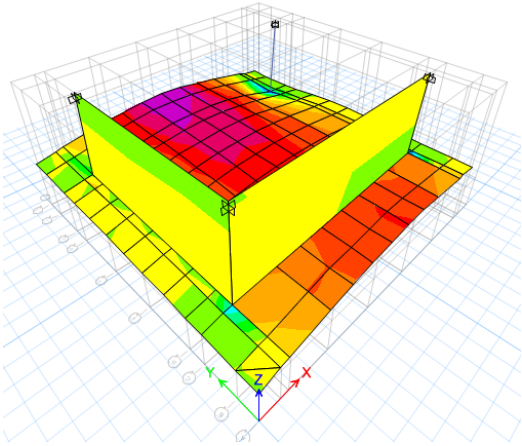
$= 135,77 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$

**∴ Digunakan Tulangan Tekan Arah Y D29 – 100 mm**

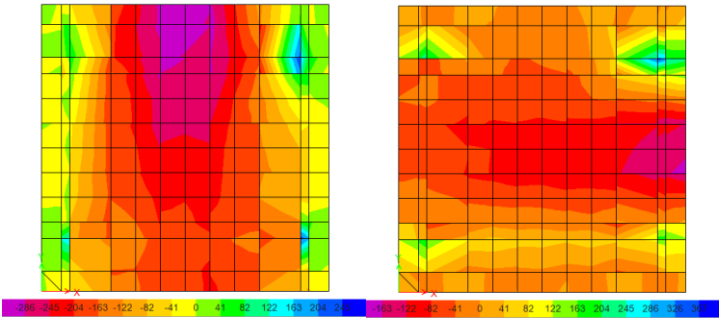
Tabel 4. 97 Rekapitulasi Penulangan *Pilecap*

| Tipe Pilecap | Tulangan | M11 (kNm) | M22 (kNm) | Tulangan Pakai Arah X | Tulangan Pakai Arah Y |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Tarik (Bawah) | 1855.42 | 1855.421 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |
| | Tekan (Atas) | 417.47 | 417.47 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |
| 2 | Tarik (Bawah) | 254.20 | 254.20 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |
| | Tekan (Atas) | 316.67 | 316.67 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |
| 3 | Tarik (Bawah) | 157.43 | 197.59 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |
| | Tekan (Atas) | 109.98 | 103.56 | D29 - 100 mm | D29 - 100 mm |

**Gambar 4.139** dan **4.140** berturut-turut merupakan diagram momen yang terjadi pada Pilecap tipe 2. Serta, **Gambar 4.141, 4.142**, dan **4.143** merupakan diagram momen yang terjadi pada Pilecap tipe 3.

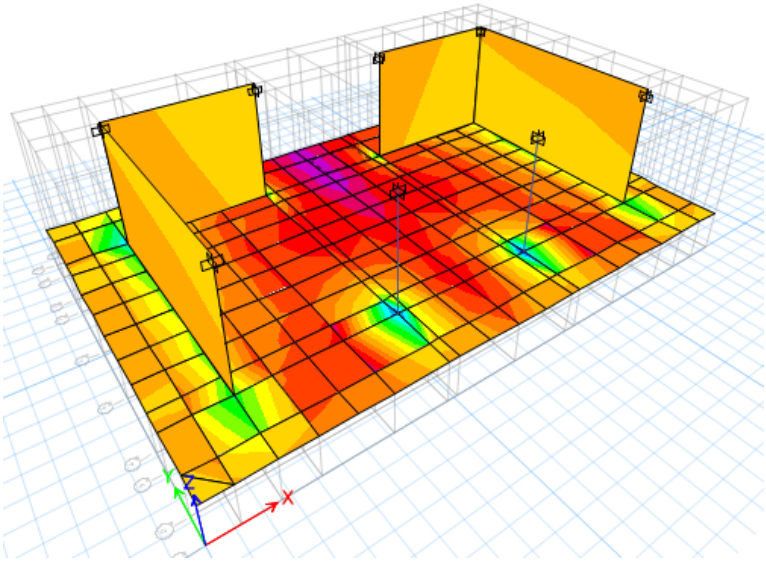



Gambar 4. 139 Permodelan *Pilecap* Tipe 2

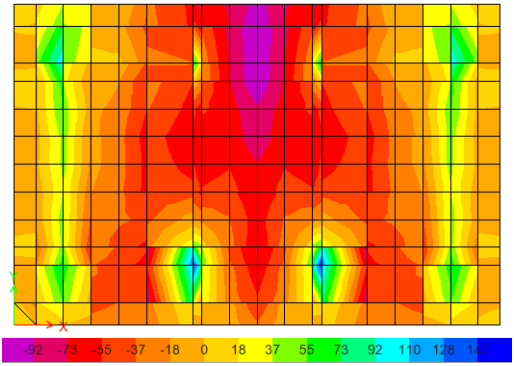


(a) (b)

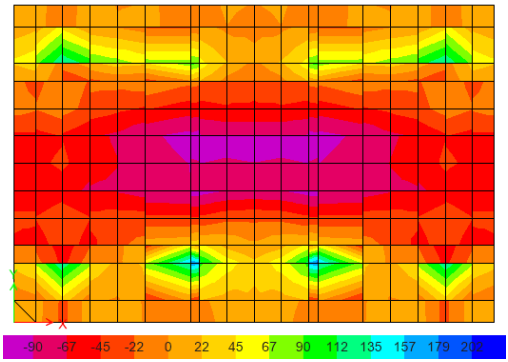
Gambar 4. 140 M11 (a) dan M22 (b) pada Pilecap Tipe 2



Gambar 4. 141 Permodelan *Pilecap* Tipe 3




Gambar 4. 142 M11 pada Pilecap Tipe 3




Gambar 4. 143 M22 pada Pilecap Tipe 3

**4.7.6.3. Penulangan Tusuk Konde**

Dalam perhitungan tulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2019 yaitu sebesar 2% dari *inner* diameter tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 600 mm dengan ketebalan 100 mm.

Inner diameter = 600 – 2 x 100 = 400 mm

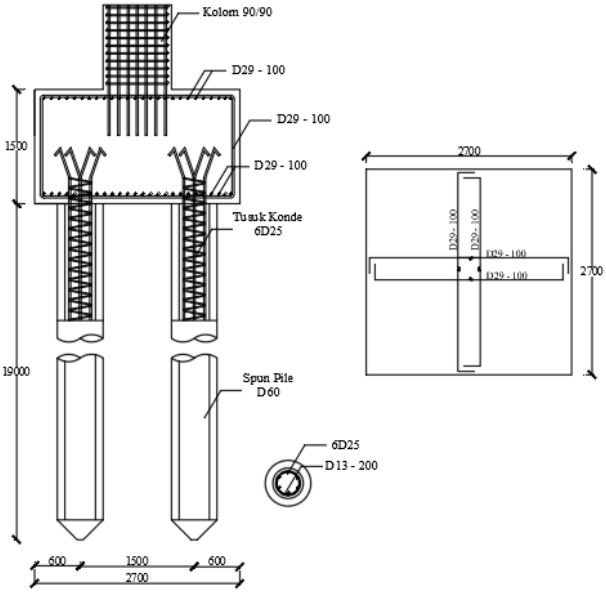
$A_{s\ perlu}$ $= \rho \times 0{,}25\pi \times d^2 = 0{,}02 \times 0{,}25\pi \times 400^2$

$= 2513{,}27\ mm^2$

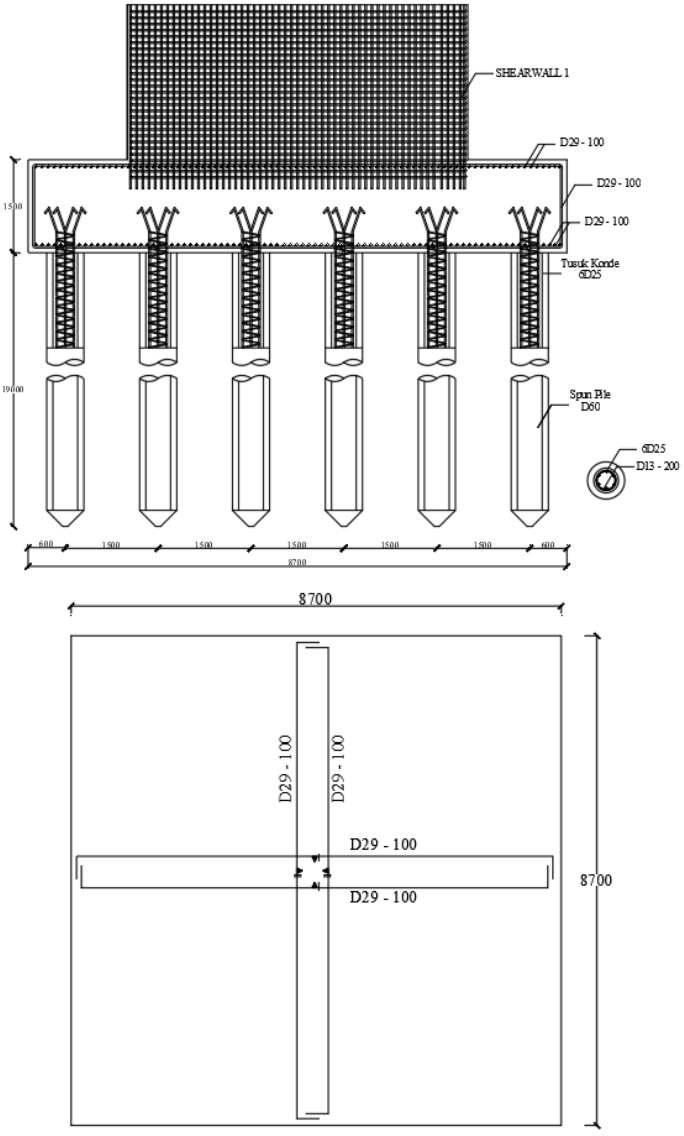
n $= \frac{2513,27}{0,25 \times \pi \times 25^2} = 5,1 \approx 6$ buah

Digunakan tulangan tusuk konde 6D25

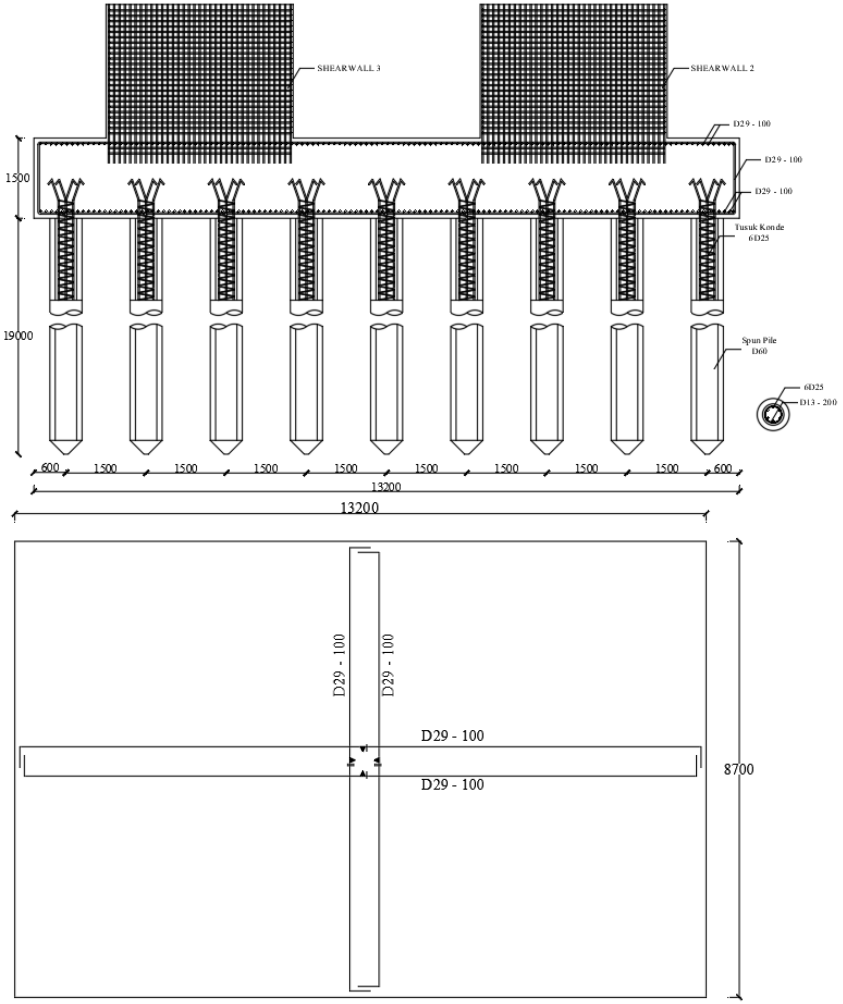
Detail penulangan pilecap diilustrasikan pada **Gambar 4.144, 4.145,** dan **4.146.**




Gambar 4. 144 Penulangan *Pilecap* Tipe 1




Gambar 4. 145 Penulangan *Pilecap* Tipe 2




Gambar 4. 146 Penulangan *Pilecap* Tipe 3

### 4.7.7. Perencanaan *Basement*

#### 4.7.7.1. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa yang ditahan. Perencanaan dinding penahan tanah menggunakan sistem pelat vertikal. Tinggi *basement* yang direncanakan memiliki ketinggan 3 m. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar q = 1 t/m$^2$. Berikut merupakan data perencanaan yang digunakan dalam analisa tegangan horizontal :

| | |
|---|---|
| Mutu beton (f 'c) | = 35 MPa |
| Mutu baja (fy) | = 420 MPa |
| Tebal dinding (t) | = 300 mm |
| Diameter tulangan | = 16 mm |
| Dimensi dinding | = 3 x 7,5 m (Paling besar) |
| Kedalaman *basement* | = 3 m |
| Tebal selimut beton | = 40 mm |
| $\gamma_{sat}$ | = 1,65 t/m' |
| $\gamma_{air}$ | = 1 t/m' |
| $\gamma$' | = 1,65 – 1 = 0,65 t/m' |
| $\phi$ | = 0 |
| c' | = 0,68 t/m$^2$ (dari data tanah) |
| $q_{surcharge}$ | = 1 t/m$^2$ |

- Tekanan Aktif Tanah

  $\sigma_v$' (0) = q + ($\gamma$' x h) = 1 + (0,65 x 0) = 1 t/m$^2$

  $\sigma_v$' (3) = $\sigma_{v\,1}$ + ($\gamma$' x h)
  = 1 + (0,65 x 3)
  = 2,94 t/m$^2$

  $K_a$ = $tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = tan^2\left(45 - \frac{0}{2}\right)$ = 1

  $\sigma_h$' (0) = $(\sigma_v' \times K_a) - \left(2 \times c' \times \sqrt{K_a}\right)$
  = $(1 \times 1) - \left(2 \times 0{,}68 \times \sqrt{1}\right)$
  = -0.36 ≈ 1 t/m$^2$

$\sigma_h$ total (0) = $\sigma_h$' + ($\gamma_{air}$ x h) = 1 + (1 x 0) = 1 t/m$^2$

$\sigma_h$' (3) = $(\sigma_v' \times K_a) - \left(2 \times c' \times \sqrt{K_a}\right)$

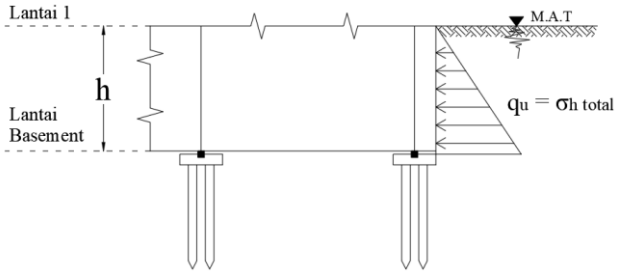
= $(2{,}94 \times 1) - \left(2 \times 0{,}68 \times \sqrt{1}\right)$

= 1,58 t/m$^2$

$\sigma_h$ total (3) = $\sigma_h$' + ($\gamma_{air}$ x h) = 1,58 + (1 x 3) = 4,58 t/m$^2$

Sehingga pada kedalaman 3 meter didapat tekanan tanah horizontal sebesar 4,58 ton/m$^2$ = 45,8 kN/m$^2$.

Gaya tegangan horizontal yang bekerja pada dinding basement diilustrasikan pada **Gambar 4.147.**




Gambar 4. 147 Diagram Tegangan pada Dinding *Basement*

β = $\frac{Ly}{Lx}$ (β ≥ 2 → Pelat 1 arah, β < 2 → pelat 1 arah)

β = $\frac{Ly}{Lx} = \frac{7500}{3000} = 2{,}5 \rightarrow 1\ arah$

dx = 300 – 40 – 16/2 = 252 mm

dy = 300 – 40 – 16 – 16/2 = 236 mm

Untuk mutu beton f'c = 35 MPa berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3 harga dari $\beta_1$ adalah sebagai berikut:

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}005\frac{f'c-28}{7} = 0{,}8$

Menentukan Batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$\rho_{min}$ = 0,0025 (SNI 2847:2019 Pasal 11.6.1)

Penulangan pokok dinding *basement* pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah.

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh dengan Ly/Lx = 2,5 didapat persamaan momen sebagai berikut:

$M = 0{,}001 \times qu \times Lx^2 \times X$

Mulx (+) = X1 → 42 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mulx (+) = 0,001 x 4,86 x $3^2$ x 42 = 17,31 kNm

Muly (+) = X2 → 10 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muly (+) = 0,001 x 4,86 x $3^2$ x 10 = 4,12 kNm

Mutx (-) = X3 → 83 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mutx (-) = 0,001 x 4,86 x $3^2$ x 83 = 34,2 kNm

Muty (-) = X4 → 57 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muty (-) = 0,001 x 4,86 x $3^2$ x 57 = 23,49 kNm

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**

- Besaran momen yang digunakan:
  Mulx (+) = Mutx (-) = 34,2 kNm = 34200449 Nmm
  m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,12
  Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{34200449}{0{,}9 \times 1000 \times 252^2}$ = 0,598 Mpa
- Rasio tulangan:
  $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{14{,}12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14{,}12 \times 0{,}598}{420}}\right) = 0{,}001439$
  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min} = 0{,}0025$
- Perhitungan kebutuhan tulangan arah X:
  $A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,0025 x 1000 x 252 = 630 $mm^2$

- Jumlah tulangan per meter

  n $= \frac{A_s\ perlu}{A_s\ tulangan} = \frac{630}{210,06}$ = 3,13 ≈ 4 buah
- Jarak tulangan

  $s_{max\ 1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)

  $s_{max\ 2}$ = 3t = 3 x 300 = 900 mm

  $s_{pakai} = \frac{1000}{4}$ = 250 mm < $s_{max}$ (OK)

  $A_{s\ pasang}$ = n x $A_{s\ tulangan}$

  $A_{s\ pasang}$ = 4 x 201,06 = 804,25 $mm^2$ > $A_{s\ perlu}$ = 630 $mm^2$

**∴ Digunakan tulangan lentur arah X (Vertikal) = D16 – 250**

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y**

- Besaran momen yang digunakan:

  Muly (+) = Muty (-) = 23,49 kNm = 23487055 Nmm

  m $= \frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{420}{0,85\ x\ 35}$ = 14,12

  Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dy^2} = \frac{23487055}{0,9 \times 1000 \times 236^2}$ = 0,469 Mpa
- Rasio tulangan:

  $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,469}{420}}\right)$ = 0,001125

  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{min}$ = 0,0025
- Perhitungan kebutuhan tulangan arah Y:

  $A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,0025 x 1000 x 236 = 590 $mm^2$
- Jumlah tulangan per meter

  n $= \frac{A_s\ perlu}{A_s\ tulangan} = \frac{590}{210,06}$ = 2,93 ≈ 4 buah
- Jarak tulangan

  $s_{max\ 1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)

  $s_{max\ 2}$ = 3t = 3 x 300 = 900 mm

  $s_{pakai} = \frac{1000}{4}$ = 250 mm < $s_{max}$ (OK)

  $A_{s\ pasang}$ = n x $A_{s\ tulangan}$

$A_{s\ pasang}$ = 4 x 201,06 = 804,25 $mm^2$ > $A_{s\ perlu}$ = 590 $mm^2$

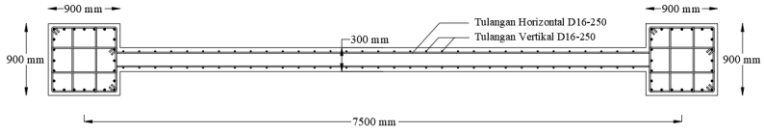
**∴ Digunakan tulangan lentur arah Y(Horizontal) = D16 – 250**

### 4.7.7.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding *Basement*

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 11.3.1.1 yang menyatakan bahwa tebal dinding *basement* eksterior dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm.

Dinding *basement* yang dipakai 300 mm. (OK)

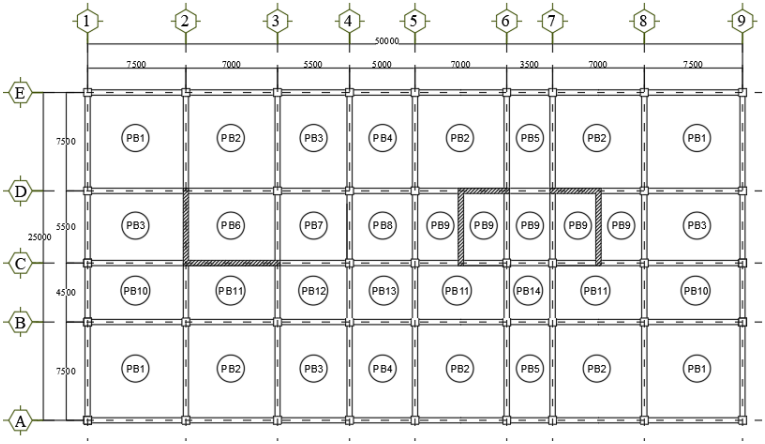
Detail penulangan dinding basement diilustrasikan pada **Gambar 4.148.**




Gambar 4. 148 Detail Penulangan Dinding *Basement*

### 4.7.7.3. Perencanaan Pelat *Basement*

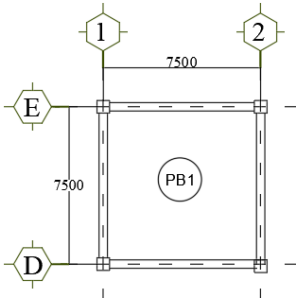
Pada pelat *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air. Kondisi kedua adalah pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan. Denah pelat basement tertera pada **Gambar 4.149.**




Gambar 4. 149 Denah Pelat *Basement*

Pada perencanaan ini akan diberikan contoh perhitungan pada Pelat *Basement* 1 (PB1) (**Gambar 4.150**). Berikut merupakan data-data perencanaan pelat *basement*:

$L_y$ = 7500 mm
$L_x$ = 7500 mm
Tebal pelat = 300 mm
Selimut beton = 75 mm
Mutu beton = 35 MPa
Mutu baja = 420 MPa
Berat jenis air = 1000 kg/m$^3$
D tulangan = 16 mm




Gambar 4. 150 Pelat *Basement* (PB 1) yang ditinjau

Beban yang terjadi:

- Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya *uplift* yang bekerja dengan sebagai berikut:

Elevasi M.A.T = 0 m

Elevasi *basement* = -3,00 m

$q_{air}$ = $h_{air}$ x berat jenis air

= 3 x 1000 = 3000 kg/$m^2$

- Akibat beban parkir

Beban Mati:

Pelat = 0,3 x 2400 = 720 kg/$m^2$

Spesi (2 cm) = 21 x 2 = 42 kg/$m^{2s}$

$q_D$ = 762 kg/$m^2$

Beban Hidup:

qL *basement* = 800 kg/$m^2$ (PPIUG 1983 Tabel 13.1)

$q_L$ = 800 kg/$m^2$

$q_u$ = 1,2 $q_D$ + 1,6 $q_L$ = 1,2(762) + 1,6(800)

= 2194,4 kg/$m^2$

Dari dua kondisi tersebut digunakan beban $q_u$ maksimum yang terjadi untuk perencanaan pelat *basement*.

$q_u$ = 3000 kg/$m^2$ = 30 kN/$m^2$

$\beta$ = $\frac{Ly}{Lx}$ ($\beta \geq 2 \rightarrow$ Pelat 1 arah, $\beta < 2 \rightarrow$ pelat 1 arah)

$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{7500}{7500} = 1 \rightarrow 2\ arah$

dx = 300 – 75 – 16/2 = 217 mm

dy = 300 – 75 – 16 – 16/2 = 201 mm

Untuk mutu beton f'c = 35 MPa berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3 harga dari $\beta_1$ adalah sebagai berikut:

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}005\frac{f'c-28}{7} = 0{,}8$

Menentukan Batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$\rho_{min} = \frac{0{,}0018\ x\ 420}{fy} = 0{,}0018$ (SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2)

Penulangan pokok pelat *basement* pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah.

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh dengan Ly/Lx = 1 didapat persamaan momen sebagai berikut:

$M = 0{,}001 \times qu \times Lx^2 \times X$

Mulx (+) = X1 → 21 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mulx (+) = 0,001 x 30 x $7{,}5^2$ x 21 = 35,44 kNm

Muly (+) = X2 → 21 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muly (+) = 0,001 x 30 x $7{,}5^2$ x 21 = 35,44 kNm

Mutx (-) = X3 → 52 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Mutx (-) = 0,001 x 30 x $7{,}5^2$ x 52 = 87,75 kNm

Muty (-) = X4 → 52 (PBI 1971, Tabel 13.3.1)
Muty (-) = 0,001 x 30 x $7{,}5^2$ x 57 = 87,75 kNm

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**

- Besaran momen yang digunakan:
  Mulx (+) = Mutx (-) = 87,75 kNm = 87750000 Nmm
  m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ f'c} = \frac{420}{0{,}85\ x\ 35}$ = 14,12
  Rn = $\frac{Mu}{\emptyset \times b \times dx^2} = \frac{87750000}{0{,}9 \times 1000 \times 217^2}$ = 2,07 Mpa
- Rasio tulangan:
  $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$$= \frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,07}{420}}\right) = 0,00512$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0,00512$

- Perhitungan kebutuhan tulangan arah X:
  $A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,00512 x 1000 x 217 = 1109,85 mm$^2$
- Jumlah tulangan per meter
  n $= \frac{A_{s\ perlu}}{A_{s\ tulangan}} = \frac{1109,85}{210,06}$ = 5,52 ≈ 6 buah
- Jarak tulangan
  $s_{max\ 1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)
  $s_{max\ 2}$ = 3t = 3 x 300 = 900 mm
  $s_{pakai} = \frac{1000}{6}$ = 166,67 ≈ 150 mm < $s_{max}$ (OK)
  $A_{s\ pasang}$ = n x $A_{s\ tulangan}$
  $A_{s\ pasang}$ = 6 x 201,06 = 1206,37 mm$^2$ > $A_{s\ perlu}$ = 1109,85 mm$^2$

**∴ Digunakan tulangan lentur arah X = D16 – 150 mm**

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y**
  - Besaran momen yang digunakan:
    Muly (+) = Muty (-) = 87,75 kNm = 87750000 Nmm
    m $= \frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{420}{0,85\ x\ 35}$ = 14,12
    Rn $= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times dy^2} = \frac{87750000}{0,9 \times 1000 \times 201^2}$ = 2,41 Mpa
  - Rasio tulangan:
    $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$
    $= \frac{1}{14,12}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,41}{420}}\right) = 0,006$
    $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , maka digunakan $\rho_{perlu} = 0,006$
  - Perhitungan kebutuhan tulangan arah Y:
    $A_{s\ perlu} = \rho \times b \times d$ = 0,006 x 1000 x 201 = 1206,02 mm$^2$
  - Jumlah tulangan per meter
    n $= \frac{A_{s\ perlu}}{A_{s\ tulangan}} = \frac{1206.02}{210,06}$ = 5,98 ≈ 6 buah

- Jarak tulangan

  $s_{max\ 1}$ = 450 mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)

  $s_{max\ 2}$ = 3t = 3 x 300 = 900 mm

  $s_{pakai} = \frac{1000}{6}$ = 166,67 ≈ 150 mm < $s_{max}$ (OK)

  $A_{s\ pasang}$ = n x $A_{s\ tulangan}$

  $A_{s\ pasang}$ = 6 x 201,06 = 1206,37 mm$^2$ > $A_{s\ perlu}$ = 1206,02 mm$^2$

**∴ Digunakan tulangan lentur arah Y = D16 – 150 mm**

Rekapitulasi perhitungan pelat basement tertera pada **Tabel 4.98.**

Tabel 4. 98 Rekapitulasi Perhitungan Pelat *Basement*

| Tipe | Dimensi | | Tipe Arah | Tebal Pakai | Tulangan Arah X | Tulangan Arah Y |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ly | Lx | | | | |
| | mm | mm | | mm | | |
| PB1 | 7500 | 7500 | 2 Arah | 300 | D16 - 150 | D16 - 150 |
| PB2 | 7500 | 7000 | 2 Arah | 300 | D16 - 150 | D16 - 150 |
| PB3 | 7500 | 5500 | 2 Arah | 300 | D16 - 200 | D16 - 250 |
| PB4 | 7500 | 5000 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB5 | 7500 | 3500 | 1 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB6 | 7000 | 5500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB7 | 5500 | 5500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB8 | 5500 | 5000 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB9 | 5500 | 3500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB10 | 7500 | 4500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB11 | 7000 | 4500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB12 | 5500 | 4500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB13 | 5000 | 4500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |
| PB14 | 4500 | 3500 | 2 Arah | 300 | D16 - 250 | D16 - 250 |

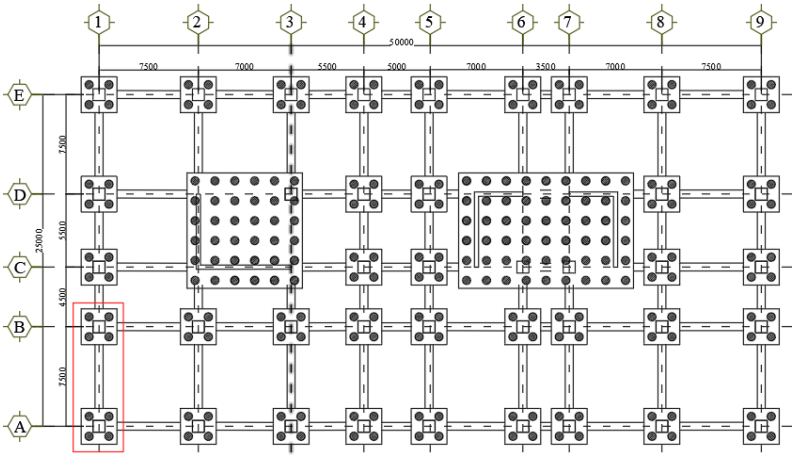
### 4.7.8. Perencanaan Sloof

Struktur sloof 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 sloof meliputi beban lateral dan beban aksial yang berasal dari 10% beban kolom. Adapun data – data perencanaan sloof sebagai berikut:

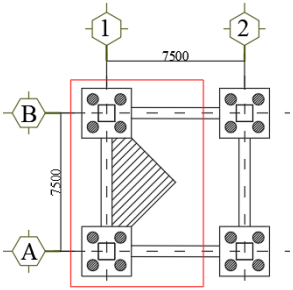
- L = 7,5 m
- b = 500 mm
- h = 750 mm

- Ag = 375000 $mm^2$
- f'c = 35 MPa
- fy = 420 MPa
- Cover = 50 mm
- $D_{utama}$ = 25 mm
- $D_{sengkang}$ = 16 mm
- d = 750 – (50 + 16 + 25/2) = 671,5 mm

Denah sloof serta luasan tributary sloof yang ditinjau berturut-turut tertera pada **Gambar 4.151** dan **4.152.**




Gambar 4. 151 Denah Sloof




Gambar 4. 152 Luasan *tributary* sloof yang ditinjau

**4.7.8.1. Penulangan Sloof**

Pembebanan sloof untuk beban lateral direncanakan dalam dua keadaan, yaitu terbebani akibat beban kendaraan dan akibat beban *uplift*. Dari dua keadaan tersebut akan ditinjau untuk mendapatkan kondisi terkritis.

Sloof diasumsikan berperilaku seperti kolom karena menerima beban lentur dan aksial sehingga dalam perhitungan ini digunakan program bantu SpColumn untuk mengetahui diagram interaksi pada sloof. Berikut adalah pembebanan yang diperhitungkan dalam perencaanaan Sloof.

- Berat sendiri sloof
  q = 0,5 m x 0,75 m x 2400 kg/$m^3$ = 900 kg/m
- Berat dinding *basement*
  q = 3 m x 0,3 m x 2400 kg/$m^3$ = 2160 kg/m
- Beban pelat *basement*
  $q_D$ = 762 kg/$m^2$ (sesuai pada perhitungan pelat *basement*)
  $q_L$ = 800 kg/$m^2$ (beban *basement* PPIUG 1983)
- Beban *Uplift*
  q = 3 x 1000 kg/$m^3$ = 3000 kg/$m^2$

- Akibat Beban Kendaraan
  $q_u$ = $1,2q_D + 1,6\ q_L$
  = 1,2 (900 + 2160 + (762 x 1,875)) + 1,6 (800 x 1,875)
  = 7786,5 kg/m
  $M_u$ = 1/8 x q x $L^2$
  = 1/8 x 7786,5 x $7,5^2$
  = 54748,83 kgm = 547,49 kNm

- Akibat Beban Uplift
  qu = 1,4qD
  = 1,4 (900 + 2160 + (762 x 1,875) – (3000 x 1,875))
  = -1590,75 kg/m
  Mu = 1/8 x q x $L^2$
  = 1/8 x 1590,75 x $7,5^2$

= 11184,96 kgm = 111,85 kNm

Maka, kondisi yang digunakan dalam perencanaan sloof kali ini adalah akibat beban kendaraan dengan $M_u$ = 547,49 kNm.

- **Penulangan Lentur**

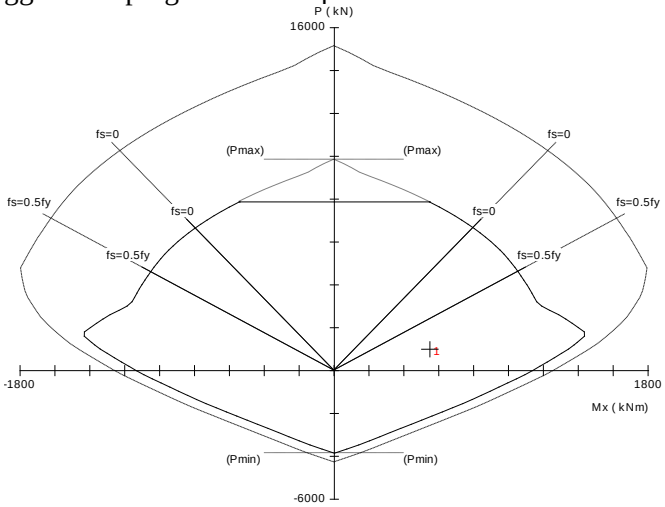
Pada perencanaan ini akan digunakan penulangan sloof 20 D25. Untuk beban yang diinput ialah:

P = 10% $P_u$

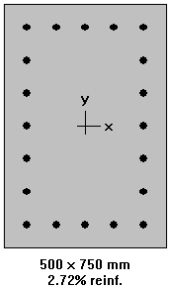
= 10% x 9977,51 kN = 997,751 kN

$M_u$ = 547,49 kNm

Pada **Gambar 4.153** adalah diagram P-M hasil analisa menggunakan program bantu SpColumn.




Gambar 4. 153 Diagram Interaksi P-M Sloof




Gambar 4. 154 Ilustrasi Penulangan Lentur Sloof

$M_u$ = 547,49 kNm
$\phi M_n$ = 1339,29 kNm > $M_u$ (OK)

- **Penulangan Geser**

Penulangan geser sloof akan direncanakan seperti perencanaan geser pada balok.

$V_u$ = ½ x q x L
= ½ x 7786,5 x 7,5
= 29199,375 kg = 291993,75 N

$V_c$ = $0{,}17 \sqrt{f'c}\, bd$
= 337675,04 N

$\phi V_c$ = 253256,28 N

$0{,}5\ \phi V_c$ = 126628,14 N

$V_{s\,min}$ = $0{,}062 \sqrt{f'c}\, bd$
= 124145,24 N

$\phi(V_c+V_{smin})$ = 346365,2 N

Syarat:
Kondisi 1:
$V_u \leq 0{,}5\ \phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi
Kondisi 2:
$0{,}5\ \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ tidak memenuhi
Kondisi 3:
$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c+V_{smin}) \rightarrow$ memenuhi

Oleh karena kondisi 3 persyaratan tulangan geser memenuhi, maka diperlukan tulangan geser pada perencanaan balok anak ini.

$s_{max1}$ $= \frac{d}{2} = \frac{671,5}{2} = 335,75$ mm

$s_{max2}$ $= 600$ mm

$s_{pakai}$ $= 200$ mm

$D_{sengkang}$ $= 16$ mm, As $= 201,06$ mm$^2$

Sengkang $= 2$ kaki

fy sengkang $= 420$ MPa

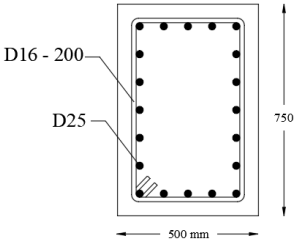
Av $= 2 \times As\ D16 = 2 \times 201,06 = 402,12$ mm$^2$

$V_{s\ pakai}$ $= \frac{Av\ fy\ d}{Spakai} = \frac{402,12(420)(671,5)}{200}$

$= 567054,96$ N $> V_{s\ min}$ (OK)

**∴ Maka, digunakan tulangan geser D16-200 mm**

Detail penulangan sloof diilustrasikan pada **Gambar 4.155.**




Gambar 4. 155 Potongan Sloof

## 4.8. Metode Pelaksanaan Konstruksi

### 4.8.1. Umum

Metode konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi terbarukan saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kekuatan sistem struktur merupakan salah satu permintaan yang besar. Metode pelaksanaan merupakan salah satu faktor penting yang sangat berkaitan dalam desain beton pracetak. Sebelum adanya perencanaan, terlebih dahulu perlu adanya pertimbangan apakah struktur yang akan dibangun dapat terealisasikan di

lapangan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material material pendukung yang digunakan dalam pelaksanaan metode beton pracetak.

### 4.8.2. Fabrikasi Beton Pracetak

Proses produksi elemen pracetak dilakukan secara fabrikasi di dalam suatu industry beton pracetak. Berikut merupakan hal – hal yang perlu dipertimbangkan dalam proses fabrikasi:

a. Perlu adanya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
b. Adanya keterbatasan fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk produk pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang telah disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

### 4.8.3. Pengangkatan dan Penempatan *Crane*

Berikut merupakan elemen struktur pracetak yang direncanakan :

1. Balok Induk (50/70) dengan bentang 7,5 m.
   W = 2400 x 0,5 x 0,7 x 7,5 m = 6300 kg
2. Balok Anak (35/50) dengan bentang 7,5 m.
   W = 2400 x 0,35 x 0,5 x 7,5 m = 3150 kg
3. Pelat tebal 14 cm dengan dimensi 3,75 x 7,5 m.
   W = 2400 x 0,14 x 3,75 x 7,5 m = 9450 kg

Maka dari itu, dibutuhkan kapasitas *crane* yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu pelat 3,75 x 7,5 m sebesar 9450 kg = 10 ton. Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum *crane* yang digunakan.
2. Metode pengangkatan.
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak.

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentukan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower *crane* untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower *crane* harus disesuaikan antara kemampuan angkat *crane* dengan berat elemen pracetak. Berikut merupakan spesifikasi *crane* yang digunakan dalam perencanaan :

1. Jenis Crane POTAIN MD 265C J12.
2. Jarak jangkau maksimum 65 m dengan beban maksimum 12 ton.
3. Tower *crane* yang digunakan 1 buah.

### 4.8.4. Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik.
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek.
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir.

Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk temel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Di areal lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak mempergunakan tower *crane*.

### 4.8.5. Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

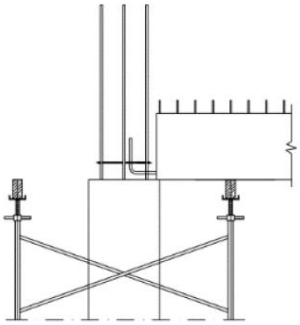
#### 4.8.5.1. Pemasangan Elemen Balok Induk dan Balok Anak

Pemasangan balok pracetak dilakukan setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah

tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran setempat pada sambungan balok – kolom dan pengecoran *overtopping* pelat dan balok.

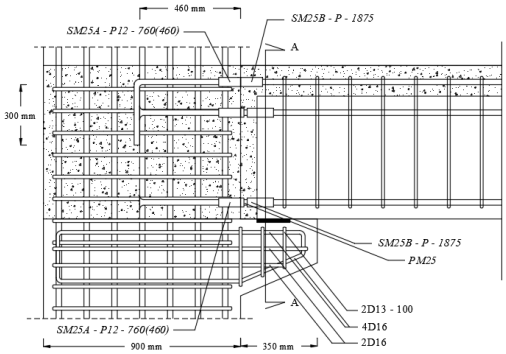
**a. Pemasangan Balok Induk Pracetak**

Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan *crane* untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran. Tahapan berikut diilustrasikan pada **Gambar 4.156.**



Gambar 4. 156 Pemasangan Balok Induk

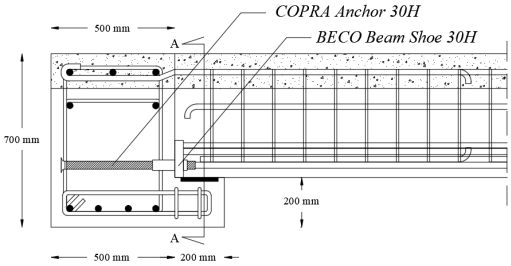
Sambungan pada balok induk ke kolom menggunakan panjang penyaluran dan sambungan *Modix Rebar Coupler* produk dari *Peikko Group*. Kemudian dilakukan *overtopping*. Detail sambungan diilustrasikan pada **Gambar 4.157.**



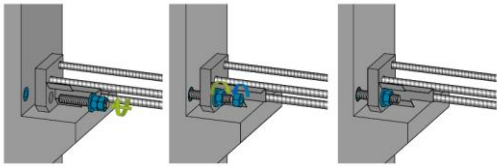

Gambar 4. 157 Detail sambungan Kolom – Balok Induk

**b. Pemasangan Elemen Balok Anak Pracetak**

Sambungan tulangan tumpuan untuk momen positif di tumpuan menggunakan *COPRA Anchor & BECO Beam Shoe* dari *Peikko Group.* Detail sambungan tertera pada **Gambar 4.158.**




Gambar 4. 158 Detail Sambungan Balok Induk – Balok Anak

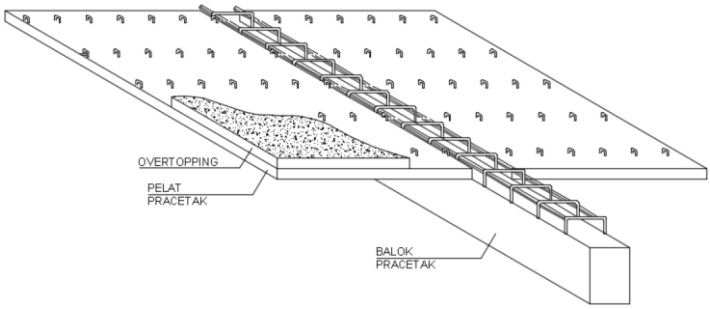


Gambar 4. 159 Detail Penyambungan Beam Shoe
(Sumber: Brosur *BECO Beam Shoe*)

**4.8.5.2. Pemasangan Elemen Pelat Pracetak**

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas balok anak dan balok induk yang berfungsi sebagai *topping* atau penutup bagian atas. Selain itu *topping* juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing - masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Proses tahapan tersebut diilustrasikan pada **Gambar 4.160.**




Gambar 4. 160 Pengecoran *Topping*

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

# BAB V
# PENUTUP

## 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir "Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Arundaya Menggunakan Sistem Balok Pratekan pada Lantai 5 sebagai *Ballroom* dan Menggunakan Metode Beton Pracetak" maka dapat disimpulkan beberapa hasil perencanaan sebagai berikut:

1. Sesuai perhitungan yang mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 diperloleh dimensi untuk struktur sekunder, primer, dan struktur bawah.

Tabel 5. 1 Dimensi Struktur Sekunder

| Struktur Sekunder | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Elemen | Tipe | Kondisi | Dimensi | Satuan |
| Pelat | Lantai dan Atap | Pracetak | 9 | cm |
| | | Komposit | 14 | cm |
| Balok Anak | BA 1 | Pracetak | 35/36 | cm |
| | | Komposit | 35/50 | cm |
| | BA 2 | Pracetak | 30/31 | cm |
| | | Komposit | 30/45 | cm |
| | BA 3 | Pracetak | 25/26 | cm |
| | | Komposit | 25/40 | cm |
| Tangga | Pelat Tangga | Cast in situ | 15 | cm |
| | Pelat Bordes | | 15 | cm |

Tabel 5. 2 Dimensi Struktur Primer

| Struktur Primer | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Elemen | Tipe | Kondisi | Dimensi | Satuan |
| Balok Induk | BI 1 | Pracetak | 50/56 | cm |
| | | Komposit | 50/70 | cm |
| | BI 2 | Pracetak | 45/46 | cm |
| | | Komposit | 45/60 | cm |
| | BI 3 | Pracetak | 35/46 | cm |
| | | Komposit | 35/60 | cm |
| Balok Pratekan | BP | Cast in situ | 35/60 | cm |
| Kolom | K1 | Cast in situ | 50/50 | cm |
| | K2 | | 60/60 | cm |
| | K3 | | 75/75 | cm |
| | K4 | | 90/90 | cm |
| Shearwall | SW 1 | Cast in situ | 32 | cm |
| | SW 2 | | 32 | cm |
| | SW 3 | | 32 | cm |

Tabel 5. 3 Dimensi Struktur Bawah

| Struktur Bawah | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Elemen | Tipe | Kondisi | Dimensi | Satuan |
| Spun Pile | Tipikal | Diameter | 60 | cm |
| | | Kedalaman | 23.5 | m |
| Pilecap | Tipe 1 | Cast in situ | 2.7 x 2.7 x 1.5 | m |
| | Tipe 2 | | 8.7 x 8.7 x 1.5 | m |
| | Tipe 3 | | 13.2 x 8.7 x 1.5 | m |
| Basement wall | | Cast in situ | 30 | cm |
| Pelat | Basement | Cast in situ | 30 | cm |
| Sloof | | Cast in situ | 50 x 75 | cm |

2. Perhitungan pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013. Analisis struktur menggunakan program bantu ETABS. Beban yang dimasukkan ke dalam permodelan struktur merupakan beban mati tambahan, hidup, dan beban gempa.
3. Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis respons spektrum di daerah Surabaya berdasarkan peraturan SNI 1726:2019.
4. 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.
5. Balok induk, balok anak, serta pelat direncanakan menggunakan elemen pracetak. Kolom, balok pratekan, dinding geser, tangga, pelat *basement*, dinding *basement*, dan *pilecap* direncanakan menggunakan metode *cast in situ* untuk mempermudah pelaksanaan konstruksi dan mempersingkat waktu pelaksanaan.
6. Sistem sambungan pada elemen balok induk dan kolom menggunakan produk *Modix Rebar Coupler* dari *Peikko Group.* Sedangkan, sambungan pada elemen balok anak dan balok induk menggunakan *BECO Beam Shoe* dan *COPRA Anchor* dari *Peikko Group*. Pendetailan sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan – tulangan dan penyaluran yang muncul dari masing-masing elemen pracetak untuk menyatukan elemen dengan cor setempat.
7. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Perhitungan tiang pancang (*spun pile*) menggunakan produk dari WIKA Beton dengan metode tegangan ijin dan pilecap berdasarkan metode tegangan *ultimate*.
8. Hasil analisis struktur yang telah dilakukan pada Gedung Apartemen Arundaya akan dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

## 5.2. Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisis dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Urutan yang benar dalam perencanaan gedung dengan metode pracetak adalah menentukan kriteria desain dan konsep desain sambungan. Hal ini dikarenakan hal terpenting dalam perencanaan metode beton pracetak adalah konsep yang dimiliki, karena untuk perhitungan hampir sama dengan metode konvensional. Hal tersebut dikarenakan dengan sambungan merupakan penyalur gaya-gaya yang menjaga integritas suatu struktur bangunan.
2. Perencanaan menggunakaan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
3. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.
4. Dalam pelaksanaan di lapangan terutama pada bagian pengangkatan elemen pracetak dan sambungan antar elemen pracetak harus diberi pengawasan yang baik dan benar. Dalam pengangkatan harus diperhatikan tinggi dan sudut pengangkatan agar tidak terjadi kegagalan struktur akibat beban yang tak terduga saat pengangkatan. Pada saat penyambungan, tentunya sambungan beton pracetak tidak semonolit sambungan cor setempat dan rawan terjadi keretakan akibat gaya-gaya yang tidak diinginkan karena kurang sempurnanya pekerjaan sambungan.
5. Diperlukan penelitian lebih lanjut terkait konsep sambungan yang digunakan oleh penulis dalam pembuatan Tugas Akhir ini, karena analisa yang digunakan hanya melaluli kekuatan aksial dari brosur produk sambungan.

# DAFTAR PUSTAKA


Abeles, Bardhah, & Turner. (1976). *Prestressed Concrete Designer's Handbook.* Spon Press.

Adewuye, A. P., & Franklin. (2011). Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.

Badan Standarisasi Nasional. (2013). *SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.* Jakarta : Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Elliot, K. S. (2002). *Precast Concrete Structure.* Oxford: Butterworth-Heinemann.

Ervianto, W. l. (2006). *Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi Beton Pracetak dan Bekisting.* Bandung: CV. Andi OFFSET.

Gilbert, R., & Mickleborough, N. (1990). *Design of Prestress Concrete.* Sydney: Spon Press.

Lin, T. Y., & Burns, N. H. (1981). *Design of Prestressed Concrete Structures.* San Francisco: Quinn.

Marshall, V. (2000). *Prestressed Concrete Design and Practice.* Concrete Society Southern Africa.

McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (2005). *Design of Reinforced Concrete; ACI 318-05 Code Edition.*

PCI. (2004). *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete 6th Edition.* Chicago: PCI Industry Handbook Committee.

Rudiatmoko, Restu, Budiwati, I., & Made, N. (2012). Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Tavio, & Kusuma, B. (2009). Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.

Tjahjono, E., & Purnomo, H. (2004). *Pengaruh Penempatan Penyambungan Pada Perilaku Rangkaian Balok-Kolom Beton Pracetak Bagian Sisi Luar.* Makara Teknologi 8 (3).

Yadav, N. B., & Shah, R. A. (2013). *Pre-Cast Technology: An Initial Step to Sustainable Development.* Bardoli: India.

**LAMPIRAN**

# LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

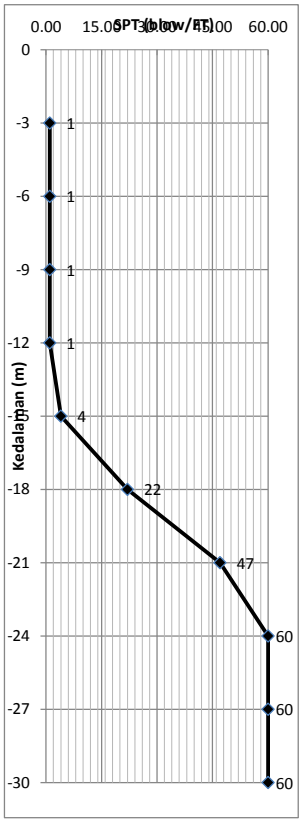
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS**

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601, e-mail : tanah.its@gmail.com


LEGEND : PASIR | LEMPUNG | LANAU | KERIKIL | BATU BARA | UNDISTURBED SAMPLE | MAT

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **KLIENT** | : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN | **TANGGAL** | : | 19 - 20 Agustus 2016 |
| **PROYEK** | : PEMBANGUNAN APARTEMEN | **MASTER BOR** | : | Ropii Cs |
| **LOKASI** | : JL. KENJERAN 504 SURABAYA | **ELEVASI** | : | ±0.00 m - MT |
| **TITIK BOR No.** | : BH - 2 | **MAT** | : | - 1,15 m |

| KEDALAMAN (meter) | BOR LOG | DESKRIPSI TANAH | SAMPLE | SPT/15 cm | | | Jumlah (Blow/ft) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 15 | 15 | 15 | |
| 0 | MAT | PASIR KERIKIL BERLANAU (COKLAT) | | | | | |
| 2 | | LEMPUNG LANAU (ABU-ABU) | | | | | |
| 4 | | | | 1/45 | | | 1 |
| 6 | | | | 1/45 | | | 1 |
| 8 | | LEMPUNG BERLANAU BERPASIR (ABU-ABU) | | | | | |
| 10 | | | | 1/45 | | | 1 |
| 12 | | | | 1/45 | | | 1 |
| 14 | | | | | | | |
| 16 | | | | 1 | 2 | 2 | 4 |
| 18 | | LEMPUNG BERPASIR BERKERIKIL (COKLAT) | | 9 | 10 | 12 | 22 |
| 20 | | | | | | | |
| 22 | | | | 19 | 22 | 25 | 47 |
| 24 | | | | 22 | >60 | | 60 |
| 26 | | LEMPUNG PASIR BERKERIKIL KOMPAK (COKLAT) | | | | | |
| 28 | | LEMPUNG BERPASIR BERKERIKIL KOMPAK (HIJAU ABU-ABU) | | 15 | >60 | | 60 |
| 30 | | | | 17 | >60 | | 60 |



# 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. KOPEL LAHAN ANDALAN**
**PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN**
**LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA**

**TITIK BOR : BH - 2**
**MASTER BOR : Ropii Cs**

| DEPTH | VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC | | | | | | | | CONSOLIDATION | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (Meter) | Gs | e | Sr | Wc | n | γt | γd | γsat | Pp | Cc | Cv |
| | | | | | | | | | | | |
| -7.50 | 2.553 | 1.403 | 100.00 | 54.95 | 58.39 | 1.646 | 1.062 | 1.646 | 1.13 | 1.021 | 4.90E-03 |
| -15.00 | 2.519 | 1.397 | 100.00 | 55.46 | 58.28 | 1.634 | 1.051 | 1.634 | * | * | * |
| -21.50 | 2.642 | 0.894 | 100.00 | 33.84 | 47.20 | 1.867 | 1.395 | 1.867 | * | * | * |
| -30.00 | 2.586 | 0.751 | 100.00 | 29.04 | 42.89 | 1.906 | 1.477 | 1.906 | * | * | * |
| | | | | | | | | | | | |

| DEPTH | SIEVE ANALYSIS | | | ATTERBERG LIMITS | | | DIRECT TEST | | Unconfined test | | TRIAXIAL CD | | VANE TEST | | k (cm/sec) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (Meter) | G | S | S+Cl | LL | PL | IP | c | φ | $C_u$ | $φ_u$ | $C_d$ | $φ_d$ | Su | Cu | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| -7.50 | 0.00 | 18.45 | 81.55 | 65.98 | 29.46 | 36.52 | * | * | * | 0 | * | * | * | 0.05 | * |
| -15.00 | 0.00 | 15.34 | 84.66 | 60.35 | 30.52 | 29.83 | * | * | 0.21 | 0 | * | * | * | * | * |
| -21.50 | 12.12 | 13.77 | 74.11 | 54.13 | 26.54 | 27.59 | * | * | 3.12 | 0 | * | * | * | * | * |
| -30.00 | 15.64 | 15.43 | 68.93 | 52.45 | 30.86 | 21.59 | * | * | 3.65 | 0 | * | * | * | * | * |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |

**REMARK**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| G | = Gravel (%) | LL | = Liquid Limit (%) | C | = Cohesion 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 | = Coefficient 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) | | | | |

Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

| Kedalaman (m) | N | Jenis Tanah | Koreksi terhadap MAT | | | Ysat | po | Koreksi thd Overburden Pressure | | N rata-rata |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | N1 (Terzaghi) | N1 (Bazaraa) | N1 Pakai | $t/m^3$ | $t/m^2$ | N2 | N2 Pakai | |
| 0 | 0 | Lempung | 0 | 0 | 0 | 1.646 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.67 |
| 0.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 0.32 | 3.54 | 2.00 | 1.71 |
| 1 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 0.65 | 3.18 | 2.00 | 1.75 |
| 1.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 0.97 | 2.88 | 2.00 | 1.77 |
| 2 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 1.29 | 2.64 | 2.00 | 1.78 |
| 2.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 1.62 | 2.43 | 2.00 | 1.78 |
| 3 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 1.94 | 2.25 | 2.00 | 1.77 |
| 3.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 2.26 | 2.10 | 2.00 | 1.75 |
| 4 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 2.58 | 1.97 | 1.97 | 1.73 |
| 4.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 2.91 | 1.85 | 1.85 | 1.71 |
| 5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 3.23 | 1.75 | 1.75 | 1.80 |
| 5.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 3.55 | 1.65 | 1.65 | 1.76 |
| 6 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 3.88 | 1.57 | 1.57 | 1.71 |
| 6.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 4.20 | 1.49 | 1.49 | 1.65 |
| 7 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 4.52 | 1.42 | 1.42 | 1.60 |
| 7.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.646 | 4.85 | 1.36 | 1.36 | 1.54 |
| 8 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 5.16 | 1.31 | 1.31 | 1.48 |
| 8.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 5.48 | 1.25 | 1.25 | 1.42 |
| 9 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 5.80 | 1.21 | 1.21 | 1.35 |
| 9.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 6.11 | 1.16 | 1.16 | 1.29 |
| 10 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 6.43 | 1.12 | 1.12 | 1.31 |
| 10.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 6.75 | 1.08 | 1.08 | 1.33 |
| 11 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 7.06 | 1.05 | 1.05 | 1.42 |
| 11.5 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 7.38 | 1.01 | 1.01 | 1.51 |
| 12 | 1 | Lempung | 1 | 1 | 1 | 1.634 | 7.70 | 1.00 | 1.00 | 1.67 |
| 12.5 | 2 | Lempung | 2 | 2 | 2 | 1.634 | 8.02 | 1.97 | 1.97 | 1.84 |
| 13 | 2 | Lempung | 2 | 2 | 2 | 1.634 | 8.33 | 1.96 | 1.96 | 2.19 |
| 13.5 | 3 | Lempung | 3 | 3 | 3 | 1.634 | 8.65 | 2.92 | 2.92 | 2.73 |
| 14 | 3 | Lempung | 3 | 3 | 3 | 1.634 | 8.97 | 2.89 | 2.89 | 3.44 |
| 14.5 | 4 | Lempung | 4 | 4 | 4 | 1.634 | 9.28 | 3.83 | 3.83 | 4.34 |
| 15 | 4 | Lempung | 4 | 4 | 4 | 1.634 | 9.60 | 3.80 | 3.80 | 5.41 |
| 15.5 | 7 | Lempung | 7 | 7 | 7 | 1.867 | 10.03 | 6.58 | 6.58 | 6.65 |
| 16 | 10 | Lempung | 10 | 10 | 10 | 1.867 | 10.47 | 9.31 | 9.31 | 8.12 |
| 16.5 | 13 | Lempung | 13 | 13 | 13 | 1.867 | 10.90 | 11.98 | 11.98 | 9.80 |
| 17 | 16 | Lempung | 16 | 16 | 16 | 1.867 | 11.33 | 14.60 | 14.60 | 11.71 |
| 17.5 | 19 | Lempung | 19 | 19 | 19 | 1.867 | 11.77 | 17.17 | 17.17 | 13.76 |
| 18 | 22 | Lempung | 22 | 22 | 22 | 1.867 | 12.20 | 19.69 | 19.69 | 16.08 |
| 18.5 | 26 | Lempung | 26 | 26 | 26 | 1.867 | 12.63 | 23.04 | 23.04 | 18.53 |
| 19 | 30 | Lempung | 30 | 30 | 30 | 1.867 | 13.07 | 26.33 | 26.33 | 21.07 |
| 19.5 | 34 | Lempung | 34 | 34 | 34 | 1.867 | 13.50 | 29.56 | 29.56 | 23.64 |
| 20 | 38 | Lempung | 38 | 38 | 38 | 1.867 | 13.94 | 32.73 | 32.73 | 26.35 |
| 20.5 | 43 | Lempung | 43 | 43 | 43 | 1.867 | 14.37 | 36.70 | 36.70 | 28.95 |
| 21 | 47 | Lempung | 47 | 47 | 47 | 1.867 | 14.80 | 39.74 | 39.74 | 31.45 |
| 21.5 | 49 | Lempung | 49 | 49 | 49 | 1.906 | 15.26 | 41.04 | 41.04 | 33.85 |
| 22 | 51 | Lempung | 51 | 51 | 51 | 1.906 | 15.71 | 42.32 | 42.32 | 36.04 |
| 22.5 | 54 | Lempung | 54 | 54 | 54 | 1.906 | 16.16 | 44.39 | 44.39 | 38.04 |
| 23 | 56 | Lempung | 56 | 56 | 56 | 1.906 | 16.61 | 45.61 | 45.61 | 39.84 |
| 23.5 | 58 | Lempung | 58 | 58 | 58 | 1.906 | 17.07 | 46.81 | 46.81 | 41.39 |
| 24 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 17.52 | 47.98 | 47.98 | 42.70 |
| 24.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 17.97 | 47.55 | 47.55 | 43.76 |
| 25 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 18.43 | 47.13 | 47.13 | 44.59 |
| 25.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 18.88 | 46.71 | 46.71 | 45.12 |
| 26 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 19.33 | 46.30 | 46.30 | 45.43 |
| 26.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 19.79 | 45.90 | 45.90 | 45.63 |
| 27 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 20.24 | 45.51 | 45.51 | 45.72 |
| 27.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 20.69 | 45.12 | 45.12 | 45.64 |
| 28 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 21.14 | 44.74 | 44.74 | 45.64 |
| 28.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 21.60 | 44.36 | 44.36 | 45.56 |
| 29 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 22.05 | 44.00 | 44.00 | 45.35 |
| 29.5 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 22.50 | 43.63 | 43.63 | 45.15 |
| 30 | 60 | Lempung | 60 | 60 | 60 | 1.906 | 22.96 | 43.28 | 43.28 | 44.96 |

Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang (Lanjutan)

| Kedalaman (m) | Cn ujung $t/m^2$ | Qp ton | *fsi* ($ton/m^2$) | fsi x Asi (ton) | Qs (ton) | $Q_{ult}$ (ton) | $Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$ (ton) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 66.67 | 18.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 18.85 | 6.28 |
| 0.5 | 68.57 | 19.39 | 1.00 | 0.94 | 0.94 | 20.33 | 6.78 |
| 1 | 70.00 | 19.79 | 1.00 | 0.94 | 1.88 | 21.68 | 7.23 |
| 1.5 | 70.96 | 20.06 | 1.00 | 0.94 | 2.83 | 22.89 | 7.63 |
| 2 | 71.27 | 20.15 | 1.00 | 0.94 | 3.77 | 23.92 | 7.97 |
| 2.5 | 71.13 | 20.11 | 1.00 | 0.94 | 4.71 | 24.82 | 8.27 |
| 3 | 70.71 | 19.99 | 1.00 | 0.94 | 5.65 | 25.65 | 8.55 |
| 3.5 | 70.10 | 19.82 | 1.00 | 0.94 | 6.60 | 26.42 | 8.81 |
| 4 | 69.36 | 19.61 | 0.98 | 0.93 | 7.52 | 27.13 | 9.04 |
| 4.5 | 68.53 | 19.38 | 0.92 | 0.87 | 8.40 | 27.77 | 9.26 |
| 5 | 72.16 | 20.40 | 0.87 | 0.82 | 9.22 | 29.62 | 9.87 |
| 5.5 | 70.31 | 19.88 | 0.83 | 0.78 | 10.00 | 29.88 | 9.96 |
| 6 | 68.32 | 19.32 | 0.78 | 0.74 | 10.74 | 30.05 | 10.02 |
| 6.5 | 66.20 | 18.72 | 0.75 | 0.70 | 11.44 | 30.16 | 10.05 |
| 7 | 63.96 | 18.08 | 0.71 | 0.67 | 12.11 | 30.19 | 10.06 |
| 7.5 | 61.61 | 17.42 | 0.68 | 0.64 | 12.75 | 30.17 | 10.06 |
| 8 | 59.16 | 16.73 | 0.65 | 0.62 | 13.37 | 30.10 | 10.03 |
| 8.5 | 56.62 | 16.01 | 0.63 | 0.59 | 13.96 | 29.97 | 9.99 |
| 9 | 54.07 | 15.29 | 0.60 | 0.57 | 14.53 | 29.81 | 9.94 |
| 9.5 | 51.79 | 14.64 | 0.58 | 0.55 | 15.07 | 29.72 | 9.91 |
| 10 | 52.41 | 14.82 | 0.56 | 0.53 | 15.60 | 30.42 | 10.14 |
| 10.5 | 53.22 | 15.05 | 0.54 | 0.51 | 16.11 | 31.16 | 10.39 |
| 11 | 56.82 | 16.07 | 0.52 | 0.49 | 16.60 | 32.67 | 10.89 |
| 11.5 | 60.56 | 17.12 | 0.51 | 0.48 | 17.08 | 34.20 | 11.40 |
| 12 | 66.97 | 18.94 | 0.50 | 0.47 | 17.55 | 36.48 | 12.16 |
| 12.5 | 73.47 | 20.77 | 0.99 | 0.93 | 18.48 | 39.25 | 13.08 |
| 13 | 87.55 | 24.75 | 0.98 | 0.92 | 19.40 | 44.16 | 14.72 |
| 13.5 | 109.03 | 30.83 | 1.46 | 1.37 | 20.78 | 51.60 | 17.20 |
| 14 | 137.77 | 38.95 | 1.45 | 1.36 | 22.14 | 61.09 | 20.36 |
| 14.5 | 173.61 | 49.09 | 1.91 | 1.80 | 23.94 | 73.03 | 24.34 |
| 15 | 216.40 | 61.19 | 1.90 | 1.79 | 25.74 | 86.92 | 28.97 |
| 15.5 | 266.02 | 75.21 | 3.29 | 3.10 | 28.84 | 104.05 | 34.68 |
| 16 | 324.67 | 91.80 | 4.65 | 4.39 | 33.22 | 125.02 | 41.67 |
| 16.5 | 392.20 | 110.89 | 5.99 | 5.65 | 38.87 | 149.76 | 49.92 |
| 17 | 468.38 | 132.43 | 7.30 | 6.88 | 45.75 | 178.18 | 59.39 |
| 17.5 | 550.41 | 155.62 | 8.58 | 8.09 | 53.84 | 209.47 | 69.82 |
| 18 | 643.05 | 181.82 | 9.84 | 9.28 | 63.12 | 244.94 | 81.65 |
| 18.5 | 741.26 | 209.58 | 11.52 | 10.86 | 73.98 | 283.56 | 94.52 |
| 19 | 842.99 | 238.35 | 13.17 | 12.41 | 86.39 | 324.74 | 108.25 |
| 19.5 | 945.62 | 267.37 | 14.78 | 13.93 | 100.32 | 367.69 | 122.56 |
| 20 | 1053.85 | 297.97 | 16.37 | 15.43 | 115.74 | 413.71 | 137.90 |
| 20.5 | 1157.92 | 327.39 | 18.35 | 17.29 | 133.04 | 460.43 | 153.48 |
| 21 | 1257.91 | 355.67 | 19.87 | 18.73 | 151.77 | 507.43 | 169.14 |
| 21.5 | 1353.91 | 382.81 | 20.52 | 19.34 | 171.11 | 553.92 | 184.64 |
| 22 | 1441.77 | 407.65 | 21.16 | 19.94 | 191.05 | 598.70 | 199.57 |
| 22.5 | 1521.66 | 430.24 | 22.19 | 20.92 | 211.97 | 642.21 | 214.07 |
| 23 | 1593.73 | 450.62 | 22.80 | 21.49 | 233.46 | 684.08 | 228.03 |
| 23.5 | 1655.76 | 468.16 | 23.40 | 22.06 | 255.52 | 723.67 | 241.22 |
| 24 | 1707.94 | 482.91 | 23.99 | 22.61 | 278.13 | 761.04 | 253.68 |
| 24.5 | 1750.46 | 494.93 | 23.78 | 22.41 | 300.53 | 795.46 | 265.15 |
| 25 | 1783.49 | 504.27 | 23.56 | 22.21 | 322.74 | 827.01 | 275.67 |
| 25.5 | 1804.93 | 510.33 | 23.36 | 22.01 | 344.75 | 855.09 | 285.03 |
| 26 | 1817.25 | 513.82 | 23.15 | 21.82 | 366.57 | 880.39 | 293.46 |
| 26.5 | 1825.13 | 516.04 | 22.95 | 21.63 | 388.21 | 904.25 | 301.42 |
| 27 | 1828.64 | 517.04 | 22.75 | 21.45 | 409.65 | 926.69 | 308.90 |
| 27.5 | 1825.68 | 516.20 | 22.56 | 21.26 | 430.91 | 947.11 | 315.70 |
| 28 | 1825.78 | 516.23 | 22.37 | 21.08 | 452.00 | 968.22 | 322.74 |
| 28.5 | 1822.20 | 515.22 | 22.18 | 20.91 | 472.90 | 988.12 | 329.37 |
| 29 | 1814.12 | 512.93 | 22.00 | 20.73 | 493.64 | 1006.56 | 335.52 |
| 29.5 | 1806.13 | 510.67 | 21.82 | 20.56 | 514.20 | 1024.87 | 341.62 |
| 30 | 1798.23 | 508.44 | 21.64 | 20.39 | 534.59 | 1043.03 | 347.68 |

## STRAND PROPERTIES – TO AS1311

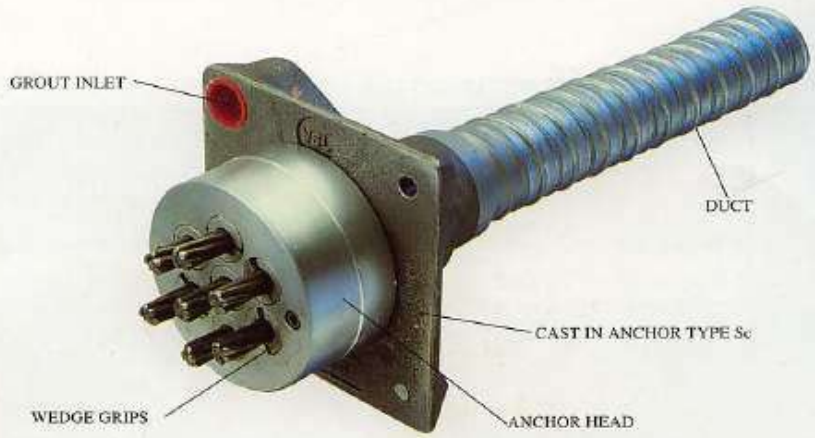
| Nominal Diameter mm | Nominal Steel Area mm² | Nominal Mass kg/m | Minimum Breaking Load kN | Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN | Min. Elong. to Fracture in 600mm % | Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load % | Modulus of Elasticity MPa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12.7 | 100.1 | 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

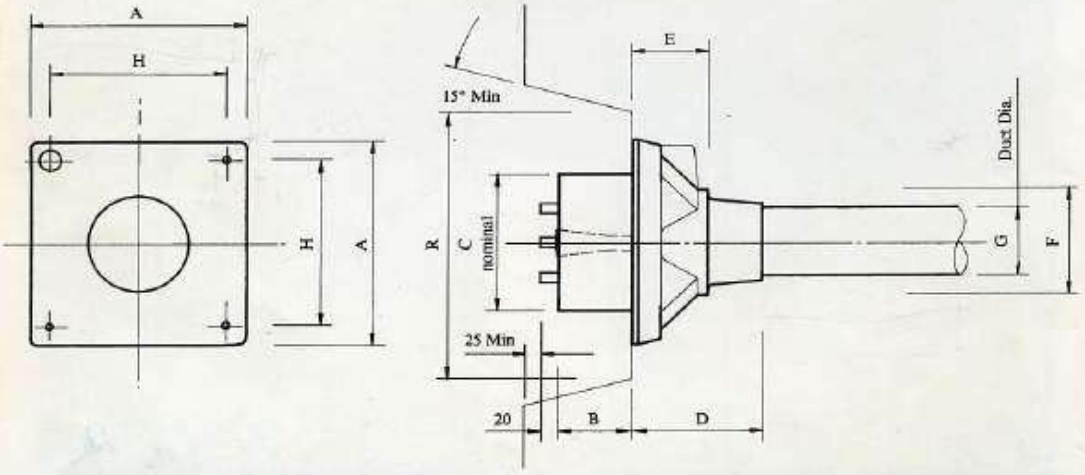
| STRAND TYPE 12.7mm | | | |
|---|---|---|---|
| TENDON UNIT | No. OF STRANDS | Minimum Breaking Load kN | STEEL DUCT. Internal Diameter mm |
| 5-3 | 2 | 368 | 39 |
| | 3 | 552 | 39 |
| 5-7 | 4 | 736 | 51 |
| | 5 | 920 | 51 |
| | 6 | 1100 | 51 |
| | 7 | 1290 | 51 |
| 5-12 | 8 | 1470 | 69 |
| | 9 | 1660 | 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.

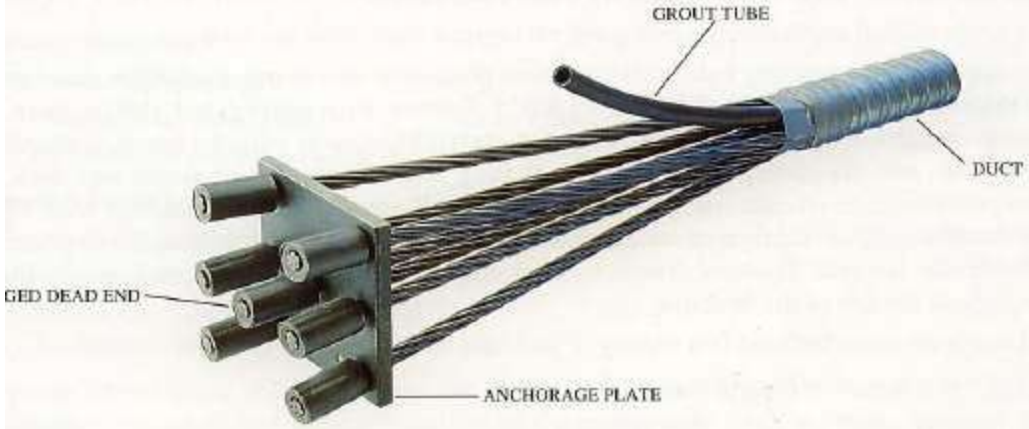



## VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
## LIVE END

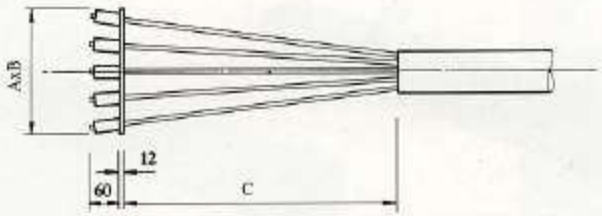



| TENDON UNIT | | Dimensions (mm) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | C | D | E | F | G Int. Dia. | H | R |
| STRAND TYPE 12.7mm | *5-3P | 135 | 57 | 90 | 191 | 16 | 56 | 39 | 116 | 210 |
| | *5-4P | 150 | 57 | 90 | 216 | 16 | 64 | 39 | 125 | 210 |
| | 5-7 | 165 | 57 | 120 | 100 | 60 | 85 | 51 | 125 | 275 |
| | 5-12 | 215 | 54 | 160 | 160 | 84 | 120 | 69 | 151 | 320 |
| | 5-19 | 265 | 66 | 180 | 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 | C |
| | Dimensions (mm) | | |
| 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 | C |
| | Dimensions (mm) | | |
| 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 |

# JENKA Lifting System

## For safe and efficient lifting of precast concrete elements

Version: **Peikko Group 04/2016**

Technical Manual



### 1.2 JENKA short inserts

The JENKA Short Inserts, WAS, BSA and PSA, are used in applications where only limited anchoring depth is present, such as slabs. They are not intended for tilting up processes and the load angle is limited to 45°. This section describes the product properties of JENKA Short Inserts. Peikko's standard products are always delivered galvanized with Peikko Rd thread, which enables full compatibility with M thread. All dimensions given in this section are valid for all finishes and both Rd and M threaded items equally.

**JRd30:** JENKA Lifting Insert specialized Rd30 thread (standard item)
**JM30:** JENKA Lifting Insert metric M30 thread (available up on request)

#### 1.2.1 Dimensions

JENKA Short Inserts are available in the standard lengths shown in *Figure 20* and *Table 15*. Inserts with customized lengths for special purposes are available upon request.

*Figure 20. WAS, BSA and PSA insert types.*

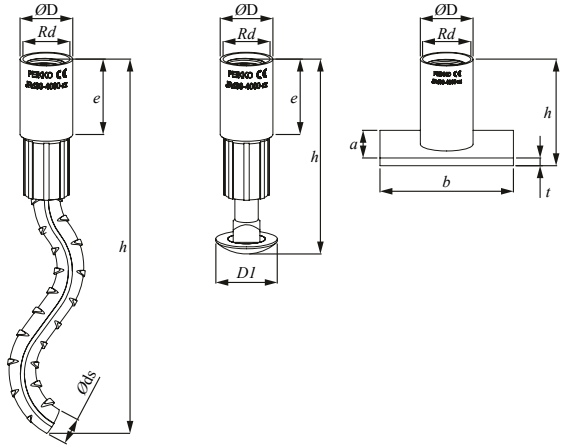
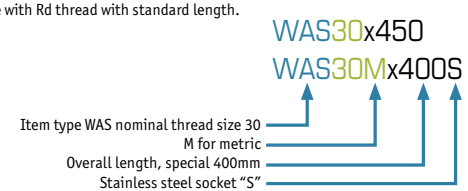


*Table 15. Dimensions of WAS/BSA/PSA inserts.*

| Item No. JRd/JM | Dimensions | | | | | | | WAS | BSA | PSA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *Rd/M* [mm] | *ØD* [mm] | *e* [mm] | *Øds* [mm] | *ØD1* [mm] | *a x b* [mm] | *t* [mm] | *h* [mm] | *h* [mm] | *h* [mm] |
| **12** | 12 | 15.0 | 22 | 8 | 20 | 25x35 | 4 | 150 | 60 | 30 |
| **14** | 14 | 18.0 | 25 | 10 | 24 | 35x35 | 4 | 155 | 70 | 33 |
| **16** | 16 | 21.0 | 27 | 12 | 30 | 35x50 | 4 | 175 | 80 | 35 |
| **18** | 18 | 24.0 | 34 | 14 | 38 | 45x60 | 5 | 225 | 90 | 44 |
| **20** | 20 | 27.0 | 35 | 14 | 38 | 60x60 | 5 | 250 | 100 | 47 |
| **24** | 24 | 31.0 | 43 | 16 | 46 | 60x80 | 5 | 275 | 115 | 54 |
| **30** | 30 | 40.0 | 56 | 20 | 46 | 80x100 | 6 | 350 | 150 | 72 |
| **36** | 36 | 47.0 | 68 | 25 | | 100x130 | 6 | 450 | | 84 |
| **42** | 42 | 54.0 | 80 | 28 | | 130x130 | 8 | 500 | | 98 |
| **52** | 52 | 67.0 | 100 | | | 130x150 | 10 | | | 117 |

Ordering example for Peikko JENKA WAS Inserts.

Item type with Rd thread with standard length.




**PLEASE NOTE:**
Selecting items such as WAS30 or WAS30x350 defines same product because standard length will be selected when no other information is added. For customized lengths please use the following code: WAS30xL (L in mm). The method can also be applied to BSA or PSA inserts.

### 1.2.2 Weights of system components

Component weights are given in *Table 16*. This information is valid for Rd and M threaded products and for electro galvanized, black, or stainless steel finishes. These Tables only take into account standard product dimensions.

*Table 16. Weight of JENKA Short Inserts.*

| Item No. JRd/JM | WAS | BSA | PSA |
|---|---|---|---|
| | [kg/pcs] | | |
| **12** | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| **14** | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| **16** | 0.2 | 0.1 | 0.1 |
| **18** | 0.3 | 0.2 | 0.2 |
| **20** | 0.4 | 0.3 | 0.3 |

| Item No. JRd/JM | WAS | BSA | PSA |
|---|---|---|---|
| | [kg/pcs] | | |
| **24** | 0.6 | 0.4 | 0.4 |
| **30** | 1.2 | 0.7 | 0.7 |
| **36** | 2.0 | | 1.2 |
| **42** | 3.1 | | 1.8 |
| **52** | | | 2.9 |





### 1.2.3 Safe working loads for JENKA Short Inserts

The resistance of the JENKA Lifting System is determined by a design concept that makes reference to the following standards and regulations.

EN1992-1-1:2011
Machinery directive 2006/42/EC
VDI/BV-BS6205:2012

The load capacities depend very much on how and in which combination the items will be used. For short JENKA Lifting Inserts, all JENKA Lifting Keys (TLL, JL, JLW) can be used at an angle $\beta$ of 0–45°.

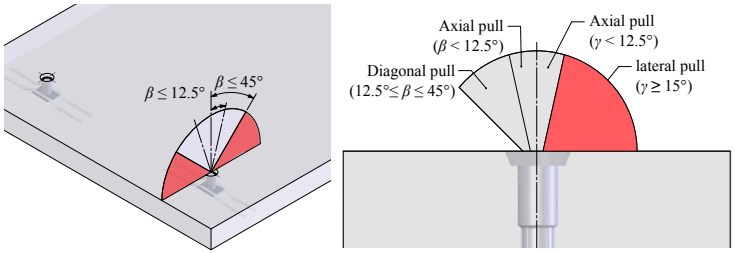
The safe working load capacities (SWL) are based upon specific dimensions and edge distances as given in the following sections. Before selecting an insert, take note of the design assumptions in this manual. **The minimum compressive strength of the concrete at the moment of load application is 15 MPa.** Min 15MPa

*Table 17* shows the safe working load levels of JENKA Short Inserts. Select inserts that are suitable for the planned load directions. *Figure 21* illustrates the load directions related to this table.

*Table 17. Safe working load (SWL) for JENKA Short Inserts.*

| Item No. JRd/JM | Load Class | WAS SWL for $\beta$ 0-45° [kN] | BSA SWL for $\beta$ 0-45° [kN] | PSA SWL for $\beta$ 0-45° | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | at 15 MPa[kN] | at 20 MPa[kN] | at 25 MPa[kN] |
| **12** | 500 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| **14** | 800 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| **16** | 1200 | 12 | 12 | 10 | 12 | 12 |
| **18** | 1600 | 16 | 16 | 14.2 | 16 | 16 |
| **20** | 2000 | 20 | 20 | 18.3 | 20 | 20 |
| **24** | 2500 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| **30** | 4000 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| **36** | 6300 | 63 | | 63 | 63 | 63 |
| **42** | 8000 | 80 | | 80 | 78 | 80 |
| **52** | 12500 | | | 95 | 110 | 125 |

*Figure 21. Load directions for JENKA Short Inserts.*



**PLEASE NOTE:**
Diagonal pull between 12.5° and 45° is only permitted with additional reinforcement in accordance with the following section.

### 1.2.4 Unit geometry and spacing

The use of Peikko Lifting systems requires a specific element geometry. The load capacities given in this section of the manual are based on specific dimensions and edge and axial distances. The safety factors can only be ensured as described if the geometric specifications are complied with. Peikko's engineering service offers customized solutions to make special applications possible.

Before selecting and installing an insert, consider the general information in the previous sections of this manual. The required part geometry specification for JENKA Long Inserts differs from that for short inserts. The two types cannot replace each other or be applied in the same way unless the geometric requirements are complied with.

JENKA Short Inserts are commonly used in thin, flat elements with limited anchorage depth. With this insert type, most of the anchor loads are transferred over the width of the element. In many cases, capacities are limited by the element thickness c due to slab bending during lifting. The minimum element thickness and minimum edge and axial distances for respective insert types are shown in *Table 18*. *Figure 22* visualizes the requirements.

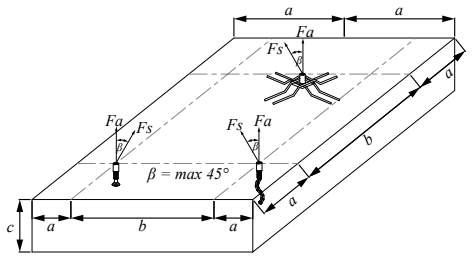
*Table 18. Minimum unit geometry for JENKA Short Inserts.*

| Item No. JRd/JM | WAS | | | BSA | | | PSA | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *b* [mm] | *a* [mm] | *c* [mm] | *b* [mm] | *a* [mm] | *c* [mm] | *b* [mm] | *a* [mm] | *c* [mm] |
| **12** | 200 | 95 | 140 | 360 | 180 | 80 | 350 | 180 | 70 |
| **14** | 200 | 115 | 160 | 420 | 210 | 90 | 350 | 180 | 80 |
| **16** | 260 | 135 | 190 | 180 | 240 | 100 | 500 | 250 | 85 |
| **18** | 300 | 155 | 210 | 540 | 270 | 110 | 600 | 300 | 95 |
| **20** | 350 | 170 | 215 | 600 | 300 | 120 | 600 | 300 | 100 |
| **24** | 440 | 220 | 270 | 690 | 345 | 135 | 800 | 400 | 115 |
| **30** | 550 | 275 | 335 | 900 | 450 | 170 | 1000 | 500 | 140 |
| **36** | 600 | 300 | 420 | | | | 1300 | 650 | 160 |
| **42** | 800 | 400 | 480 | | | | 1300 | 650 | 175 |
| **52** | | | | | | | 1500 | 750 | 215 |





*Figure 22. JENKA Short Inserts geometry requirements.*




**PLEASE NOTE:**
The geometry specification requires that installation is within the tolerances defined in section 2.

### 1.2.5 Reinforcement for JENKA Short Inserts

The use of lifting systems requires a minimum level of reinforcement in the concrete elements. The reinforcement that is defined by structural design can be considered by taking into account the existing cross section. The required reinforcement level can be attained using single reinforcing bars or wire mesh with an equivalent or greater cross section ($mm^2/m$ or $cm^2/m$). If the designed reinforcement must be removed or cut to install the JENKA Lifting Insert, this area must be repaired by adding a similar cross section of reinforcement (single bars or wire mesh) with sufficient overlapping length.

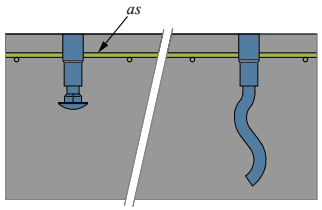
**WARNING:**
Always check that sufficient reinforcement is designed and installed. Too little reinforcement can result in severe accidents and collapsing elements.

The reinforcement described in this section supports only the load impact of the lifting system on the concrete element. The structural designer must bear in mind that the element may bend as a result of the transportation process. Additional reinforcement may be needed to prevent the element from cracking. This must be defined separately. Surface reinforcement ($mm^2/m$) must be considered and installed cross-wise for each element direction.

JENKA Short Inserts require only a top surface that must have a reinforcement layer. *Table 19* and *Table 20* show the required reinforcement level.

*Table 19. Reinforcement for JENKA BSA and WAS Short Inserts.*

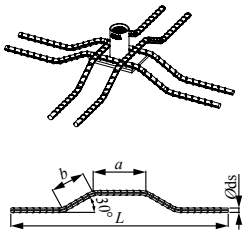
| Item No. JRd/JM | BSA Surface reinforcement [#mm²/m] | WAS Surface reinforcement [#mm²/m] |
|---|---|---|
| 12 | 131 | 131 |
| 14 | 131 | 131 |
| 16 | 131 | 131 |
| 18 | 188 | 188 |
| 20 | 188 | 188 |
| 24 | 188 | 188 |
| 30 | 188 | 188 |
| 36 | | 188 |
| 42 | | 188 |




The PSA insert type is designed to fit into very flat and slim elements. For this reason, the insert requires anchoring bars in addition to surface reinforcement. The anchoring bars must run in pressure contact with the base steel plate. *Table 20* illustrates the installation and detailed dimensions of anchoring bars.

*Table 20. Reinforcement for JENKA PSA Short Inserts.*

| Item No. JRd/JM | PSA surface Reinforcement [mm²/m] | Amount [pcs.] | Anchoring bars for PSA Øds [mm] | L [mm] | a [mm] | b [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 131 | 2 | 6 | 250 | 60 | 60 |
| 14 | 131 | 2 | 6 | 360 | 60 | 70 |
| 16 | 131 | 2 | 8 | 420 | 90 | 70 |
| 18 | 188 | 2 | 8 | 530 | 90 | 80 |
| 20 | 188 | 2 | 8 | 640 | 90 | 80 |
| 24 | 188 | 4 | 10 | 640 | 90 | 100 |
| 30 | 221 | 4 | 12 | 830 | 90 | 110 |
| 36 | 221 | 4 | 14 | 1140 | 140 | 120 |
| 42 | 513 | 4 | 16 | 1250 | 140 | 120 |
| 52 | 513 | 4 | 20 | 1530 | 140 | 150 |







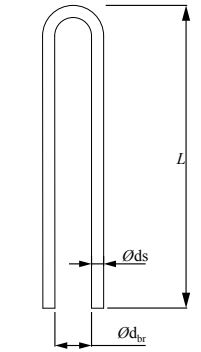

## 1.2.6 Types and geometry of additional reinforcement

### Reinforcement for diagonal pull (from 12.5° to 45°)

Diagonal pull on the inserts requires special reinforcement around the socket to support the insert. This reinforcement must always have direct pressure contact with the socket. This can either be achieved by wire fixing or by using Peikko DSH item which enables double sided curved fixing for the additional rebar. A smaller diameter for the rebar can be used for limitations up to a maximum of 30°. Depending on the angle that must remain within 45°, the reinforcement is shown in *Table 21*.

*Table 21. Diagonal rebar for all insert types.*

| Item No. JRd/JM | For all insert types 12.5° ≤ β ≤ 45° Øds [mm] | L [mm] | 12.5° ≤ β ≤ 30° Øds [mm] | L [mm] |
|---|---|---|---|---|
| 12 | 6 | 150 | 6 | 150 |
| 14 | 6 | 200 | 6 | 200 |
| 16 | 8 | 200 | 6 | 250 |
| 18 | 8 | 250 | 8 | 200 |
| 20 | 8 | 300 | 8 | 250 |
| 24 | 10 | 300 | 8 | 300 |
| 30 | 12 | 400 | 10 | 350 |
| 36 | 14 | 550 | 12 | 450 |
| 42 | 16 | 600 | 14 | 600 |
| 52 | 20 | 750 | 16 | 700 |



# MODIX Rebar Couplers

## Safe and flexible rebar splicing system

Version: **Peikko Group 01/2016**

Technical Manual

# MODIX Rebar Couplers

## Safe and flexible rebar splicing system

- Reduces congestion of reinforcement by eliminating lap splicing
- Simplifies construction of reinforced concrete structures
- Wide range of connections with a small number of coupler types
- Quick and easy assembly with simple tools
- Safe and time-saving assembly control
- High production speed

MODIX Rebar Couplers are building products used to create mechanical connections between ribbed reinforcement bars in cast-in-situ and precast concrete structures. MODIX consists of prefabricated female and male muffs with M-threads, which are pressed onto the reinforcement bars. This system provides high production speed with reliable quality. A unique visual inspection system makes the assembly process fast and safe.

MODIX Rebar Couplers transfer the full resistance of reinforcement bars for compressive and tensile forces in connections with straight and bent reinforcement bars of the same and different diameters, also enabling the rebar to be attached to a steel profile and to form an end anchor. MODIX is available for rebar diameters of 10 mm to 40 mm.

**System approved by**

**VTT DIBt KOMO ÉMI ITB**

A list of national product approvals is available on Peikko's website: www.peikko.com

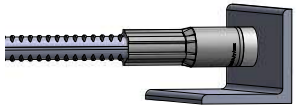
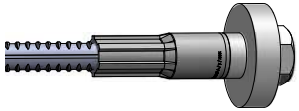
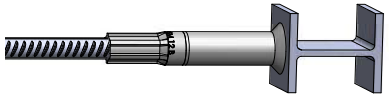
**www.peikko.com**

# 1. PRODUCT PROPERTIES

MODIX Rebar Couplers are used to create threaded connections between reinforcement bars. MODIX consists of a threaded coupler swaged onto a hot-rolled ribbed reinforcement bar with a diameter of 10mm to 40mm. MODIX is typically used to:

- Create continuity of reinforcement in concrete elements
- Fix end anchors to the reinforcement bar
- Fix the reinforcement bar to a steel profile

Variants of MODIX are shown in the table below:

| | |
|---|---|
| **MODIX SM Standard Coupler** | Threaded coupler system for connecting reinforcing bars with the same diameters. |
| **MODIX PM Position Coupler** | Threaded coupler system for bars that cannot be turned and moved in an axial direction, such as tapered columns with connecting bars bent at right angles. |
| **MODIX RM Reduction Coupler** | Threaded coupler system for connecting bars with different diameters. |
| **MODIX KM Combination Coupler**  | Threaded coupler system for use as a combination coupler to connect a reinforcement bar and a metric screw. |
| **MODIX EM End anchor Coupler**  | Threaded coupler system for use as an end-anchor coupler including a standard screw and end-plate. |
| **MODIX AM Welded-to Coupler**  | Threaded coupler system for use as a weld-to coupler for connecting reinforcement bars and steel construction elements. |

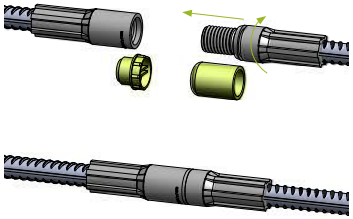




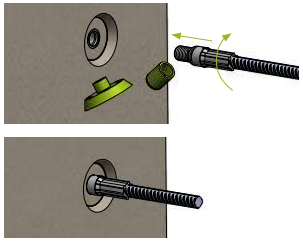
The unique visual inspection system allows MODIX connections to be installed without using special tools such as torque wrenches. MODIX connections allow all reinforcement in the concrete element to be connected in one cross section without using additional transverse reinforcement bars. This helps to avoid congestion of reinforcement in the concrete element. All in all, the optimized labor and material costs associated with using MODIX make it a competitive solution compared to traditional techniques for connecting reinforcement bars (lap splicing, welding). MODIX Rebar Couplers can be connected inside concrete elements (*Figure 1a*), on the surface of concrete elements (*Figure 1b*), or as a protruding bar solution (*Figure 1c*).

*Figure 1.*

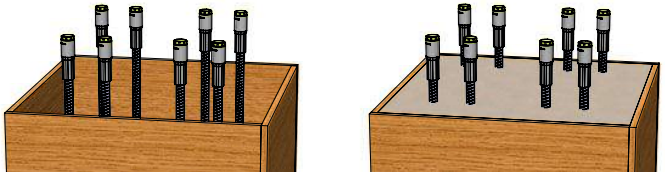
*a) MODIX connected inside concrete elements MODIX connected on the surface of the element.*



*b) attached to formwork.*



*c) protruding bar solution.*



## 1.1 Structural behavior

MODIX Rebar Couplers are designed to provide slip-free bolted connections between reinforcement bars with a tensile/compressive resistance corresponding to the resistance of the connected reinforcement bar. MODIX Rebar Couplers can be seen in the same way as unspliced continuous reinforcement bars.

## 1.2 Application conditions

MODIX Rebar Couplers are pre-designed for use under the conditions mentioned in this chapter. If these conditions may not be satisfied, please contact the Customer Engineering Service for custom-designed MODIX Rebar Coupler solution.

### 1.2.1 Loading and environmental conditions

MODIX Rebar Couplers are designed, tested and approved to carry static loads, dynamic loads, and impact loads. The couplers are made from carbon steel and can be exposed to the same environmental effects as ordinary reinforcement bars. These properties enable MODIX Rebar Couplers to be used in following types of structures:

- Public and commercial buildings
- Residential buildings
- Industrial buildings and structures
- Infrastructure (bridges and tunnels)
- Nuclear power plants

The minimum thickness of concrete cover and spacing between MODIX Rebar Couplers must be adequate according to the environmental exposure class and intended operating life.

### 1.2.2 Execution of the connection

The properties of MODIX connections are conditioned by proper tightening of the system in accordance with the installation instructions.

## 1.3 Other properties

The material properties of parts of the MODIX system have the following properties:

**MODIX Rebar Couplers** S355 EN 10025-2
**Reinforcement bars** Hot-rolled ribbed bars with characteristic yield strength of $f_{yk}$ = 450 – 550 MPa (for example B450B, B500B and B550B according EN 10080)

Peikko Group's production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various organizations, including Inspecta Certification, VTT Expert Services, Nordcert, SLV, TSUS, MPA NRW, ÉMI, KOMO, SPSC and AFCAB.

For traceability purposes, the products bear producer identification markings – the batch number, including the type of product and number of the steel partner.

MODIX Rebar Couplers are under continuous quality control, which includes permanent visual and dimensional control and regular tensile and fatigue testing by third parties.



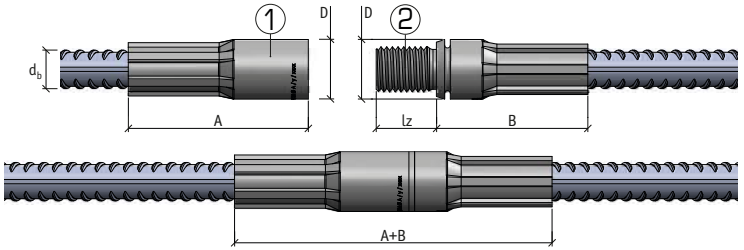


## MODIX® SM (Standard Coupler)

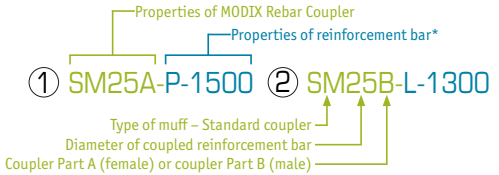
- For connecting bars with the same diameter
- At least one bar can be moved axially and rotated

| Coupler type | Bar Ø $d_b$ [mm] | Coupler Ø D [mm] | Length Part A [mm] | Length Part B [mm] | Parts A+B fitted together [mm] | ISO metric thread M | Thread length lz [mm] | Color of thread protector |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SM10 | 10 | 17.5 | 52 | 46 | 96 | M 12 x 1.75 | 16.0 | Orange |
| SM12 | 12 | 21.0 | 63 | 52 | 113 | M 16 x 2 | 21.2 | Yellow |
| SM14 | 14 | 24.0 | 72 | 57 | 127 | M 18 x 2.5 | 24.8 | Blue |
| SM16 | 16 | 27.0 | 80 | 63 | 141 | M 20 x 2.5 | 27.5 | White |
| SM20 | 20 | 33.0 | 98 | 77 | 173 | M 24 x 3 | 31.6 | Gray |
| SM25 | 25 | 41.0 | 122 | 98 | 218 | M 30 x 3.5 | 39.0 | Red |
| SM28 | 28 | 47.0 | 141 | 111 | 250 | M 36 x 4 | 46.0 | Black |
| SM32 | 32 | 53.0 | 156 | 124 | 278 | M 42 x 4.5 | 53.5 | Brown |
| SM40 | 40 | 63.5 | 163 | 136 | 297 | M 48 x 5.0 | 61.7 | Green |

- Part A and Part B can be ordered separately.




### Example of a product code:



*Detailed explanations of the properties of reinforcement bars are described in Annex A

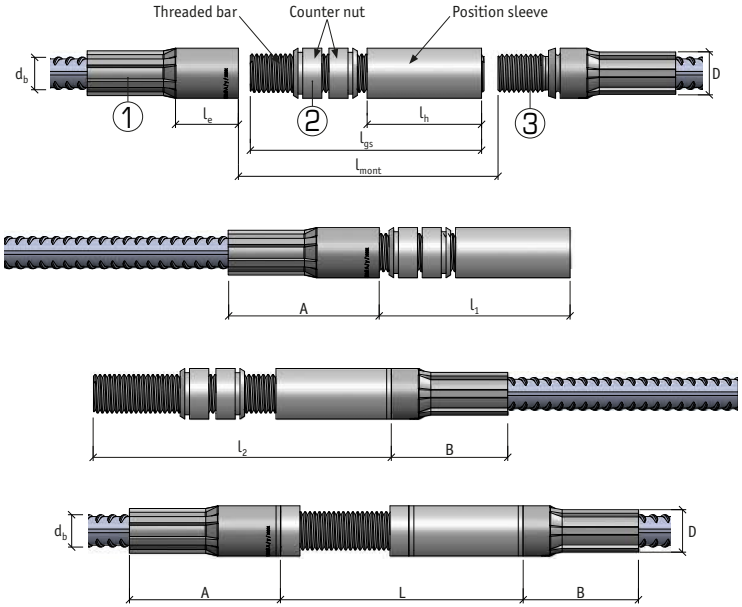
### Application

MODIX SM Standard Couplers are used as regular connections for reinforcement bars with the same diameters with full tension and compression capacity.

## MODIX® PM (Position Coupler)

- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate

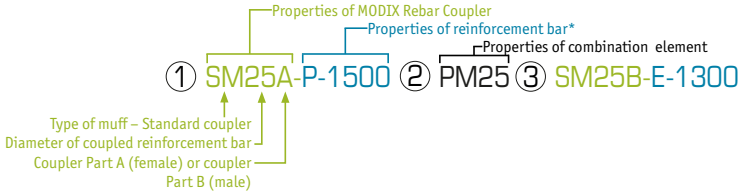
| Coupler type | Bar Ø $d_b$ [mm] | Coupler Ø D [mm] | Length Part A [mm] | Thread length Part A $L_e$ | Length $L_1$ | Length $L_2$ | Length of position sleeve $l_h$ | Length threaded bar $L_{gs}$ | Max. free spacing $L_{mont}$ | Length L | ISO metric thread M | Color of thread protector |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **PM10** | 10 | 17.5 | 52 | 21 | 58 | 95 | 37 | 79 | 59 | 74 | M 12 x 1.75 | Orange |
| **PM12** | 12 | 21.0 | 63 | 26 | 72 | 119 | 48 | 98 | 73 | 93 | M 16 x 2 | Yellow |
| **PM14** | 14 | 24.0 | 72 | 30 | 81 | 135 | 55 | 111 | 82 | 105 | M 18 x 2.5 | Blue |
| **PM16** | 16 | 27.0 | 80 | 33 | 88 | 148 | 61 | 121 | 89 | 115 | M 20 x 2.5 | White |
| **PM20** | 20 | 33.0 | 98 | 37 | 99 | 167 | 69 | 136 | 100 | 130 | M 24 x 3 | Gray |
| **PM25** | 25 | 41.0 | 122 | 44 | 117 | 200 | 83 | 161 | 118 | 156 | M 30 x 3.5 | Red |
| **PM28** | 28 | 47.0 | 141 | 51 | 136 | 233 | 97 | 187 | 137 | 182 | M 36 x 4 | Black |
| **PM32** | 32 | 53.0 | 156 | 59 | 155 | 267 | 112 | 214 | 156 | 208 | M 42 x 4.5 | Brown |
| **PM40** | 40 | 63.5 | 163 | 65 | 175 | 301 | 127 | 240 | 173 | 234 | M 48 x 5.0 | Green |







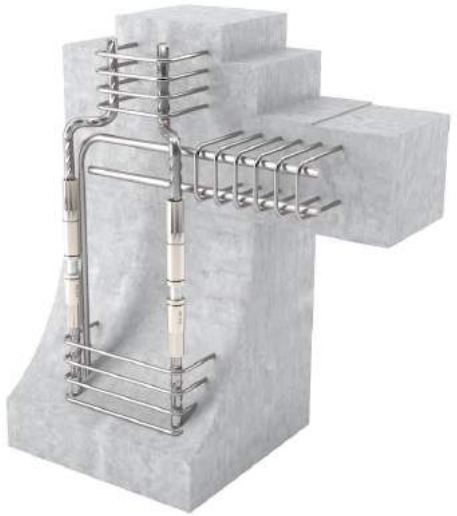

### Example of a product code:




*Properties of reinforcement bars are described in detail in Annex A.

### Application

MODIX PM Position Couplers are used when none of the bars can rotate or move (such as connections of bent bars or connections of two precast elements).

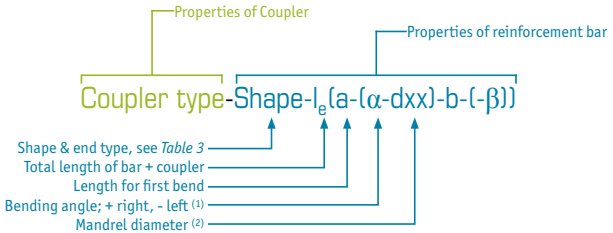


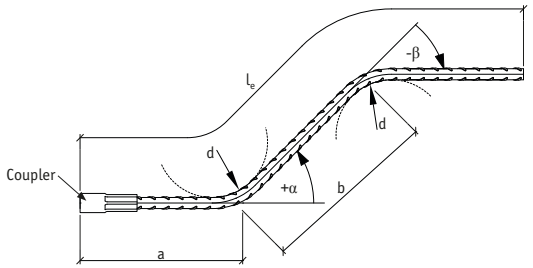
## Annex A – Shape of reinforcement bars

Reinforcement bars connected with MODIX may be processed to the forms specified in *Table 3*. The geometry of the reinforcement bar must be specified in the product code or product shape list (*Table 2*) following the instructions below.

### General product code principles

Single-sided:



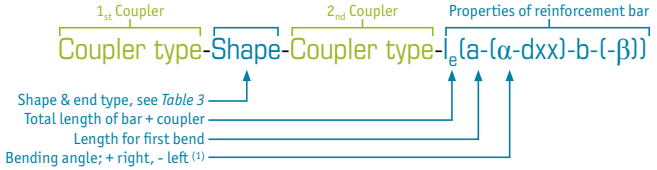

**Example: SM25A-P26-1200(400-(45)-500-(-45))**

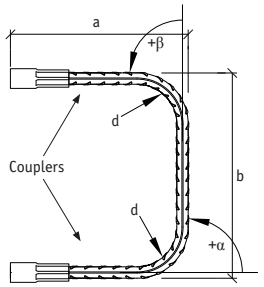
(1) The bending angle must be defined in shapes 15, 25, 26 according to *Table 3*. Shapes 12, 13, 21 have standard bending angle ⇨ 12, 21 = 90°; 13 = 180°
(2) The mandrel diameter Ø m must be defined only if the value is differ from the minimum requirements of EN 1992-1-1 8.3.





Double-sided:




**Example : SM20A-D21-SM20A-1100(400-300)**

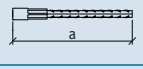
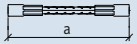
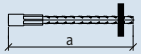
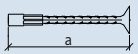
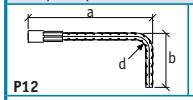
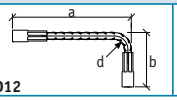
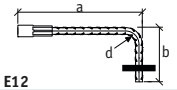
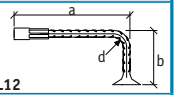
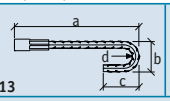
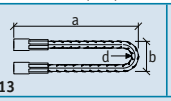
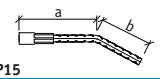
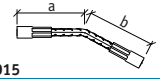
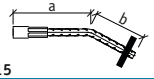
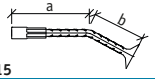
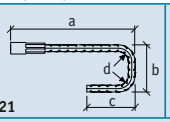
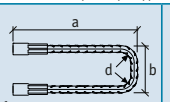
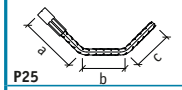
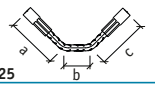
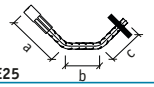
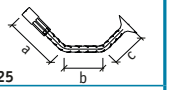
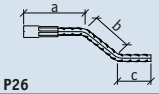
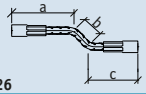
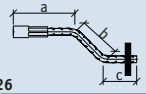
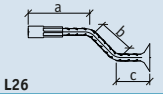
(1) The Bending angle must be defined in shapes 15, 25, 26 according to *Table 3*.
Shapes 12, 13, 21 have standard bending angle ⇨ 12, 21 = 90°; 13 = 180°

*Table 2. MODIX Rebar Coupler list examples.*

| # | Pcs | MODIX 1st end | MODIX 2nd end | Bending shape + End type | Reinforcement bar Ø [mm] | Material | Standard | Dimensions $l_e$ [mm] | a [mm] | b [mm] | α [mm] | β [mm] | Notes(A) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1(B) | 38 | SM25A | -- | P26 | 25 | B500B | EN 10080 | 1200 | 400 | 500 | 45 | 45 | d200 |
| 2(B) | 5 | SM20A | RM16A | D21 | 20 | B500B | EN 10080 | 1100 | 400 | 300 | 90 | 90 | -- |
| 3(B) | 30 | SM 16A | -- | E | 16 | B500B | EN 10080 | 800 | -- | -- | -- | -- | 10x50x50 |

(A) Additional information can be specified, e.g. if the required mandrel diameter Ø m differs from the standard values specified in *Table 5* or custom dimensions of anchor plates are in group E
(B) Examples

*Table 3. MODIX rebar Product shape list.*

| P – Straight end | D – Double sided | E – End plate | L - Headed stud |
|---|---|---|---|
|  P |  D |  E |  L |
| Total length calculation: $l_e = a$<br>Example of product code: SM25A-E-1200 | | | |
|  P12 |  D12 |  E12 |  L12 |
| Total length calculation: $l_e = a + b - ¼d - d_b$<br>Example of product code: SM25A-P12-1200(500) | | | |
|  P13 |  D13 | | |
| Total length calculation: $l_e = a + 0.57b + c - 1.57d_b$ or $l_e = 2a + 0.57b - 1.57d_b$<br>Example of product code: SM25A-D13-SM25A-1200(500-300) | | | |
|  P15 |  D15 |  E15 |  L15 |
| Total length calculation: $l_e = a + b$<br>Example of product code: SM25A-E15-1000(500-(-30)) | | | |
|  P21 |  D21 | | |
| Total length calculation: $l_e = a + b + c - ½d - 2d_b$<br>Example of product code: SM25A-P21-1500(700-600) | | | |
|  P25 |  D25 |  E25 |  L25 |
| Total length calculation: $l_e = a + b + c$<br>Example of product code: SM25A-L25-1500(700-(45)-600-(45)) | | | |
|  P26 |  D26 |  E26 |  L26 |
| Total length calculation: $l_e = a + b + c$<br>Example of product code: SM25A-L26-1500(700-(-45)-600-(45)) | | | |



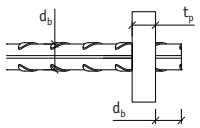


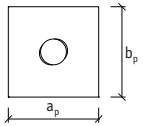
NOTES

1. The letter in the code describes the MODIX rebar end type (P, D, E, L) and the numbers describe the rebar bending shape according to EN ISO 3766.
2. The product code of MODIX rebar with no bending does not contain a bending shape.
3. The standard end plate (default) dimensions are shown in *Table 4*. Customized end plates can be produced if all necessary dimensions are provided on the ordering list. For customized end plates, Peikko takes no responsibility for the end plate design.

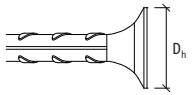
*Table 4. Standard dimensions for anchor plates (E product shape) and anchor heads (L product shape).*

End plate – Product shape E



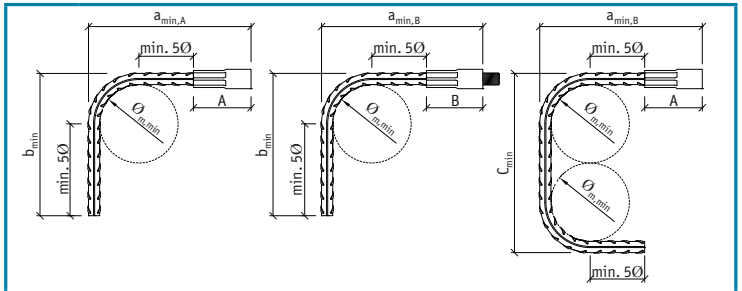




Anchor head – Product shape L




| Bar Ø | $d_b$ [mm] | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Product shape E (end plate)** | | | | | | | | | | |
| **Thickness of end plate** | $t_p$ [mm] | 10 | 12 | 15 | 20 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| **Length of end plate** | $a_p$ [mm] | 40 | 45 | 50 | 55 | 70 | 90 | 100 | 115 | 140 |
| **Width of end plate** | $b_p$ [mm] | 40 | 45 | 50 | 55 | 70 | 90 | 100 | 115 | 140 |
| **Product shape L (anchor head)** | | | | | | | | | | |
| **Diameter of anchor head** | $D_h$ [mm] | 30 | 36 | 42 | 48 | 60 | 75 | 84 | 96 | 98 |

*Table 5. Minimum dimensions of bended reinforcement bar in mm.*




| Bar Ø | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $Ø_{m,min}$ | 4Ø<br>40 mm | 4Ø<br>48 mm | 4Ø<br>56 mm | 4Ø<br>64 mm | 7Ø<br>140 mm | 7Ø<br>175 mm | 7Ø<br>196 mm | 7Ø<br>224 mm | 7Ø<br>280 mm |
| A | 52 | 63 | 72 | 80 | 98 | 122 | 141 | 156 | 163 |
| B | 46 | 52 | 57 | 63 | 77 | 98 | 111 | 124 | 136 |
| $a_{min,A}$ | 132 | 159 | 184 | 208 | 288 | 360 | 407 | 460 | 543 |
| $a_{min,B}$ | 126 | 148 | 169 | 191 | 267 | 336 | 377 | 428 | 516 |
| $b_{min}$ | 80 | 96 | 112 | 128 | 190 | 238 | 266 | 304 | 380 |
| $c_{min}$ | 120 | 124 | 168 | 172 | 320 | 350 | 400 | 450 | 500 |

Minimum mandrel diameters $Ø_{m,min}$ are according to EN 1992-1-1 chapter 8.3.





# Installation of MODIX Rebar Coupler

## Identification of the product

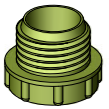
The type of MODIX Rebar Coupler can be identified by the marking on the product. Size of the Coupler can be identified also according to the color of the thread protection accessories. The color codes are shown in the table below.

| Bar Ø [mm] | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Color of thread protector | Orange | Yellow | Blue | White | Gray | Red | Black | Brown | Green |

Thread protection accessories are installed at the MODIX production factory and delivered with couplers.

SM A | SM B | RM A | PM | RM B

**Screw-in protective plug**



- Is screwed into coupler Part A
- Protects the thread from water, concrete, dust, and particles during the first pouring
- Is removed directly before fitting Part B or replaced by a nailing plate before being attached to the mold

**Slip over protective cap**

- Is slipped onto coupler Part B
- Protects the thread from water and dust during storage and transportation
- Is removed directly before assembling with Part A

## Storage

To avoid corrosion and damage to MODIX Rebar Couplers, they should be stored in dry conditions and not directly exposed to water.

## Quality of connection

General procedures to follow before and during assembly of MODIX Rebar Couplers:

1. Remove the thread protector from the MODIX part
2. Clean the thread properly
3. Check visually that the thread has no damage
4. Carefully align the counterparts to avoid damage to the first pitches
5. Carefully turn on the first pitches
6. Never use force to connect MODIX parts – correct use enables a screw connection to be made by hand
7. To reduce friction, a special lubrication spray or grease can be used
8. Proper tightening of the MODIX Rebar Coupler system is achieved when the ring gap on MODIX Part B and the distance sleeve are closed (see *Figure 2*). This can be achieved using a wrench (a torque wrench is not required). Excessive tightening (e.g. using a hammer) is prohibited. Connections can be checked by visual inspection.

# TECHNICAL MANUAL

# BECO® Beam Shoe

## Effective Bolted Beam-to Column Connections

Version PEIKKO GROUP 03/2019

peikko®



## About BECO® Beam Shoe

### 1. Product properties

BECO® Beam Shoes are available in several standard models for most precast concrete column-beam connections. The system consists of:

- Beam Shoes
- Anchoring Couplers
- Accessories

BECO® Beam Shoes are used with COPRA® Anchoring Couplers to create precast concrete column-beam connections. Beam Shoes are cast into the end part of the concrete beam together with main and supplementary reinforcement, detailed in Appendix A to this manual. COPRA® Anchoring Couplers are cast into the column. The beam is usually attached to the column through beam shoes with threaded bars screwed into anchoring couplers (*Figure 1*). When using half precast concrete slabs, the beams are only coupled to the lower beam shoes and the upper connection is realized using Peikko MODIX® Rebar Couplers (*Figure 2*).

*Figure 1. Precast concrete connection.*

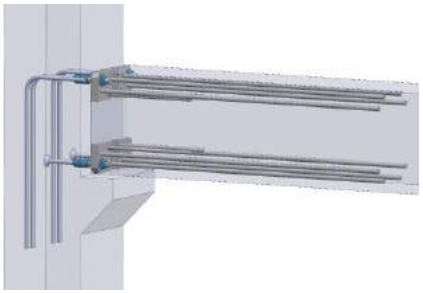
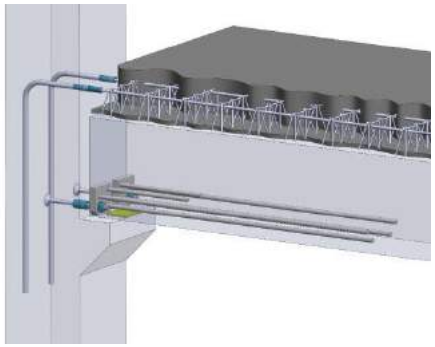
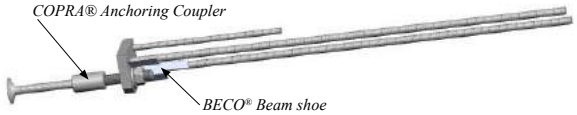


*Figure 2. Half precast concrete connection.*



The bolted connection offers sufficient assembly tolerances to adjust the beam to the correct position. The recesses and joint must be grouted and the grout substance must harden before the structure is used.

*Figure 3. Beam Shoe and Anchoring Coupler.*




The design value resistances of BECO® Beam Shoes are equal to the design value resistances of the corresponding COPRA® Anchoring Couplers.

## 1.1 Structural behavior

BECO® Beam Shoes are designed to carry only normal forces resulting from the bending of the beam. The vertical reactions of the beam are transferred to the column through separate supporting systems (such as corbels).

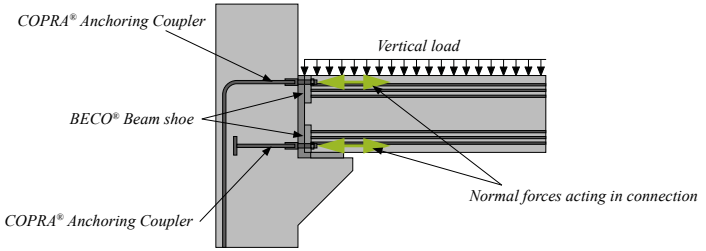
*Figure 4. Supporting systems for the beam.*

The joint between the beam end and the column should be filled with non-shrinking grout as soon as possible after installation. After the grout has hardened, the bending capacity of the joint is provided by coupling the tension force in BECO® Beam Shoes and the compressive force in the grout. The joint then behaves as a reinforced concrete section and can be designed according to the principles of EN 1992-1-1.



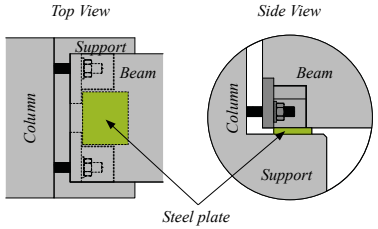


*Figure 5. Structural behavior of the column-beam connection (example of usage).*




Steel plates or shims should be used as bearings for vertical loads. These plates must be placed outside the BECO® Beam Shoe. (See *Figure 6*)

*Figure 6. Position of steel/shim plate.*




## 1.2 Application conditions

The standard BECO® Beam Shoe models are pre-designed to be used under the conditions mentioned in this section. If these conditions are not met, please contact Peikko's Customer Engineering Service for custom-designed BECO® Beam Shoes.

### 1.2.1 Loading and environmental conditions

BECO® Beam Shoes are designed to carry static loads. Beam Shoes are designed to be used indoors and in dry conditions. When using BECO® Beam Shoes in other conditions, the surface treatment, concrete cover, or raw materials must be adequate with regard to the environmental exposure class and intended operating life.

### 1.2.2 Positioning of the beam shoe

The concrete cover of the beam shoe connection reinforcement is c=30mm if the beam shoe is placed in the corner of the beam. A thicker concrete cover can be obtained by moving the shoe inside the cross section.
The standard properties of BECO® Beam Shoes are guaranteed in reinforced concrete beams made of concrete grade C30/37 or higher. If these conditions are not met, please contact Peikko's Customer Engineering Service for custom-designed BECO® Beam Shoes.

The structural properties of BECO® Beam Shoes are guaranteed only if supplementary reinforcement is provided in the beam in accordance with the rules set out in Appendix A to this Technical Manual. It should be noted that the supplementary reinforcement is used in addition to the main reinforcement designed to resist internal forces in the beam.

### 1.2.3 Application options

*Figure 7. Installation of beams from the opposite sides of the column.*

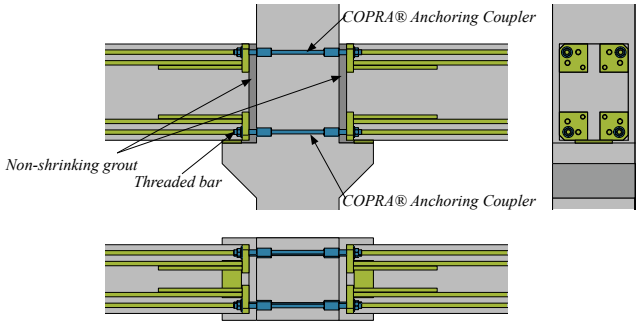



*Figure 8. Installation of beams from the opposite sides of the column using a half-precast connection.*

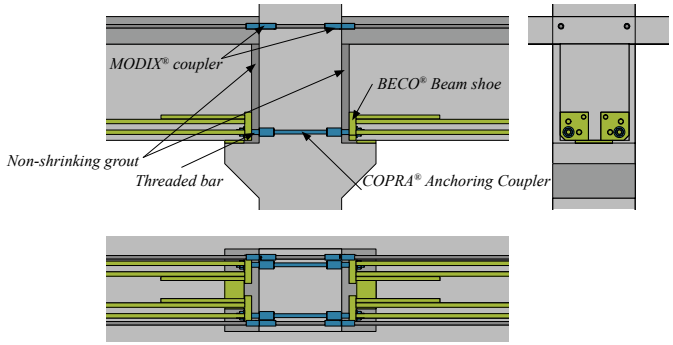
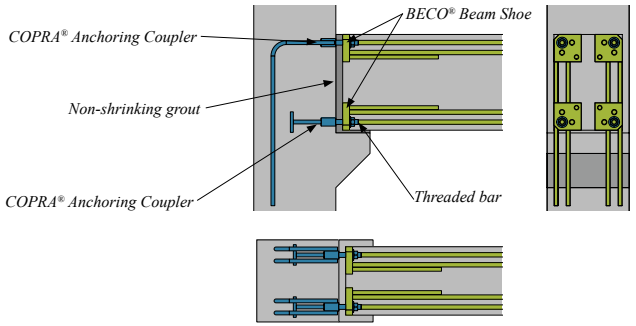



*Figure 9. Installation of the beam from one side.*








## 1.3 Other properties

BECO® Beam Shoes are made of steel plates and reinforcing bars with the following material properties:

| | | |
|---|---|---|
| **Steel plates** | S355J2+N | EN 10025-2 |
| **Ribbed bars** | B500B | EN 10080 |

Peikko Group's production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various independent organizations.

The products bear the inspection mark, the emblem of Peikko Group, the type of product, and the year and week of manufacturing.

*Figure 10. Dimension [mm] of the BECO® beam shoe.*

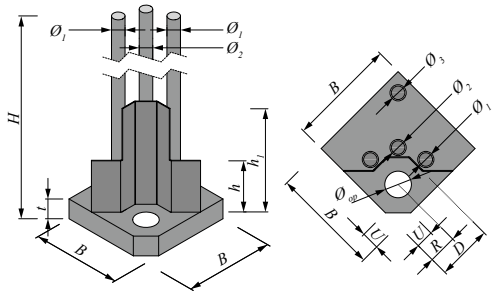



*Table 1. Dimensions [mm], weights [kg], and color codes of Beam Shoes.*

| Beam Shoe | BECO® 16H | BECO® 20H | BECO® 24H | BECO® 30H | BECO® 39H | BECO® 30P | BECO® 36P | BECO® 39P | BECO® 45P | BECO® 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***B*** | 115 | 125 | 140 | 150 | 190 | 160 | 200 | 225 | 260 | 290 |
| ***H*** | 925 | 1080 | 1220 | 1620 | 2240 | 1850 | 2320 | 2100 | 2390 | 3130 |
| ***t*** | 15 | 20 | 25 | 35 | 45 | 40 | 50 | 50 | 60 | 80 |
| ***R*** | 50 | 50 | 50 | 50 | 60 | 50 | 60 | 60 | 60 | 60 |
| ***U*** | 30 | 30 | 30 | 30 | 37 | 30 | 37 | 37 | 37 | 37 |
| ***D*** | 80 | 80 | 85 | 90 | 115 | 90 | 110 | 115 | 125 | 130 |
| ***h*** | 80 | 90 | 90 | 100 | 130 | 100 | 110 | 130 | 125 | 150 |
| ***h1*** | 145 | 160 | 165 | 185 | 225 | 185 | 215 | 225 | 245 | 295 |
| $Ø_1$ | 12 | 16 | 20 | 25 | 32 | 28 | 32 | 28 | 32 | 40 |
| $Ø_2$ | - | - | - | - | - | - | - | 28 | 32 | 32 |
| $Ø_3$ | 10 | 12 | 16 | 20 | 28 | 20 | 28 | 28 | 32 | 32 |
| $Ø_{op}$ | 27 | 30 | 35 | 40 | 55 | 40 | 50 | 55 | 60 | 70 |
| **Weight** | 3.5 | 6.2 | 10.3 | 19.6 | 43.9 | 27.0 | 47.2 | 52.0 | 79.6 | 133.3 |
| **Color code*** | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

*Color code is marked on base surface of BECO® bottom plate.

Lap lengths of anchor bars are defined according to concrete grade C30/37 in good bond conditions. If beam shoes are used in poor bond conditions, please contact Peikko's Customer Engineering Service for custom design.

## 2. Resistances

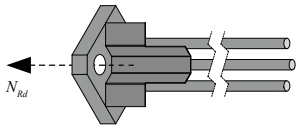
The resistances of BECO® Beam Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-1:2005/AC:2009
- EN 1993-1-8:2005

BECO® Beam Shoes are designed to withstand tensile forces corresponding to the design value resistances of COPRA® Anchoring Couplers. The maximum design value resistances of individual BECO® Beam Shoes are given in *Table 2*.

*Table 2. Design value resistances of individual BECO® Beam Shoes for concrete grade C30/37.*

| Beam Shoe | Anchoring Coupler | $N_{Rd}$ [kN] |
|---|---|---|
| **BECO® 16H** | COPRA® 16H-...* | 62 |
| **BECO® 20H** | COPRA® 20H-...* | 96 |
| **BECO® 24H** | COPRA® 24H-...* | 139 |
| **BECO® 30H** | COPRA® 30H-...* | 220 |
| **BECO® 39H** | COPRA® 39H-...* | 383 |
| **BECO® 30P** | COPRA® 30P-...* | 299 |
| **BECO® 36P** | COPRA® 36P-...* | 436 |
| **BECO® 39P** | COPRA® 39P-...* | 521 |
| **BECO® 45P** | COPRA® 45P-...* | 697 |
| **BECO® 52P** | COPRA® 52P-...* | 938 |




* See the section entitled “Selecting connection components” for more information about product code of COPRA®

The maximum resistance of BECO® Beam Shoes is based on the tensile resistance of the COPRA® Anchoring Couplers $N_{Rd}$.

### 2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring coupler and the anchor bars of the beam shoes should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the precast beam elements. If the fire resistance of the beam shoe connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the beam shoe must be increased by increasing the dimensions of the precast beam or placing BECO® Beam Shoe more inside if the size of the cross section allows it.





## Selecting BECO® Beam Shoe

The following aspects must be considered when designing the column-beam connection using BECO® Beam Shoes and COPRA® Anchoring Couplers:

- **Resistance**
- **Position and arrangement of the beam shoes**
- **Properties of the concrete column**

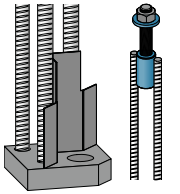
**Resistance:**
External forces (dead load, vertical load) acting on the precast beam generate a bending moment. Distribution of forces as shown in *Figure 5* leads to normal forces acting on the connection. The normal forces must be determined within the global analysis of the structure in accordance with relevant design standards. Appropriate models of beam shoe and anchoring coupler are selected to ensure that they have sufficient resistance compared to the design value of tensile force in the connection (see *Table 2*).

Design example:
- Tensile force in connection (per beam shoe) $N_{Ed}$ = 356.0 kN

Selected anchoring coupler and beam shoe:
- Beam Shoe **BECO® 39H**
- Anchoring coupler **COPRA® 39H-...**
- Resistance element $N_{Rd}$ = **383.4 kN**

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$
356.0 kN < 383.4 kN

*Figure 11. BECO® Beam Shoe and COPRA® Anchoring Coupler.*



### Position and arrangement of the beam shoes

The beam shoes are cast into the end part of the concrete beam and in the corners of the cross-sections of the concrete beam. At least two beam shoes need to be used in connection for half-precast concrete connections (*Figure 8*). In normal precast connections, it is recommended to use at least four beam shoes at each end of the beam.

The minimum dimensions of the concrete beam and distances between couplers are in *Table 3* and *Table 4*. Fire resistance, environmental conditions and placement of main reinforcement must be considered when defining dimensions of structures. If minimum distances are not met, please contact Peikko's Customer Engineering Service.

*Table 3. Minimum dimensions of concrete beams.*

| Beam | BECO® 16H | BECO® 20H | BECO® 24H | BECO® 30H | BECO® 39H | BECO® 30P | BECO® 36P | BECO® 39P | BECO® 45P | BECO® 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a_{b,min}$ | 240 | 260 | 290 | 310 | 390 | 330 | 410 | 460 | 530 | 590 |
| $b_{b,min}$ | 240 | 260 | 290 | 310 | 390 | 330 | 410 | 460 | 530 | 590 |

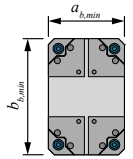
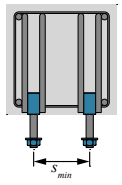



*Table 4. Minimum distance between COPRA® Anchoring Couplers in column.*

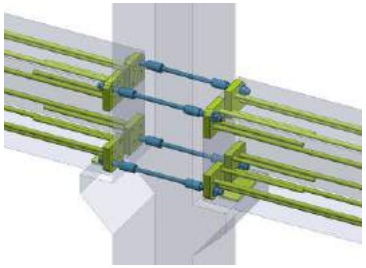
| Beam | BECO® 16H | BECO® 20H | BECO® 24H | BECO® 30H | BECO® 39H | BECO® 30P | BECO® 36P | BECO® 39P | BECO® 45P | BECO® 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $s_{min}$ | 140 | 160 | 190 | 210 | 270 | 230 | 290 | 340 | 410 | 470 |

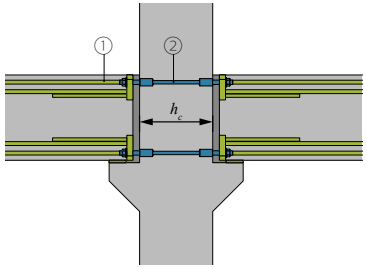


## Properties of the connection

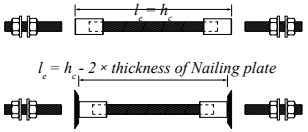
- **Double-sided solution**

For double-sided connections, COPRA® is symmetric and consists of two threaded muffs connected with a threaded bar (see the figure below).

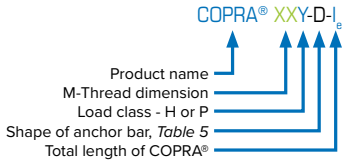





Used COPRA® Anchoring Couplers:




Product code:




Example: COPRA® 39H-D-600

**System product code:**
**1. BECO® 39H 2. COPRA® 39H-D-600**

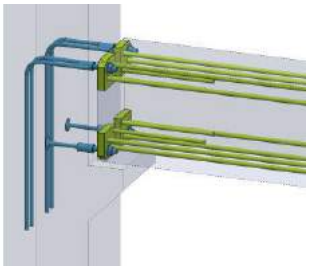
**NOTE:** Nailing plates should be taken into account only in cases where they are used. More information can be found in COPRA® Technical manual.

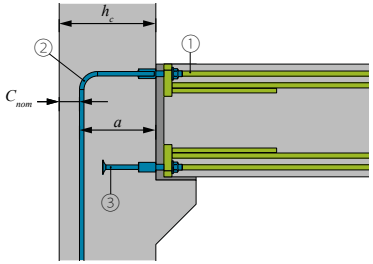




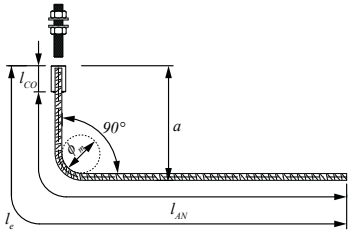
- **Single-sided solutions**

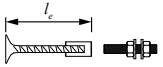
For single-sided connections, COPRA® consists of one threaded muff and an anchorage part. The standard types of single-sided COPRA® Anchoring Coupler are shown in the figure below.



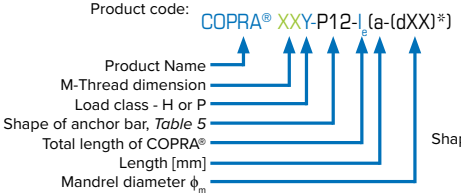



Used COPRA® Anchoring Couplers:

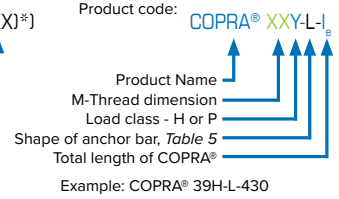



Product code:




Product code:




Example: COPRA® 39H-L-430

* Mandrel diameter must be defined only if value differs from minimum requirements of EN 1992-1-1 section 8.3

$a \geq a_{min}$

$l_e = l_{co} + l_{AN}$

$l_{co}$ - length of coupler (table below)

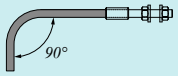
$l_{AN}$ - anchor length of bar acc. EN 1992-1-1.

| | $a_{min}$ | $l_{co}$ | | $a_{min}$ | $l_{co}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **COPRA® 16H** | 205 | 48 | **COPRA® 30P** | 315 | 90 |
| **COPRA® 20H** | 255 | 60 | **COPRA® 36P** | 365 | 108 |
| **COPRA® 24H** | 315 | 72 | **COPRA® 39P** | 375 | 120 |
| **COPRA® 30H** | 395 | 90 | **COPRA® 45P** | 430 | 135 |
| **COPRA® 39H** | 490 | 120 | **COPRA® 52P** | 570 | 160 |

Example: COPRA® 39H-P12-1050(570)

**System product code:**
**1. BECO® 39H 2. COPRA® 39H-P12-1050(570) 3. COPRA® 39H-L-430**

*Table 5. End types & bending shapes of COPRA® Anchoring Coupler. Shape codes acc. to EN ISO 3766.*

| P - Straight end | | D - Double sided | | L - Headed stud | |
|---|---|---|---|---|---|
| P | | D | | L | |
| P12 |  | | | | |

**NOTE:** P, D or L letters describe end type of anchor bar, but numbers after letter - bending shape.

# TECHNICAL MANUAL

# COPRA® Anchoring Coupler

## For Smart Bolted Connections

Version: PEIKKO GROUP 03/2017

peikko®



## 1. Product properties

COPRA Anchoring Couplers are used for connecting structural and non-structural elements to concrete load-bearing structures. Anchoring couplers consist of a removable threaded bar, which is installed on the building site, and an anchored coupler. The coupler is cast into base structure and anchored via one or more anchor bars.

COPRA Anchoring Couplers are available in various standard or semi-standard models that are suitable for different applications.

- COPRA P Anchoring Coupler with straight anchor bar(s)
- COPRA L Anchoring Coupler with headed anchor bar(s)
- COPRA D Anchoring Coupler with double-sided arrangement

*Figure 1. COPRA Anchoring Coupler: a) with straight anchor bars; b) with headed anchor bars; c) double sided model.*

*a)* *b)* *c)*

The COPRA P Anchoring Coupler transfers tensile forces by splicing anchor bars to the overlapping main reinforcement of the concrete member. COPRA Anchoring Coupler with straight anchor bars (*Figure 1: a*) is intended for use in structures with sufficient depth. Alternatively, the anchor bars may be bent to fit in shallow concrete members (see *Figure 2*).

COPRA L Anchoring Coupler with headed anchor bars is primarily used in columns or other shallow structures (see *Figure 1: b*).

The COPRA D Anchoring Coupler with one coupler on each side is suitable for transferring tensile forces throughout construction (e.g. connecting parts of the construction from opposite sides of the column – see *Figure 3*).

Anchoring couplers are cast into the construction together with the main and supplementary reinforcement (see section Installation of the COPRA Anchoring Coupler). The connection is assembled by placing the threaded bar into the coupler and fastening the base plate using a washer and nuts.

Anchoring couplers can be designed to transfer axial and shear forces, as well as combinations thereof.

*Figure 2. COPRA Anchoring Couplers in a single-sided beam-to-column connection.*

*Figure 3. COPRA Anchoring Couplers in a double-sided beam-to-column connection.*

## 1.1 Structural behavior

COPRA Anchoring Couplers are connecting elements that carry tensile, compression, and shear forces and transfer them into the base structure. Typically, the anchoring couplers are used to create moment-resistant connections. Forces can be transformed at precast beam-to-column or column-to-foundation connections. Other applications are also possible.

The load transfer mechanisms of the COPRA Anchoring Coupler under different types of connections are shown in *Figures 4*, *5*, and *6*.

*Figure 4. Structural behavior of anchoring couplers in column-to-foundation connections.*

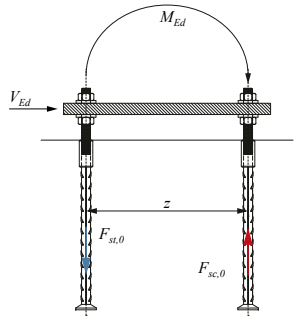



*Figure 5. Structural behavior of anchoring couplers in beam-to-column connection.*

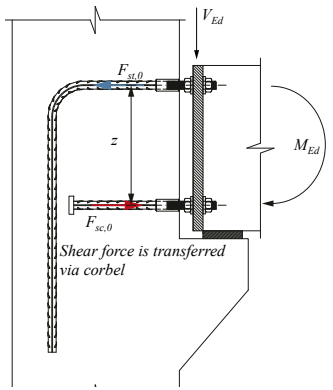
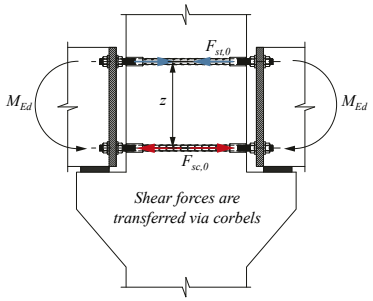


*Figure 6. Structural behavior of anchoring couplers in double-sided connections.*




## 1.2 Application conditions

The standard models of COPRA P Anchoring Couplers with straight bars are pre-designed for use under the conditions mentioned in this section.

The anchorage part of the COPRA L and COPRA D models must be designed on a project basis.

The COPRA L Anchoring Coupler is a semi-standard model. The geometry of the concrete element must be taken into account to design the proper length of the headed anchor bars. Design should follow the requirements of standards EN 1992-1-1 or CEN/TS 1992-4-2.

The double-sided COPRA Anchoring Coupler is a semi-standard model with pre-designed parts. The length of the double-sided anchoring coupler must be based on the geometry of the concrete member.

See the section entitled “Selecting a COPRA Anchoring Coupler” for further details. If this condition may not be satisfied, please contact Peikko’s Customer Engineering Service.

**Note:** COPRA Anchoring Couplers must not be used as rebar couplers for reinforcement. Rebar Couplers from the Peikko product portfolio can be used to connect to the rebar.

### 1.2.1 Loading and environmental conditions

COPRA Anchoring Couplers are designed to transfer static loads. To ensure resistance to corrosion, the concrete cover of the anchoring coupler, including washers and nuts, must observe the minimum values determined according to the environmental exposure class and intended operating life (EN 1992-1-1). For headed anchoring couplers, concrete cover refers to the forged head near the edge of the concrete element.





### 1.2.2 Interaction with base structure

COPRA Anchoring Couplers are pre-designed for use in reinforced concrete structures such as columns, beams, and foundations. The properties of the anchoring couplers are valid for reinforced concrete with strength class in the range C25/30 to C50/60.

### 1.2.3 Positioning of the anchoring couplers

COPRA Anchoring Couplers are cast into the concrete element up to the top of the coupler. The layout of the anchoring couplers should also consider the existing reinforcement to ensure the correct installation of the anchoring couplers and casting of all parts.

## 1.3 Other properties

COPRA Anchoring Couplers are produced from structural steel rods, rebars and threaded bars with the following properties:

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Coupler** | | S355J2 | EN 10025-2 |
| **Ribbed bar** | | B500B | EN 10080-1 |
| **Threaded bar** | (load class H)<br>(load class P) | 8.8<br>High strength steel, property class 8.8<br>$f_{yk} \geq 640$MPa<br>$f_{uk} \geq 800$MPa | EN ISO 898-1<br>Mechanical properties according to EN ISO 898-1 |
| **Washer** | | S355J2+N | EN 10025-2 |
| **Nut** | (load class H)<br>(load class P) | Property class 8<br>Property class 10 | EN ISO 4032/EN ISO 898-2 |

Standard delivery for each anchoring coupler includes a threaded bar, two hexagon nuts, and two washers.

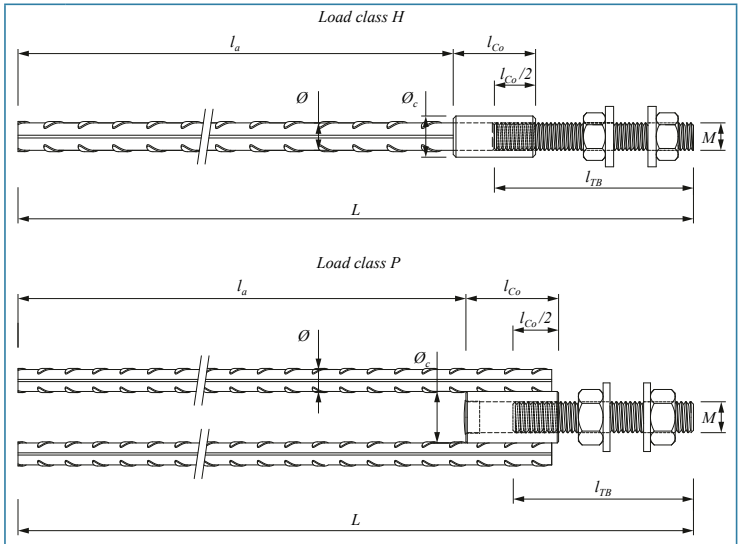
Peikko Group’s production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various organizations, including Inspecta Certification, VTT Expert Services, Nordcert, SLV, TSUS, and SPSC, among others.

| **Manufacturing method** | |
|---|---|
| **Ribbed bars** | Mechanical cutting |
| **Threads** | Rolling |
| **Welds** | MAG welding |
| **Anchor heads** | Forging |

| **Manufacturing tolerances** | |
|---|---|
| **Total length** | ±10mm |
| **Threads** | +5mm, -0mm |

The dimensions of the standard models of COPRA Anchoring Couplers are summarized in *Table 1*, *Table 2*, and *Table 3*.

*Table 1. Dimensions of the COPRA P with straight anchor bar(s).*



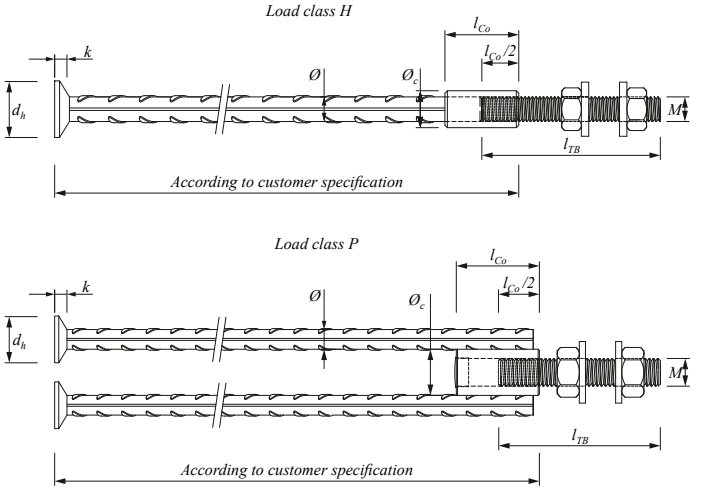

| | | Load class H | | | | | Load class P | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
| ***M*** | | M16 | M20 | M24 | M30 | M39 | M30 | M36 | M39 | M45 | M52 |
| $l_{TB}$ | [mm] | 130 | 145 | 166 | 195 | 245 | 195 | 220 | 245 | 263 | 320 |
| $l_{Co}$ | [mm] | 48 | 60 | 72 | 90 | 120 | 90 | 108 | 120 | 135 | 160 |
| $Ø_c$ | [mm] | 25 | 30 | 35 | 50 | 65 | 50 | 60 | 65 | 75 | 90 |
| ***Ø*** | [mm] | Ø16 | Ø20 | Ø25 | Ø32 | Ø40 | 2Ø25 | 2Ø28 | 2Ø28 | 2Ø32 | 4Ø32 |
| $l_a$ | [mm] | 816 | 1140 | 1224 | 1455 | 2390 | 1245 | 1692 | 1990 | 2265 | 1500 |
| ***L*** | [mm] | 970 | 1315 | 1426 | 1695 | 2695 | 1483 | 1966 | 2295 | 2595 | 1900 |
| **Weight** | [kg] | 1.86 | 3.77 | 6.31 | 12.53 | 31.05 | 13.32 | 22.50 | 27.15 | 40.14 | 57.39 |
| **Color code** | | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

**NOTE:** Lap lengths of standard length anchor bars are calculated for concrete grade C25/30 in good bond condition.





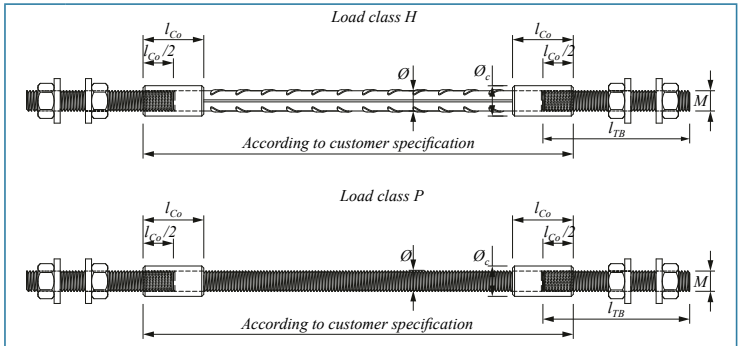
*Table 2. Dimensions of the COPRA L with headed anchor bar(s).*




| | | Load class H | | | | | Load class P | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
| ***M*** | | M16 | M20 | M24 | M30 | M39 | M30 | M36 | M39 | M45 | M52 |
| $l_{TB}$ | [mm] | 130 | 145 | 166 | 195 | 245 | 195 | 220 | 245 | 263 | 320 |
| $l_{Co}$ | [mm] | 48 | 60 | 72 | 90 | 120 | 90 | 108 | 120 | 135 | 160 |
| $Ø_c$ | [mm] | 25 | 30 | 35 | 50 | 65 | 50 | 60 | 65 | 75 | 90 |
| ***Ø*** | [mm] | Ø16 | Ø20 | Ø25 | Ø32 | Ø40 | 2Ø25 | 2Ø28 | 2Ø28 | 2Ø32 | 4Ø32 |
| $d_h$ | [mm] | 38 | 46 | 55 | 70 | 90 | 55 | 84 | 84 | 70 | 70 |
| ***k*** | [mm] | 10 | 12 | 13 | 15 | 18 | 13 | 20 | 20 | 15 | 15 |
| **Color code** | | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

**NOTE:** The total length of the headed anchoring bars should be defined according to the dimensions of the concrete member and verified according to CEN/TS 1992-4-2.

*Table 3. Dimensions of the double-sided COPRA D.*




| | | Load class H | | | | | Load class P | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
| ***M*** | | M16 | M20 | M24 | M30 | M39 | M30 | M36 | M39 | M45 | M52 |
| $l_{TB}$ | [mm] | 130 | 145 | 166 | 195 | 245 | 195 | 220 | 245 | 263 | 320 |
| $l_{Co}$ | [mm] | 48 | 60 | 72 | 90 | 120 | 90 | 108 | 120 | 135 | 160 |
| $Ø_C$ | [mm] | 25 | 30 | 35 | 50 | 65 | 50 | 60 | 65 | 75 | 90 |
| ***Ø*** | [mm] | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 | 30 | 36 | 39 | 45 | 52 |
| **Color code** | | Yellow | Blue | Gray | Green | Orange | Black | Red | Brown | Purple | White |

**NOTE:** The total length of the double-sided COPRA Anchoring Coupler should be defined according to the dimensions of the concrete member.

The connecting bar in the double-sided H load class model is manufactured from ribbed bars with threads on both ends and can be produced with a minimum length of 350mm. The connecting bar in the P load class model is manufactured from weldable threaded bar.

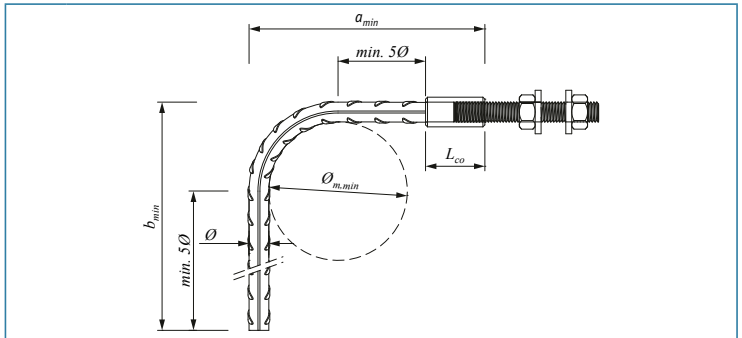
### 1.3.1 Anchoring couplers with bent anchor bars

The anchor bars in single-sided COPRA Anchoring Couplers may be bent to fit in shallow concrete members. The minimum dimensions of the bent part are specified in *Table 4* and should be also taken into account when designing the bent anchoring couplers.





*Table 4. Minimum dimensions of the bent part of the anchoring coupler.*

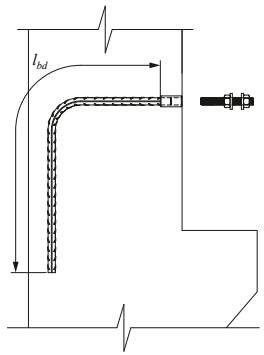



| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Ø*** | [mm] | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 | 25 | 28 | 28 | 32 | 32 |
| $Ø_{m,min}$ | [mm] | 64 | 140 | 175 | 224 | 280 | 175 | 196 | 196 | 224 | 224 |
| $L_{co}$ | [mm] | 48 | 60 | 72 | 90 | 120 | 90 | 108 | 120 | 135 | 160 |
| $a_{min}$ | [mm] | 176 | 250 | 310 | 394 | 500 | 328 | 374 | 386 | 439 | 464 |
| $b_{min}$ | [mm] | 128 | 190 | 238 | 304 | 380 | 238 | 266 | 266 | 304 | 304 |

**NOTE:** The minimum mandrel diameter $Ø_{m,min}$ must be checked for each individual case according to EN 1992-1-1 section 8.3.

The length of the bent anchor bars should be determined in accordance with EN 1992-1-1: section 8.4

*Figure 7. Anchorage length for bent anchoring couplers.*



## 2. Resistances

The resistances of COPRA Anchoring Couplers are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-8:2005
- VDI 2233-1:2003

The resistances of COPRA Anchoring Couplers provided in this document are equal to the tensile resistances of the threaded bars used in the anchoring couplers.

*Table 5. Design values of tensile or compressive resistance of individual COPRA Anchoring Coupler.*

| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $N_{Rd}$ $N_{Rd,0}$ | [kN] | 62 | 96 | 139 | 220 | 383 | 299 | 436 | 521 | 697 | 938 |

**NOTE:** The tensile resistance shown in *Table 6* may be reduced when COPRA L type parts with head(s) are used due to the close location to the concrete edge or a small anchorage length. Each case must be designed case-by-case and verified by a designer.

*Table 6. Design values of shear resistance of individual COPRA Anchoring Coupler.*

| | | COPRA 16H | COPRA 20H | COPRA 24H | COPRA 30H | COPRA 39H | COPRA 30P | COPRA 36P | COPRA 39P | COPRA 45P | COPRA 52P |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Erection Stage** $V_{Rd,0}$ | [kN] | 5 | 10 | 18 | 37 | 72 | 53 | 88 | 104 | 144 | 215 |
| **Final Stage** $V_{Rd}$ | [kN] | 20 | 31 | 45 | 72 | 125 | 89 | 130 | 155 | 207 | 219 |
| $t_{Grout}$ | [mm] | 50 | 50 | 50 | 50 | 60 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 |

**NOTE 1:** The resistances $V_{Rd}$ and $V_{Rd,0}$ are valid for thicknesses of grouting equal to $t_{Grout}$ and when counter nuts are used.
**NOTE 2:** The design value of resistance of the anchoring couplers from load class H correspond to the resistance of the HPM Anchor Bolts and load class P corresponds to the resistance of the PPM Anchor Bolts.
**NOTE 3:** The resistances shown in *Table 5* and *Table 6* are without the simultaneous action of axial and shear load. For combined resistance, use the HPM Technical manual section 2.2.
**NOTE 4:** The shear resistance of the COPRA Anchoring Coupler is not applicable in combination with the BECO Beam Shoe. For more information, please see the BECO Technical manual.

### 2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring couplers should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the concrete element to ensure adequate fire protection of the coupler. If the fire resistance of the connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the anchoring coupler must be increased.





The following aspects must be considered when selecting an appropriate type of COPRA Anchoring Coupler to be used in bolted connections:

- Resistances
- Position and arrangement of the anchoring couplers in the load-bearing structure
- Design values of loads

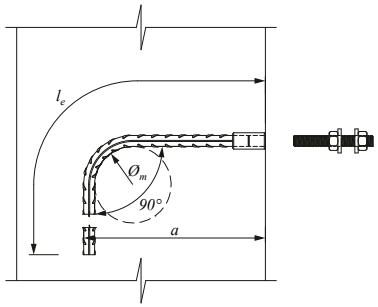
The resistance of the COPRA Anchoring Coupler must be verified at following stages:

- Erection stage
- Final stage
- In the event of a fire

### Product code

After selecting the correct COPRA Anchoring Coupler, a product code describing the product may be defined according to the description in *Figure 8*. Please use this code in drawings and when ordering the product from Peikko's Sales Service.

*Figure 8. Product code of single-sided COPRA Anchoring Couplers.*



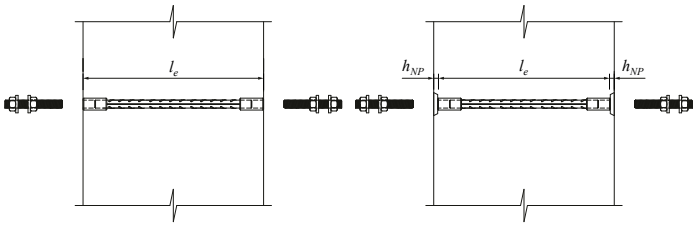

*Mandrel diameter must be defined only if the value differs from minimum requirements of EN 1992-1-1, section 8.3.

**Length of COPRA P with straight anchor bar/s:**

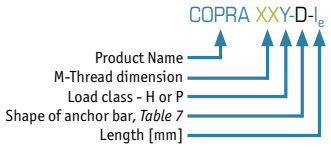
$$l_e = l_{bd} + l_{Co}$$

where:
$l_{Co}$ = length of the coupler, *Table 1* [mm]
$l_{bd}$ = anchorage length, *Figure 7* [mm]
= for standard models $l_{bd} = l_a$, *Table 1* [mm]

*Figure 9. Product code of double-sided COPRA Anchoring Couplers.*




*a) without nailing plates* *b) with nailing plates*




**Length of the double sided anchoring coupler**

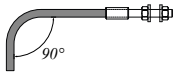
$$l_e = h_c - 2 \times h_{np}$$

where:

$h_c$ = column width [mm]
$h_{NP}$ = thickness of nailing plate [mm], see section Annex B Accessories [mm]

**NOTE:** The thickness of nailing plates should be taken into account only in cases where nailing plates are used.

*Table 7. End types and bending shapes of COPRA Anchoring Couplers. Shape codes according to EN ISO 3766.*

| P - Straight end | | D - Double sided | | L- Headed stud | |
|---|---|---|---|---|---|
| P | | D | | L | |
| P12 |   | | | | |

# PC PILES

## DESCRIPTION

| | |
|---|---|
| Type of Piles | Prestressed Concrete Square Piles<br>Prestressed Concrete Spun Piles<br>Prestressed Concrete Spun Square Piles<br>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<br>Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile |
| Method of Driving | Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer<br>Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile) |

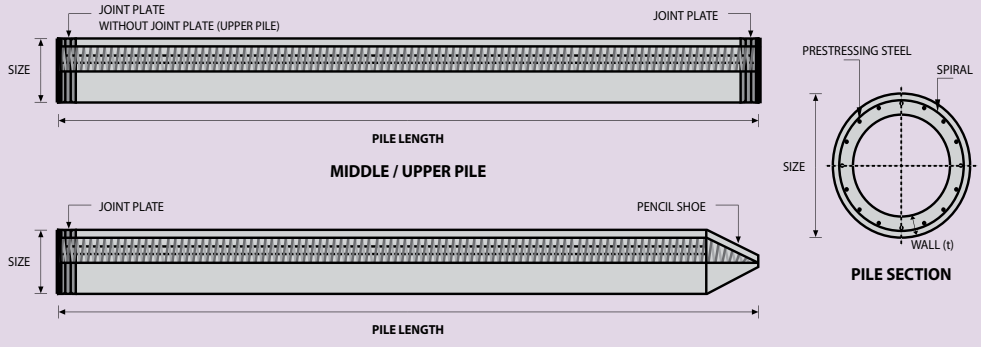
## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

| | | |
|---|---|---|
| Design | ACI 543R | Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4<br>Structural design requirement for piles with no seismic loading<br>(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<br>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<br>SNI 2493 - 2011 | Concrete Mix Design<br>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)<br>Steel Class : BjTP 24 (Round) |
| Spiral Wire | JIS G 3532 - 2011 | Low Carbon Steel Wires | SWM-P (Round Type)<br>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)<br>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<br>NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent. |

## **PILE SHAPE & SPECIFICATION** | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



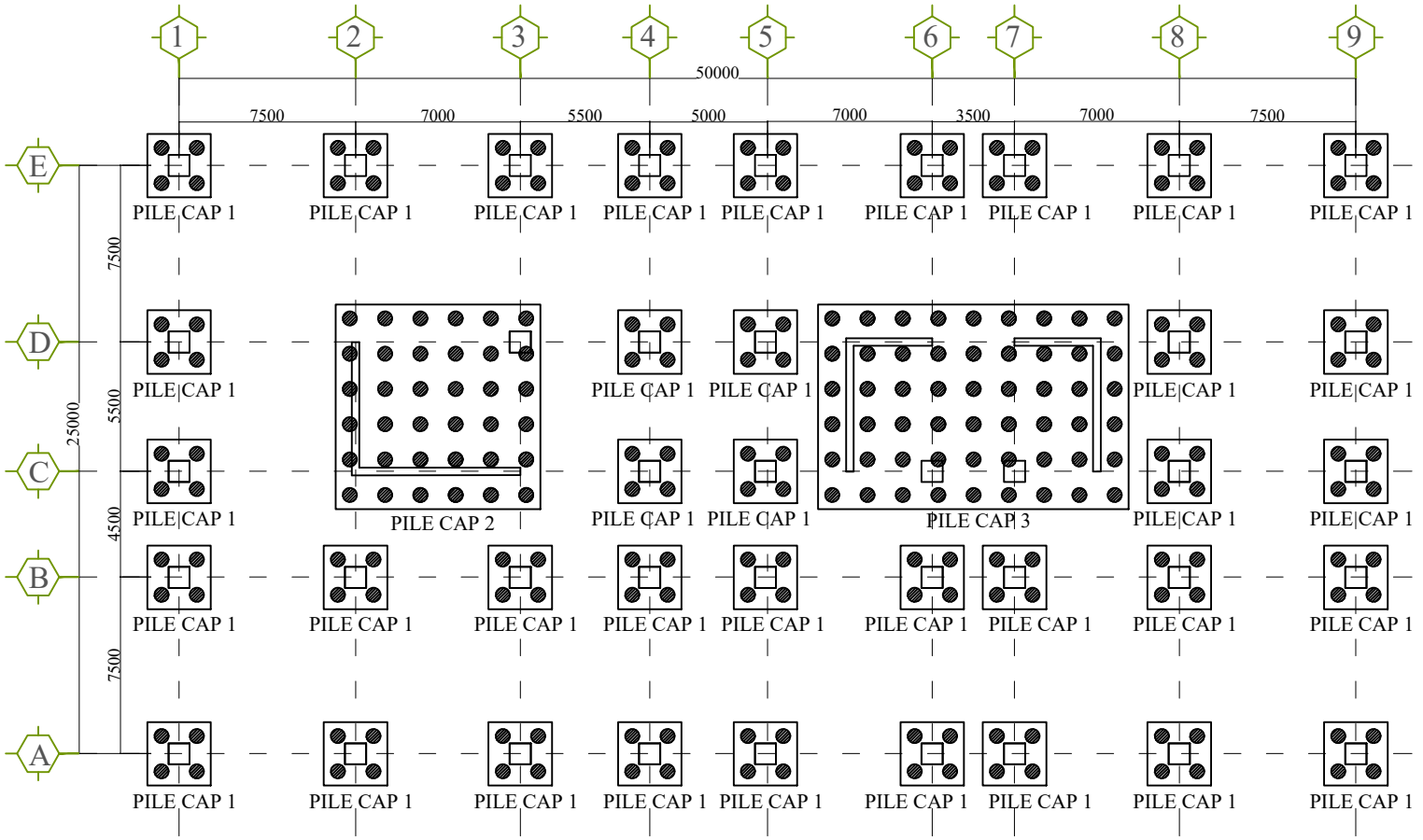

## PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

*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*

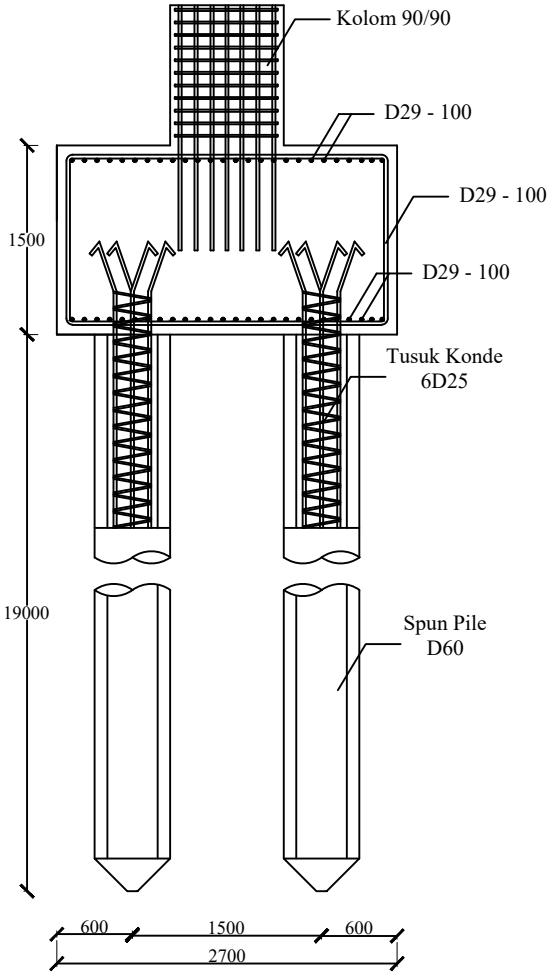


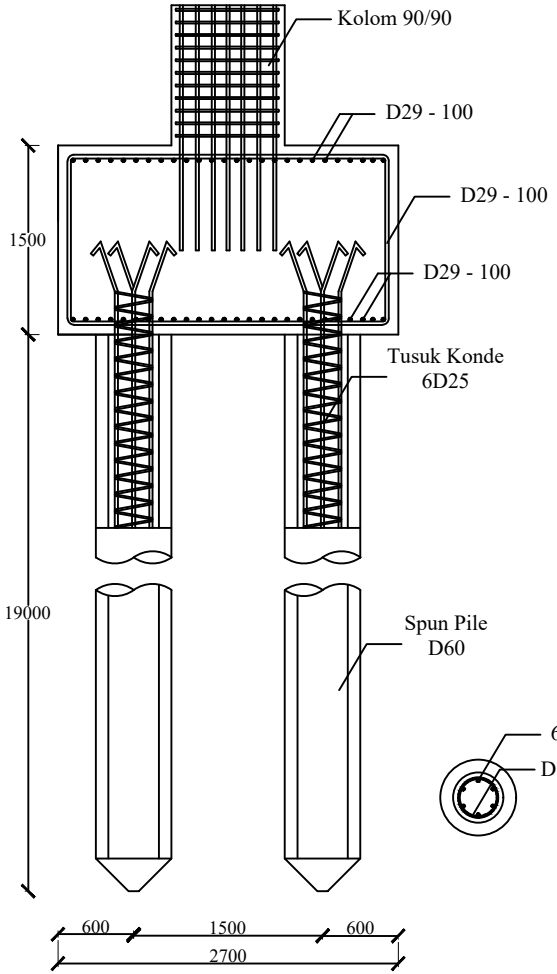

## DENAH PONDASI

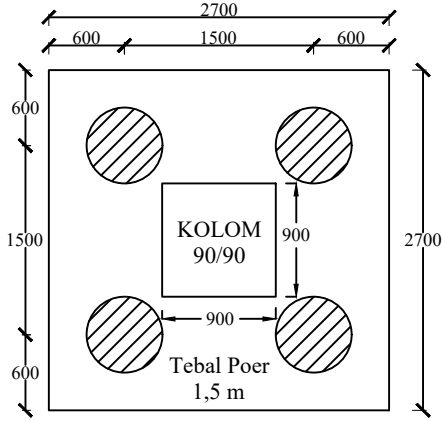
SKALA 1:300

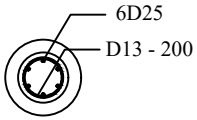
Satuan gambar dalam mm

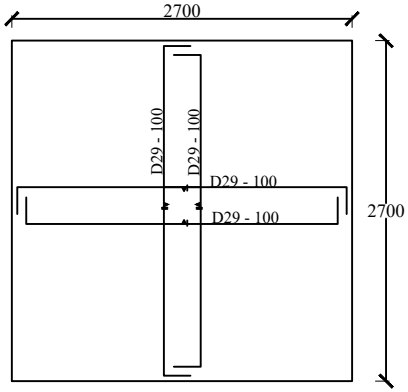
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH PONDASI | 1/47 |



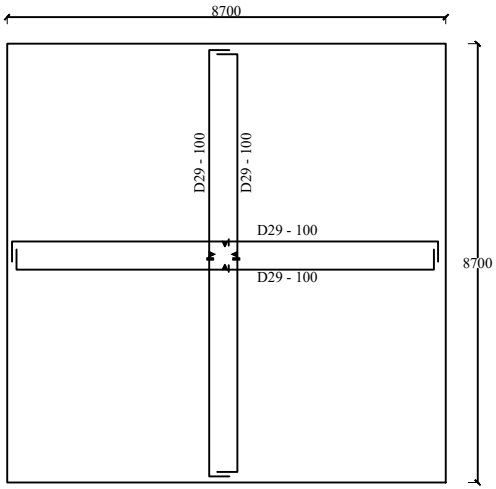



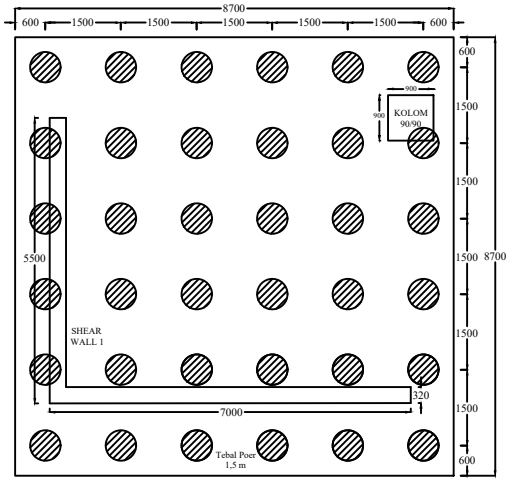

DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE 1

SKALA 1:60

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE 1 | 2/47 |

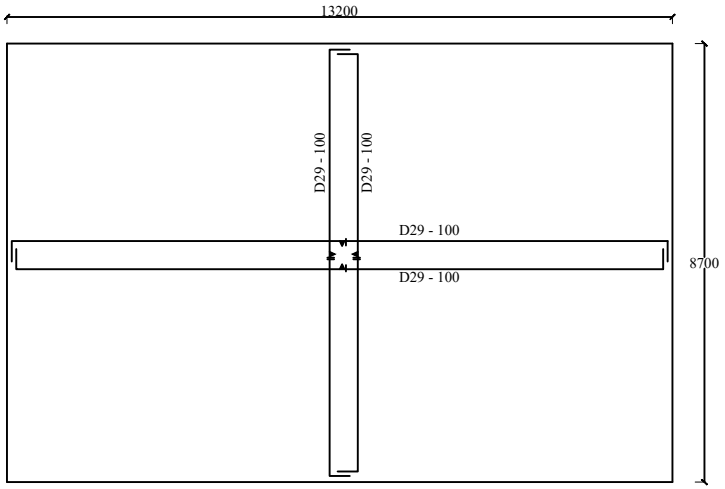


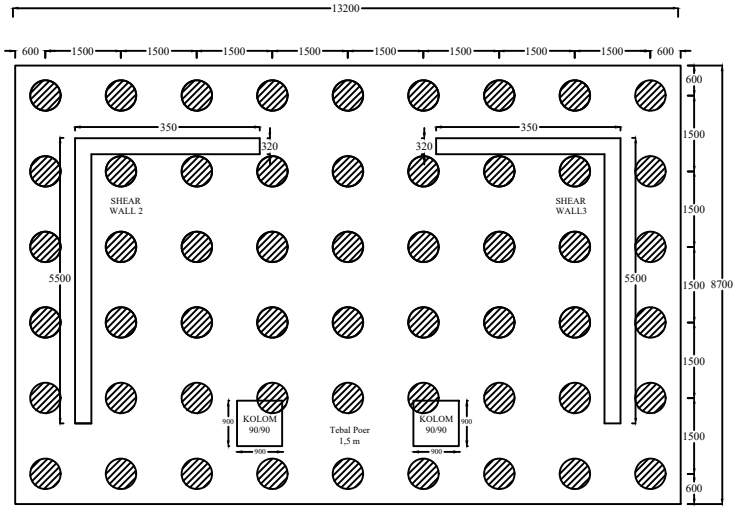




DENAH PENULANGAN PONDASI TIPE II

SKALA 1:150

Satuan gambar dalam mm



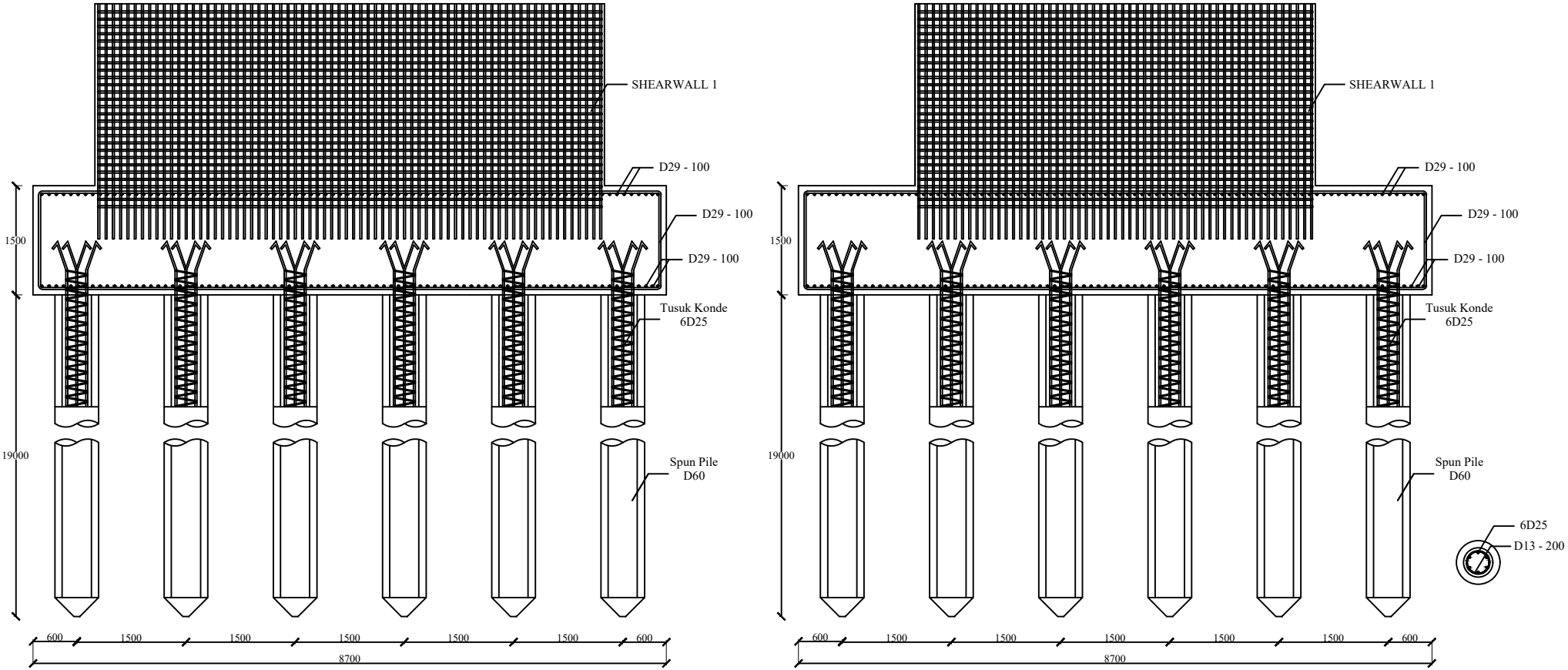




DENAH PENULANGAN PONDASI TIPE III

SKALA 1:150

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH PENULANGAN PONDASI | 3/47 |

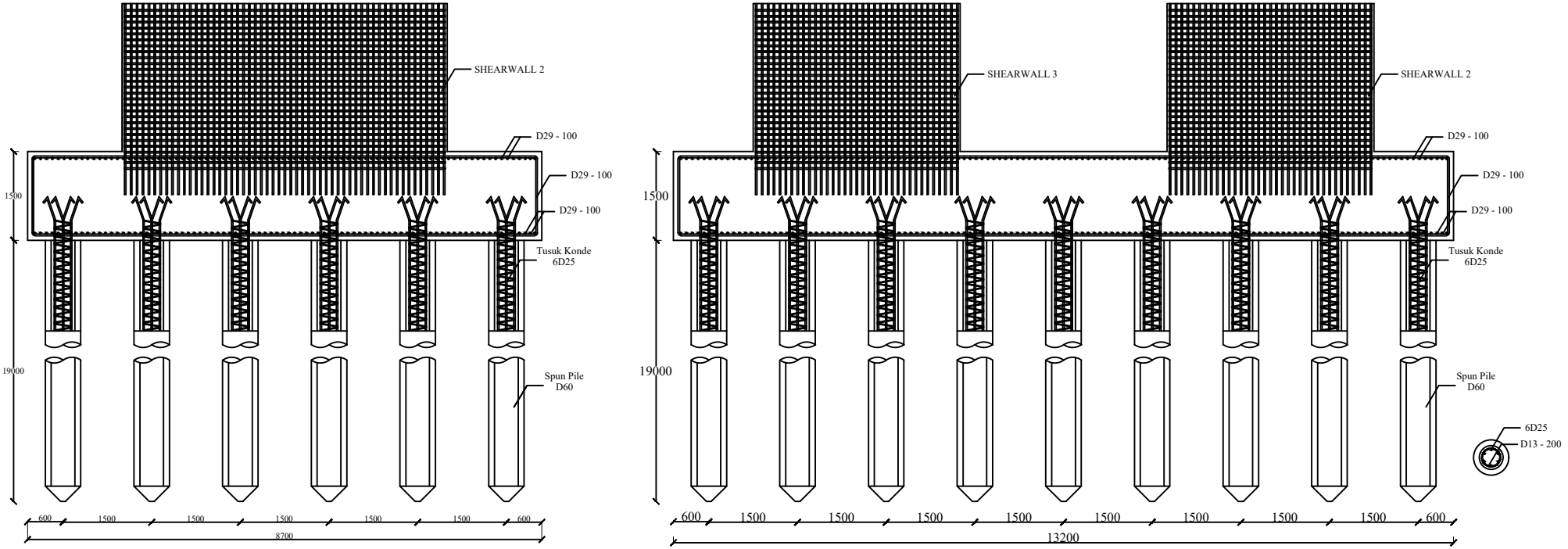



DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE II

SKALA 1:80

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE II | 4/47 |

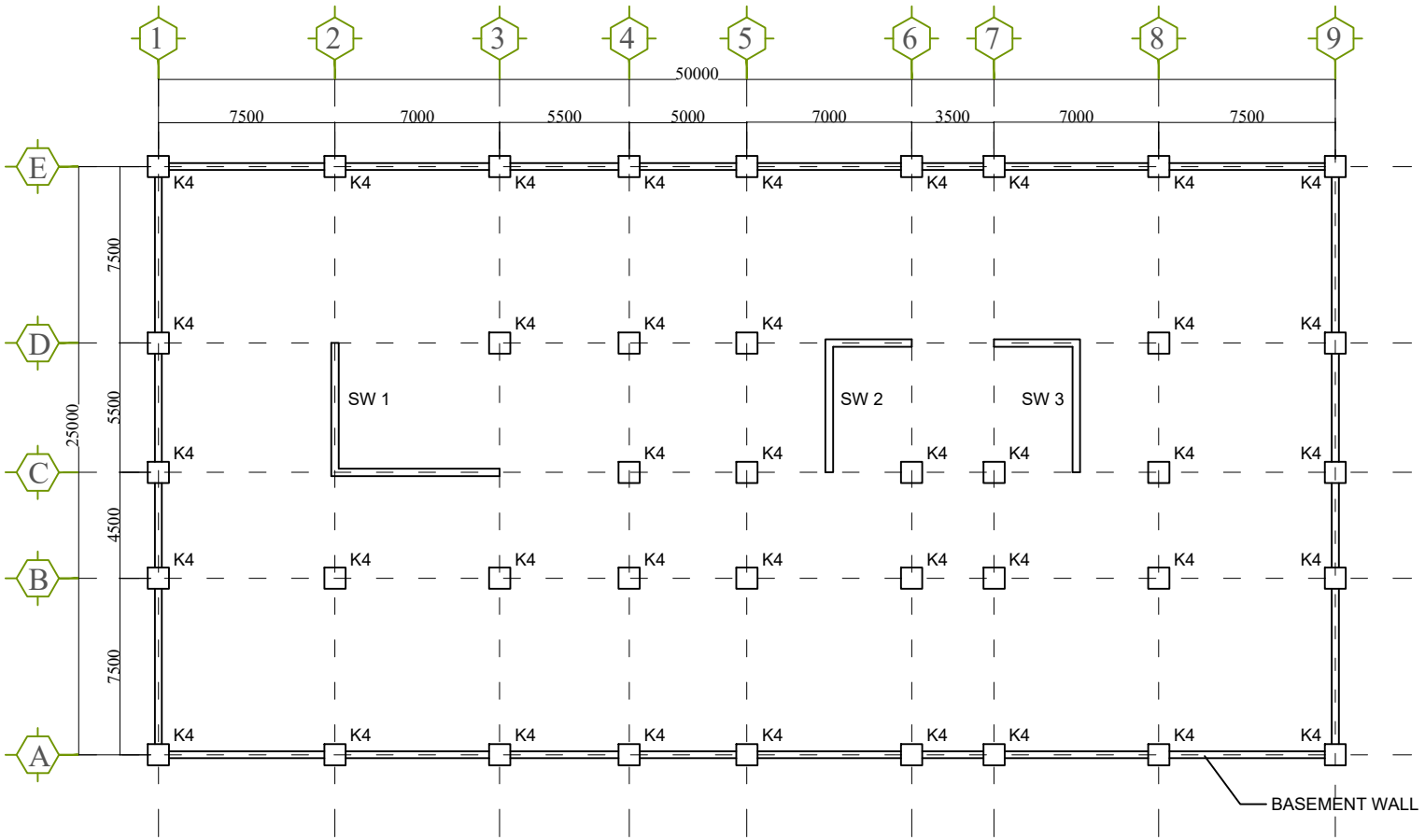



DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE III

SKALA 1:100

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE III | 5/47 |

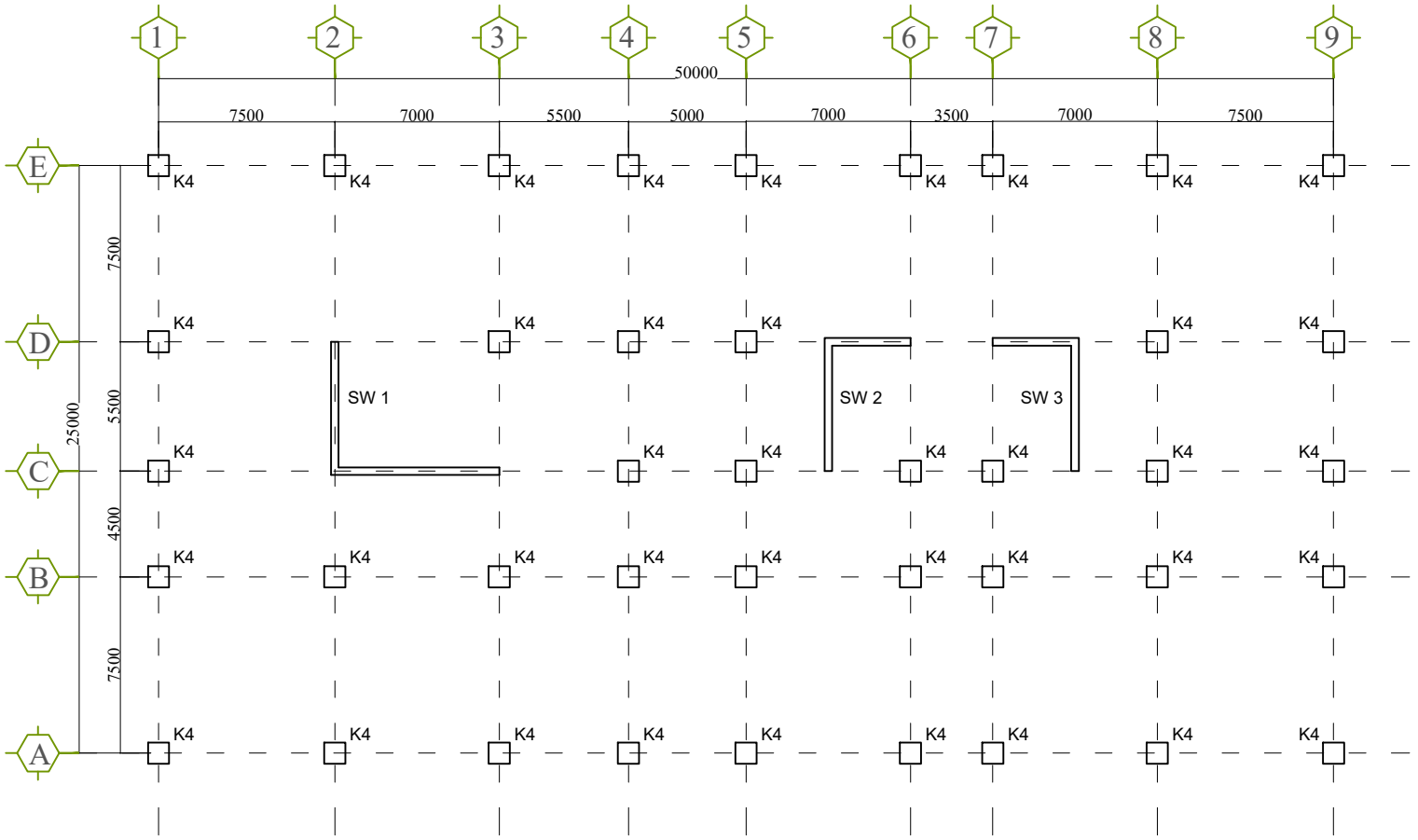



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI BASEMENT

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI BASEMENT | 6/47 |

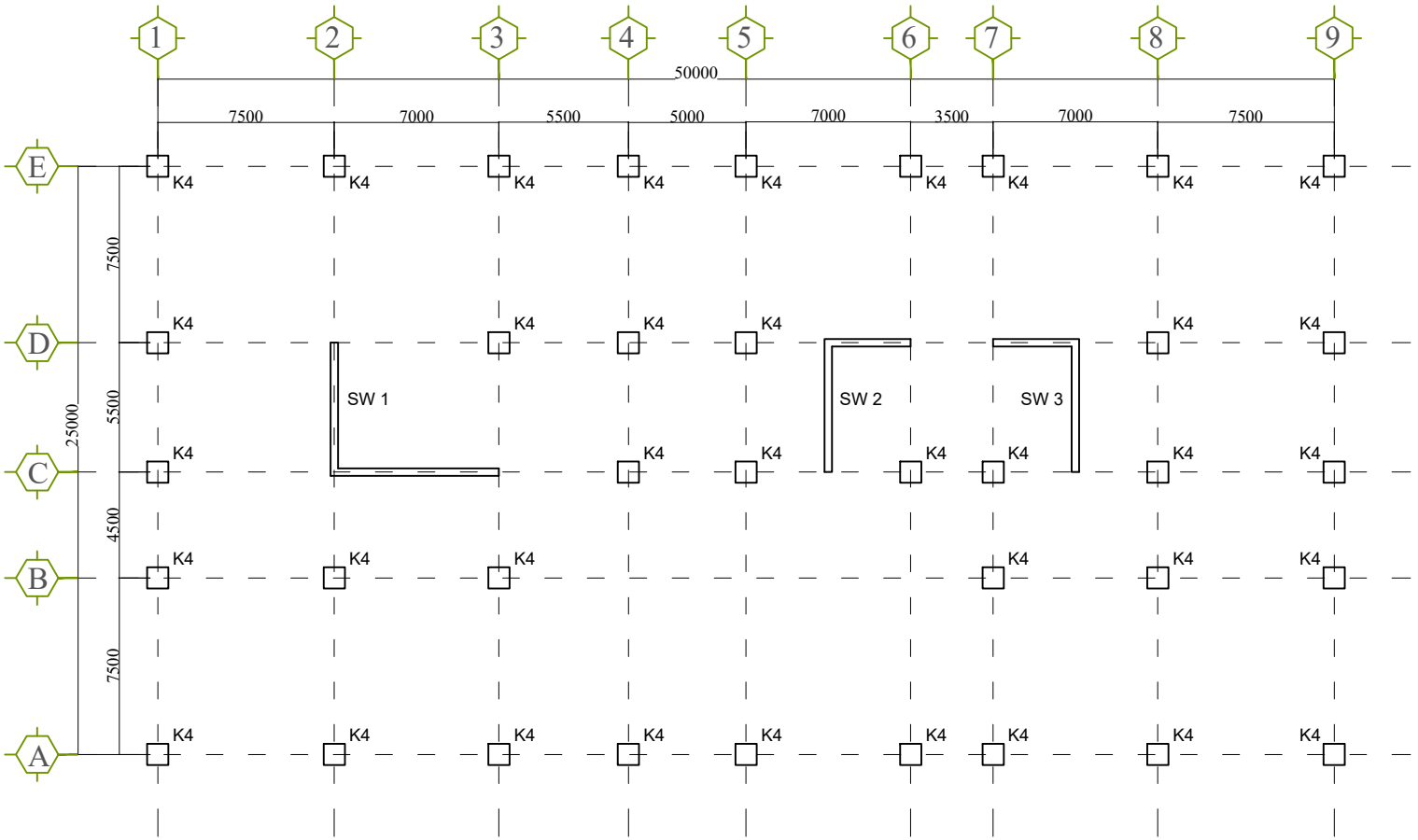



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 1 - 4

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 1 - 4 | 7/47 |

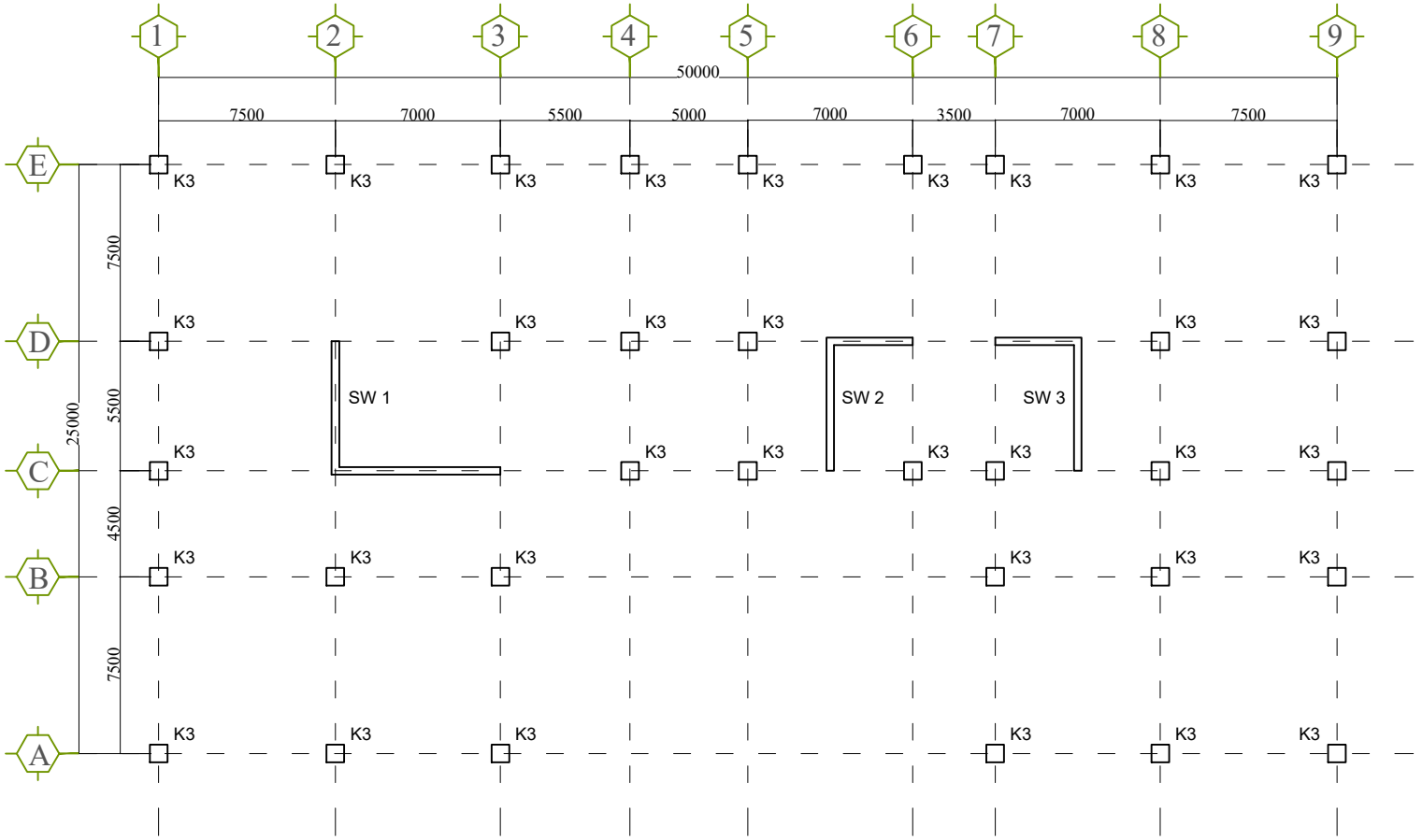



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 5

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 5 | 8/47 |

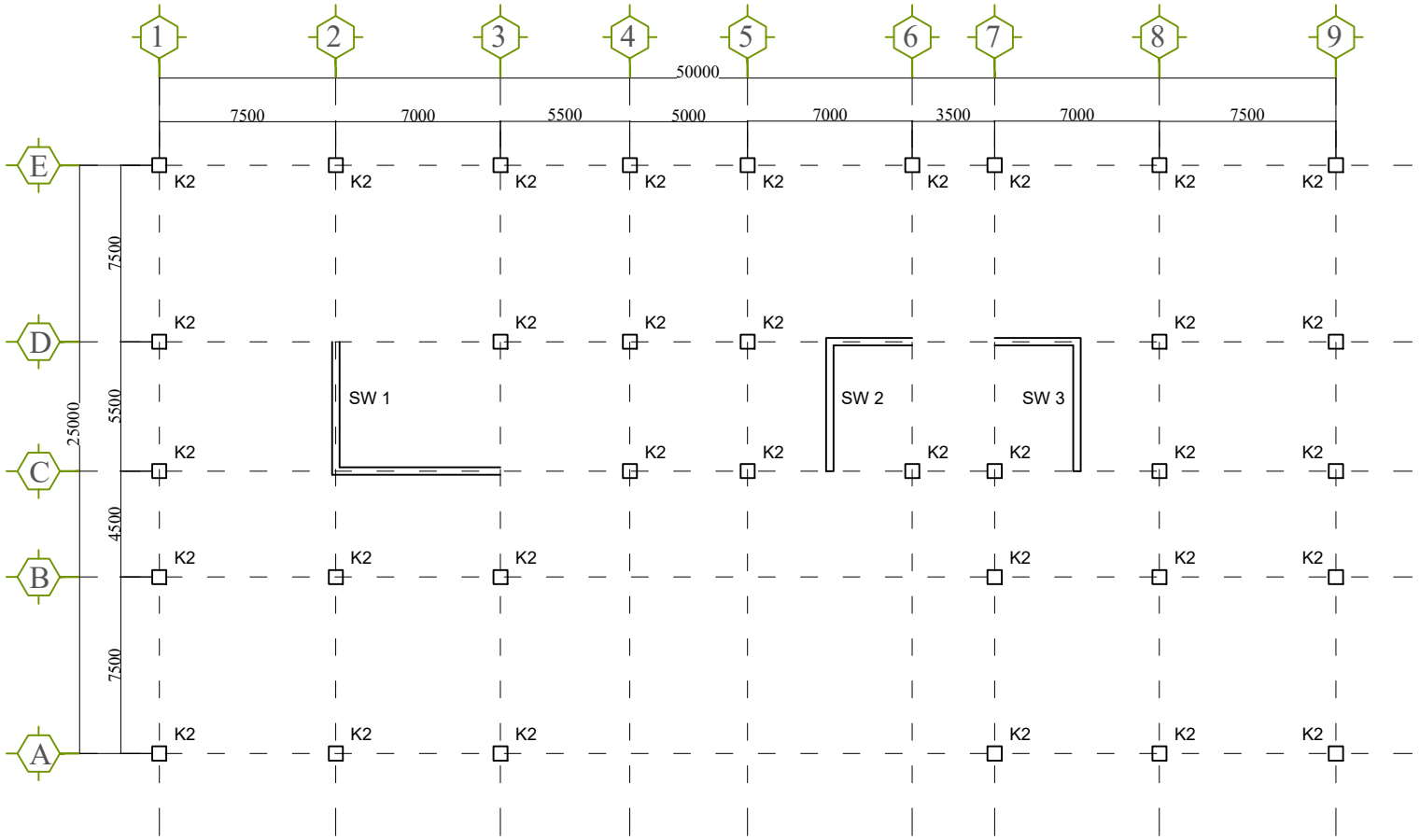



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 6 - 10

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 6 - 10 | 9/47 |

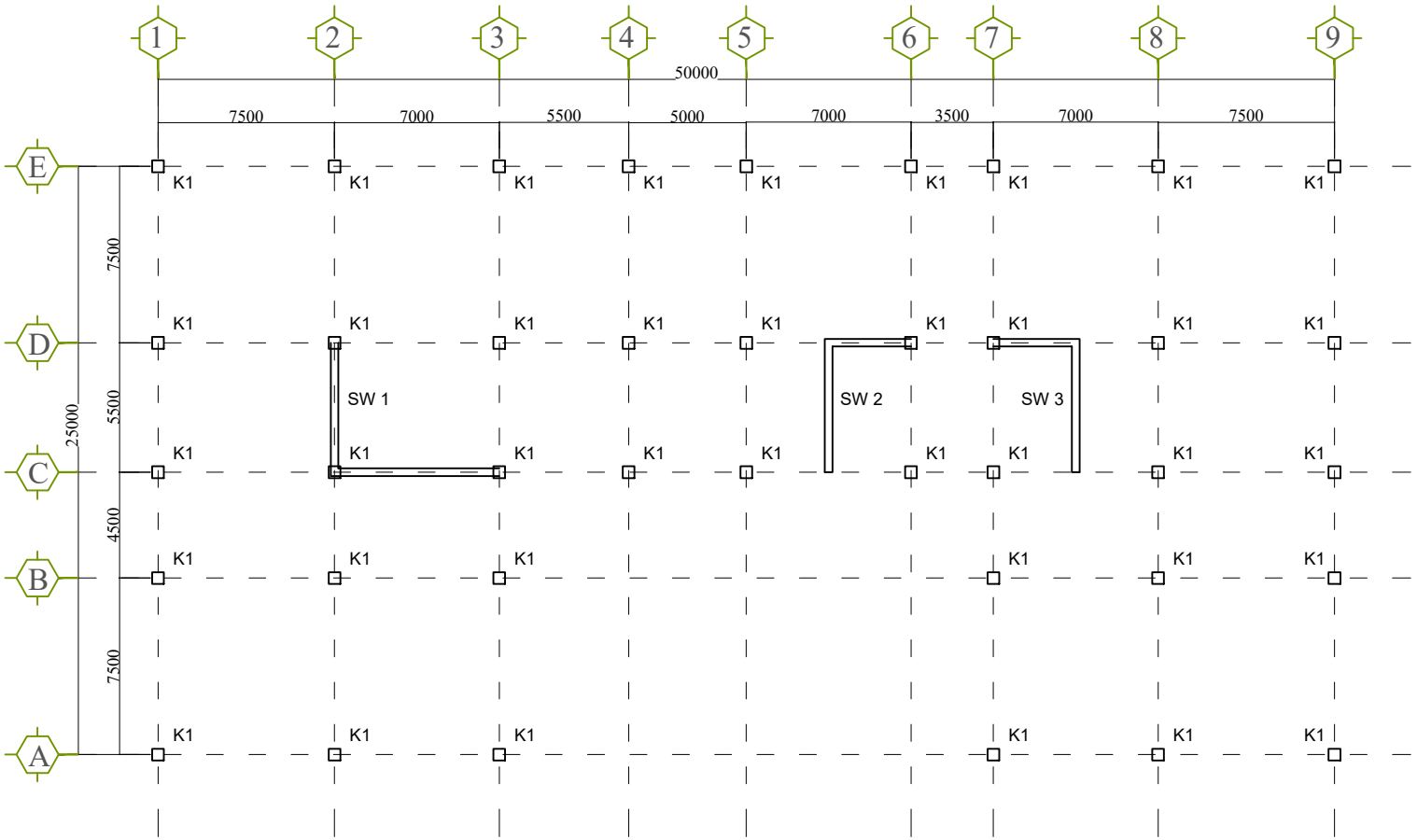



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 11 - 15

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 11 - 15 | 10/47 |

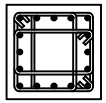
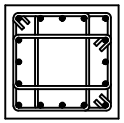


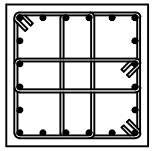
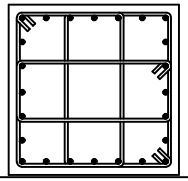

DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 16 - 20

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

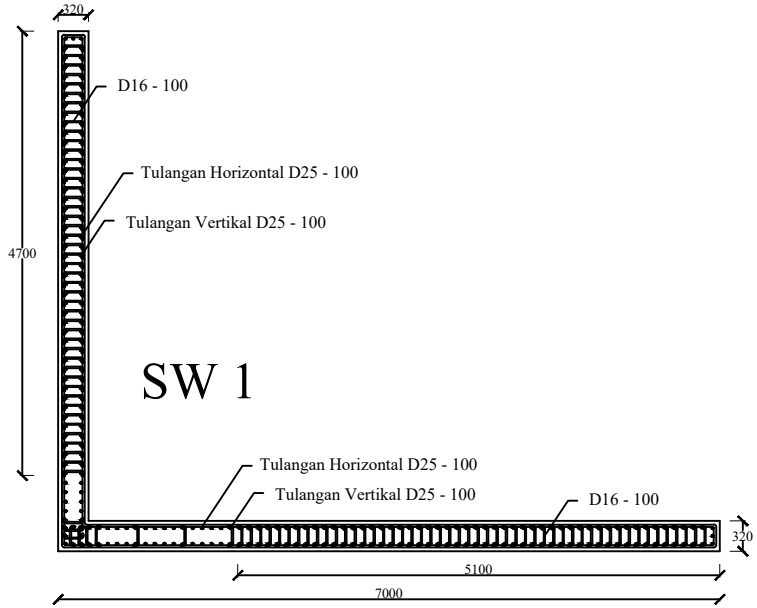
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH KOLOM DAN SHEARWALL LANTAI 16 - 20 | 11/47 |

| NAMA KOLOM | KOLOM 1 (K1) | KOLOM 2 (K2) |
|---|---|---|
| LOKASI | LANTAI 16-20 | LANTAI 11-15 |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 500 mm x 500 mm | 600 mm x 600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. UTAMA | 16 D25 | 16 D25 |
| SENGKANG TUMP. | 4D 16 - 125 mm | 4D 16 - 100 mm |
| SENGKANG LAP. | 4D 16 - 150 mm | 4D 16 - 150 mm |

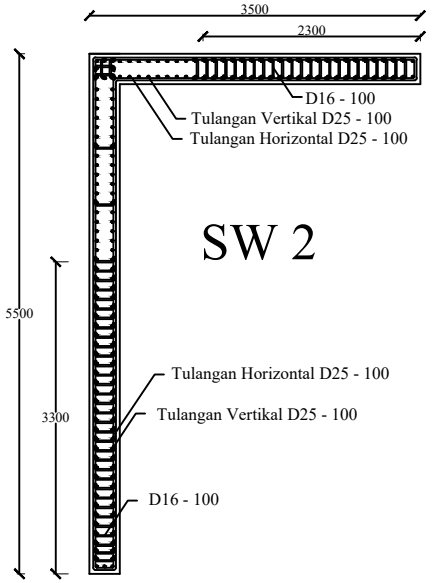
| NAMA KOLOM | KOLOM 3 (K3) | KOLOM 4 (K4) |
|---|---|---|
| LOKASI | LANTAI 6-10 | BASEMENT-LANTAI 5 |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 750 mm x 700 mm | 900 mm x 900 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. UTAMA | 20 D25 | 24 D25 |
| SENGKANG TUMP. | 4D 16 - 100 mm | 4D 16 - 100 mm |
| SENGKANG LAP. | 4D 16 - 150 mm | 4D 16 - 150 mm |

DETAIL PENULANGAN KOLOM
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

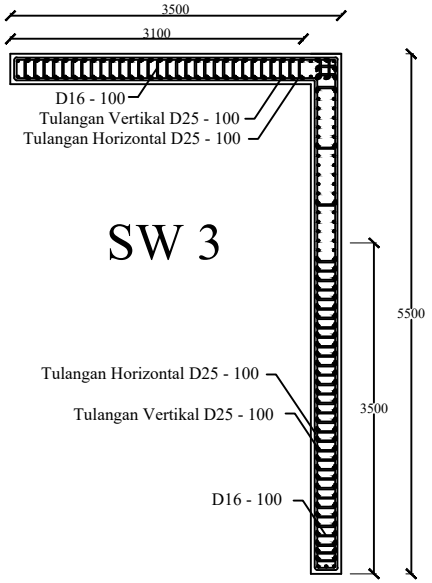
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN KOLOM | 12/47 |




DETAIL PENULANGAN SHEARWALL 1
SKALA 1:80
Satuan gambar dalam mm

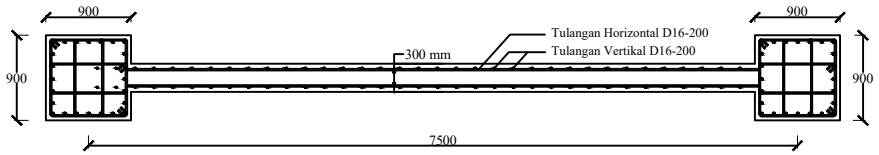



DETAIL PENULANGAN SHEARWALL 2
SKALA 1:80
Satuan gambar dalam mm



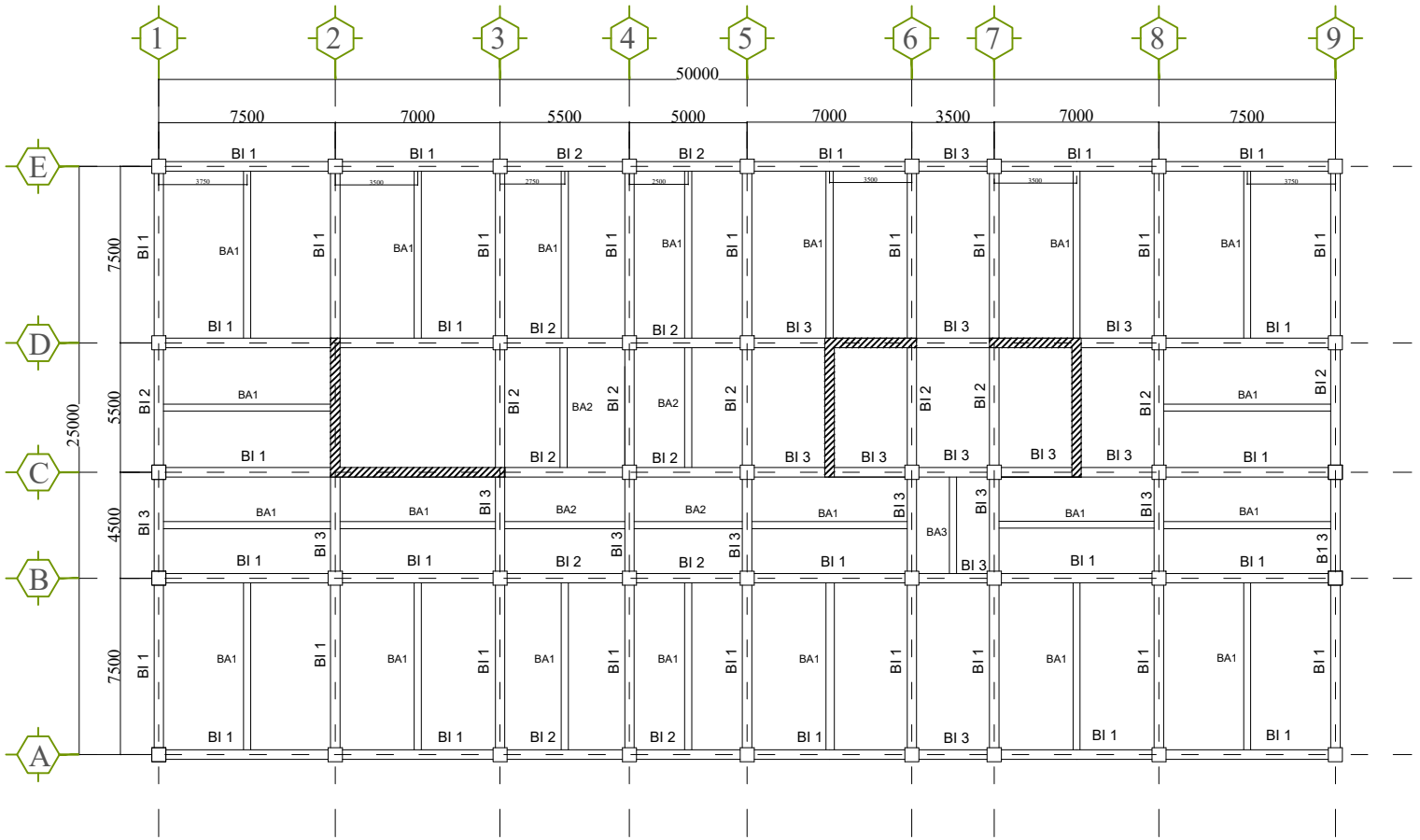

DETAIL PENULANGAN SHEARWALL 3
SKALA 1:80
Satuan gambar dalam mm

# BASEMENT WALL




BASEMENT WALL
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN DINDING | 13/47 |




DENAH BALOK BASEMENT - LANTAI 4

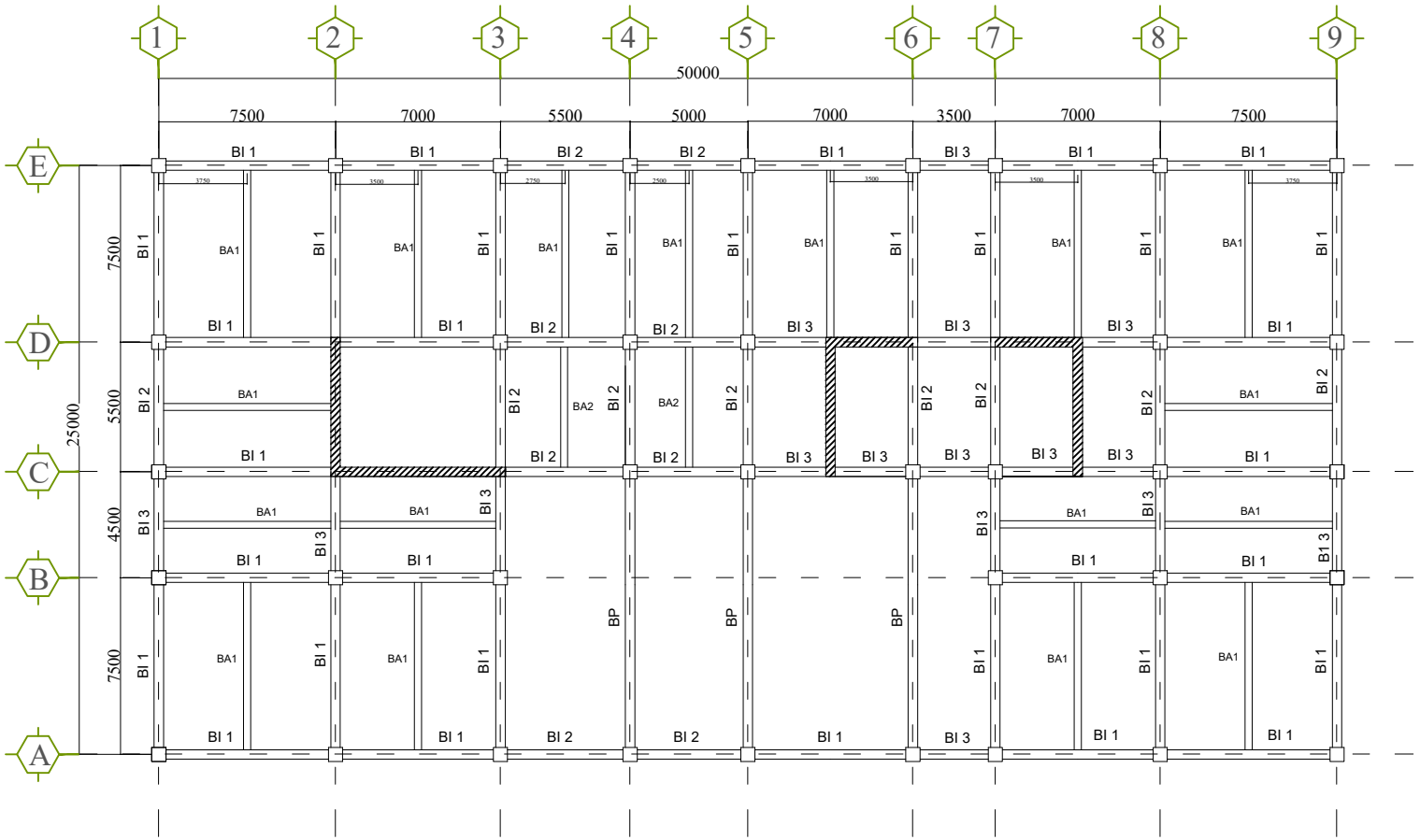
SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| BALOK INDUK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BI 1 | 500/700 |
| BI 2 | 450/600 |
| BI 3 | 350/600 |

| BALOK ANAK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BA 1 | 350/500 |
| BA 2 | 300/450 |
| BA 3 | 250/400 |

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PEMBALOKAN BASEMENT - LANTAI 4 | 14/47 |




DENAH BALOK LANTAI 5

SKALA 1:300

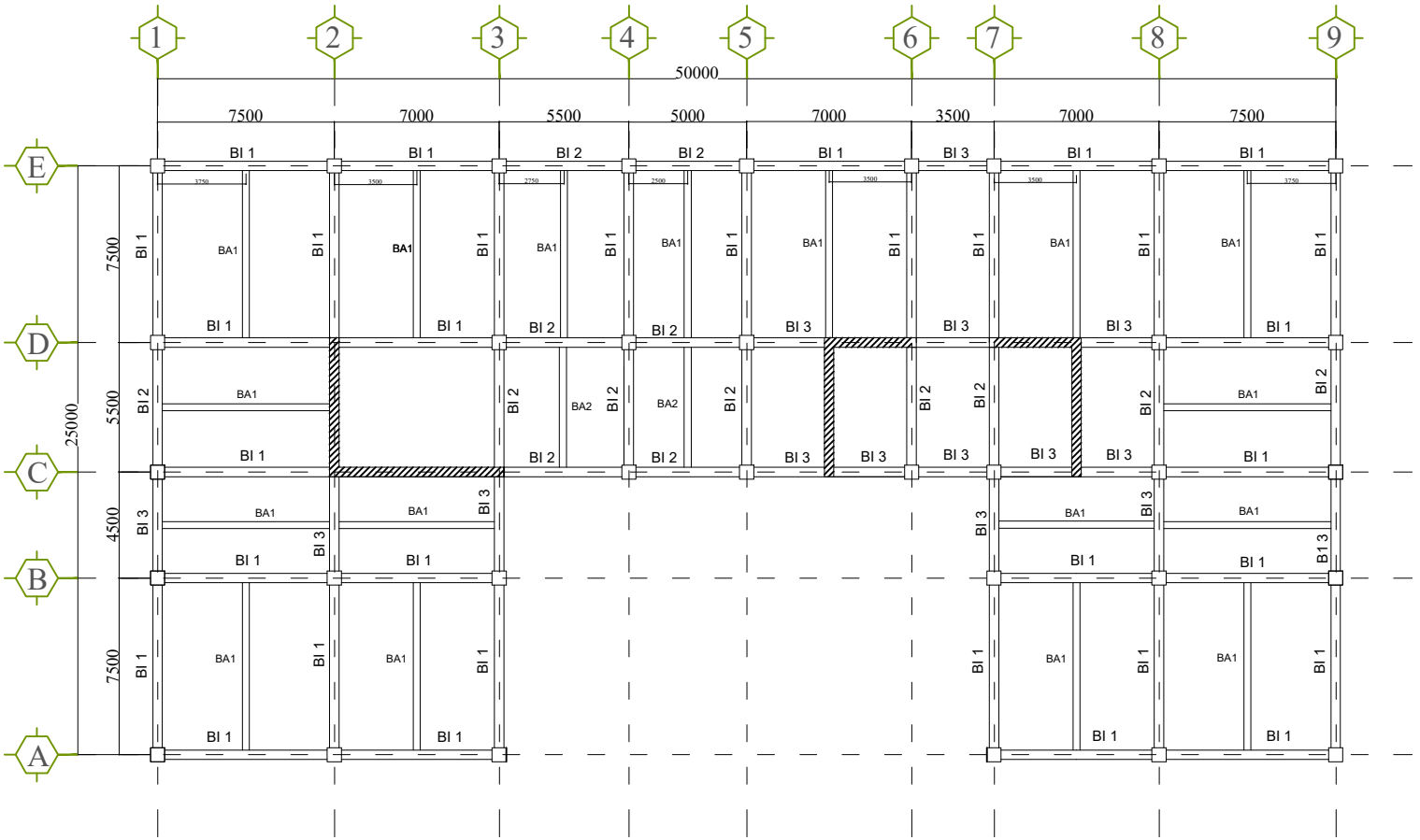
Satuan gambar dalam mm

| BALOK INDUK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BI 1 | 500/700 |
| BI 2 | 450/600 |
| BI 3 | 350/600 |

| BALOK PRATEKAN | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BP | 350/600 |

| BALOK ANAK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BA 1 | 350/500 |
| BA 2 | 300/450 |
| BA 3 | 250/400 |

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PEMBALOKAN LANTAI 5 | 15/47 |




DENAH BALOK LANTAI 6 - 20

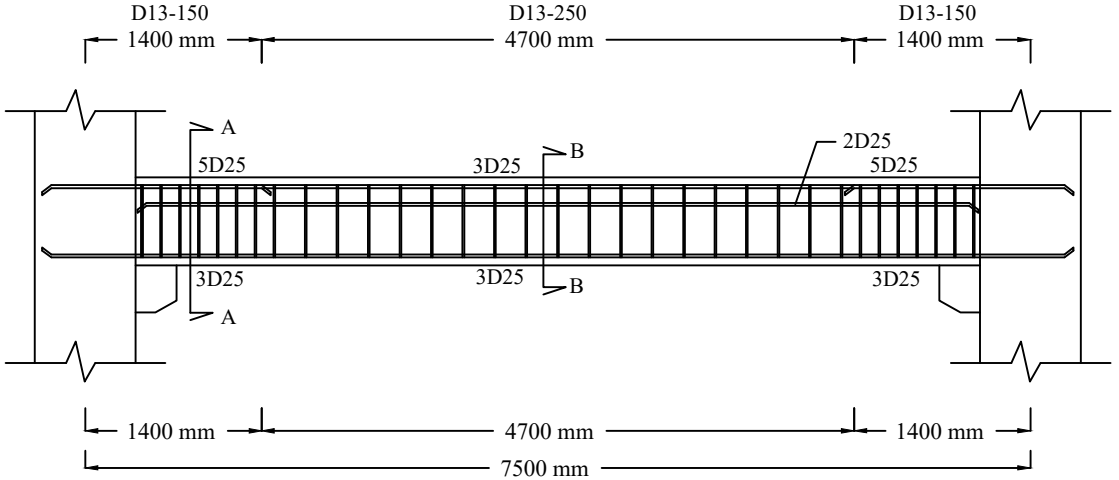
SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

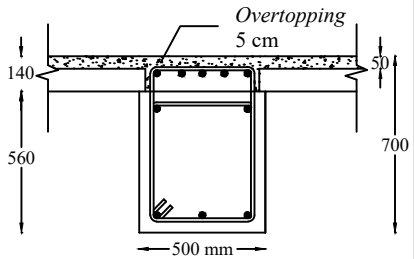
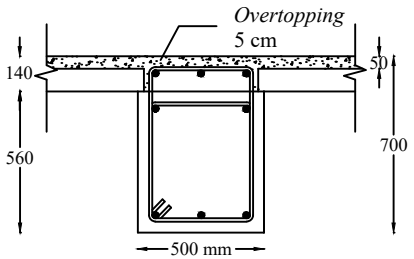
| BALOK INDUK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BI 1 | 500/700 |
| BI 2 | 450/600 |
| BI 3 | 350/600 |

| BALOK ANAK | |
|---|---|
| Tipe | Ukuran (mm) |
| BA 1 | 350/500 |
| BA 2 | 300/450 |
| BA 3 | 250/400 |

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PEMBALOKAN<br>LANTAI 6 - 20 | 16/47 |



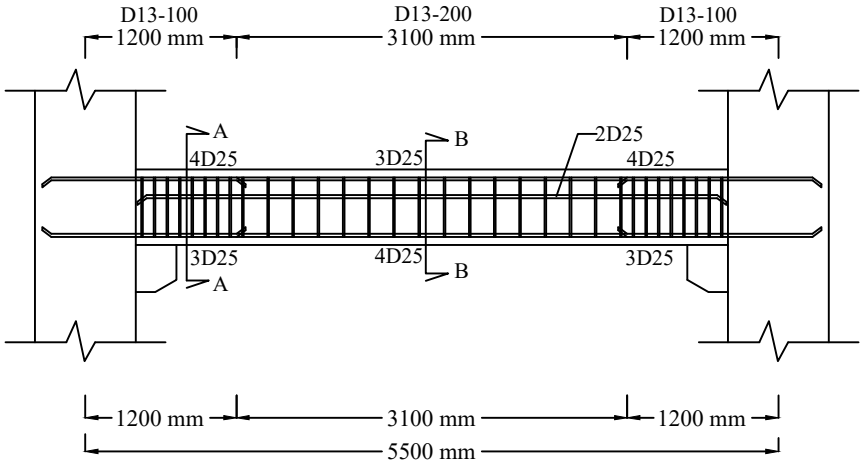

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BI 1 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 500 x 700 mm | 500 x 700 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 5D25 | 3D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 3D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 150 | 2D13 - 250 |

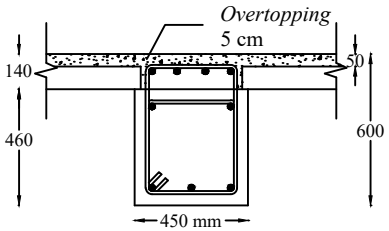
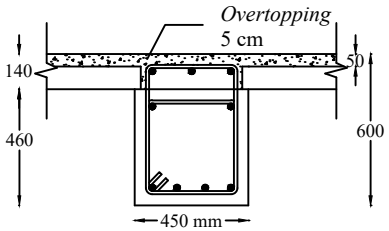


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK BI 1 | 17/47 |



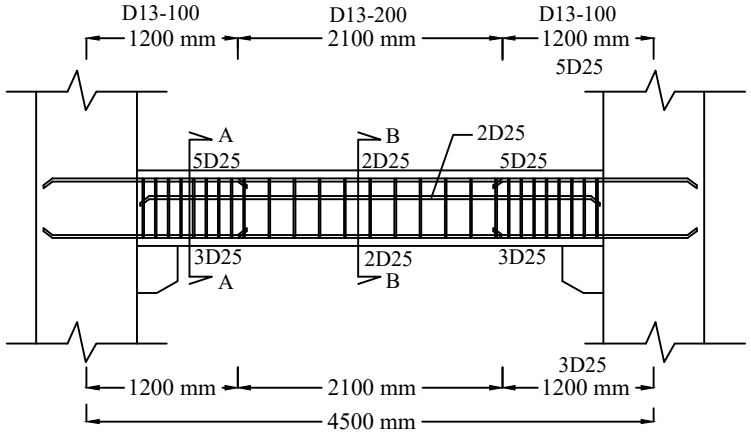

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BI 2 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 450 x 600 mm | 450 x 600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 4D25 | 3D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 4D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 100 | 2D13 - 200 |

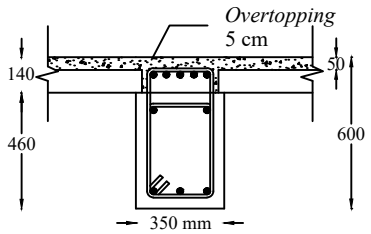
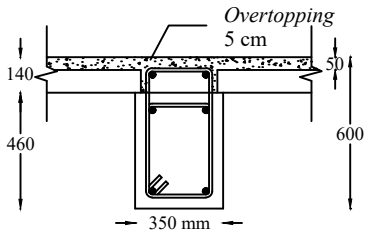


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN<br>BALOK INDUK BI 2 | 18/47 |



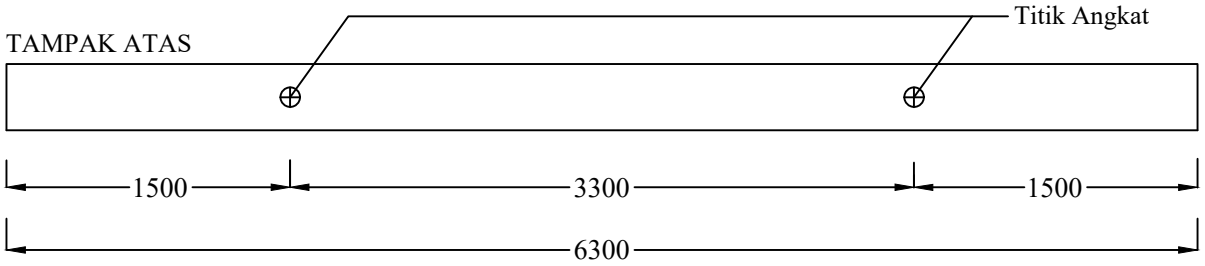

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BI 3 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 350 x 600 mm | 350 x 600 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 5D25 | 2D25 |
| TUL. TENGAH | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 2D25 |
| SENGKANG | 2D13 - 100 | 2D13 - 200 |

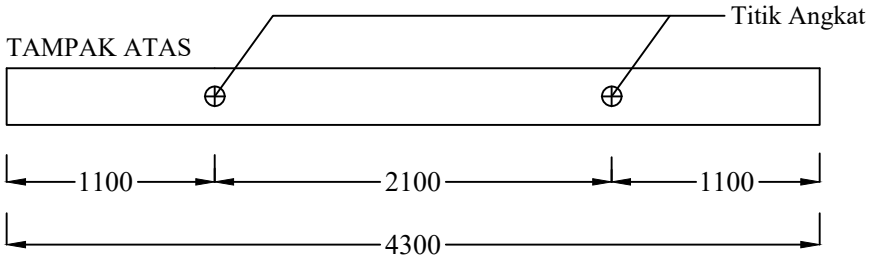


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

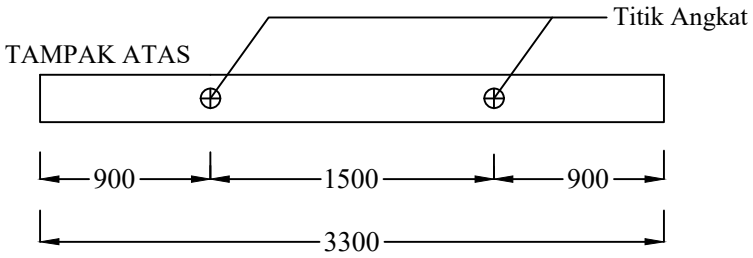
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN<br>BALOK INDUK BI 3 | 19/47 |




TITIK ANGKAT BALOK INDUK BI 1
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm

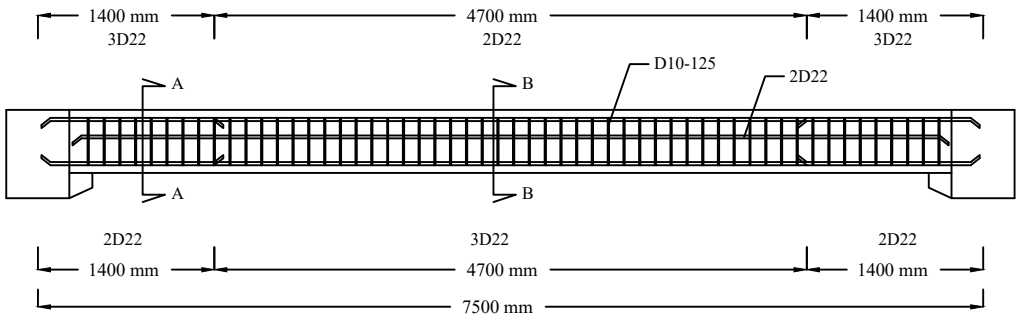



TITIK ANGKAT BALOK INDUK BI 2
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm

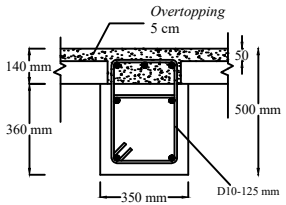
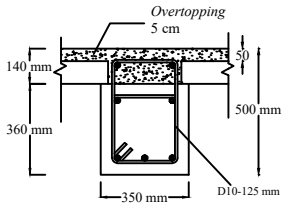



TITIK ANGKAT BALOK INDUK BI 3
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | TITIK ANGKAT BALOK INDUK | 20/47 |



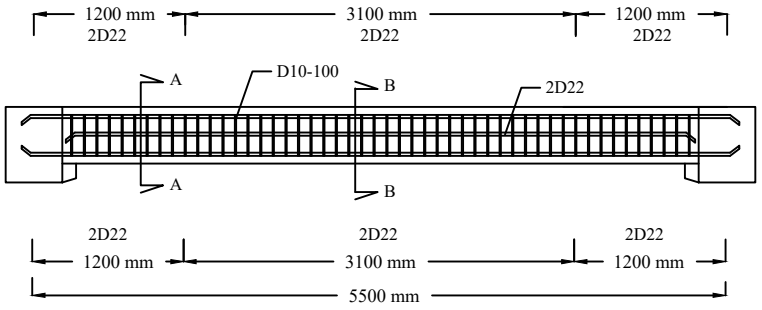

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BA 1 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 350 x 500 mm | 350 x 500 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 3D22 | 2D22 |
| TUL. TENGAH | 2D22 | 2D22 |
| TUL. BAWAH | 2D22 | 3D22 |
| SENGKANG | D10 - 125 | D10 - 125 |

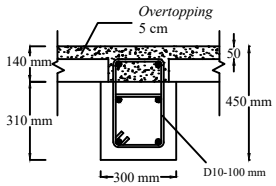
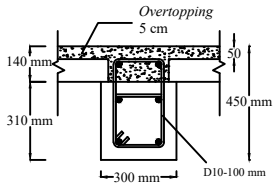


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK BA 1 | 21/47 |



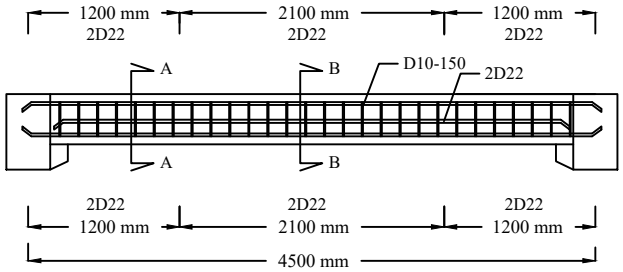

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BA 2 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 300 x 450 mm | 300 x 450 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 2D22 | 2D22 |
| TUL. TENGAH | 2D22 | 2D22 |
| TUL. BAWAH | 2D22 | 2D22 |
| SENGKANG | D10 - 100 | D10 - 100 |

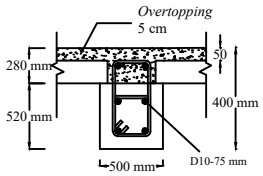
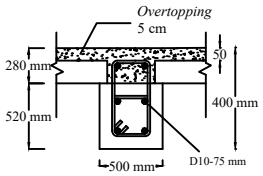


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN<br>BALOK ANAK BA 2 | 22/47 |



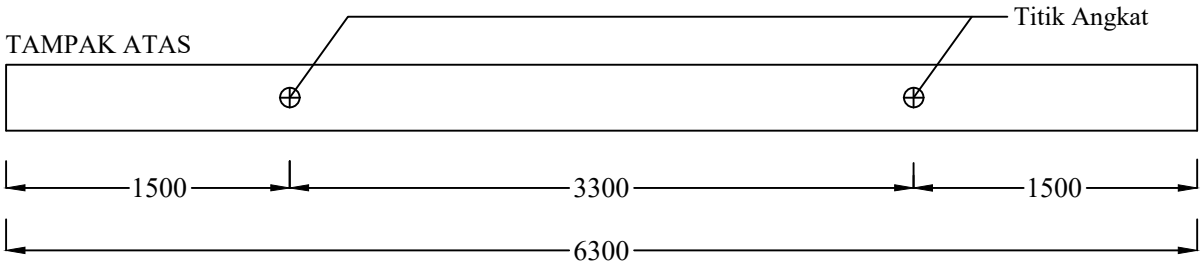

POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm

| BALOK | BALOK BA 3 | |
|---|---|---|
| | POTONGAN A | POTONGAN B |
| SKETSA |  |  |
| PENAMPANG | 250x400 mm | 250x400 mm |
| DECKING | 50 mm | 50 mm |
| TUL. ATAS | 2D22 | 2D22 |
| TUL. TENGAH | 2D22 | 2D22 |
| TUL. BAWAH | 2D22 | 2D22 |
| SENGKANG | D10 - 150 | D10 - 150 |

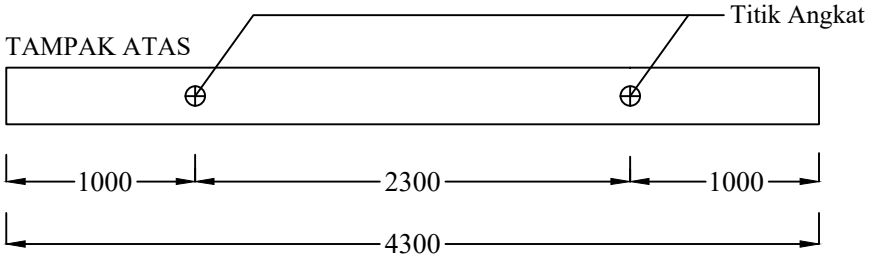


POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:30
Satuan gambar dalam mm

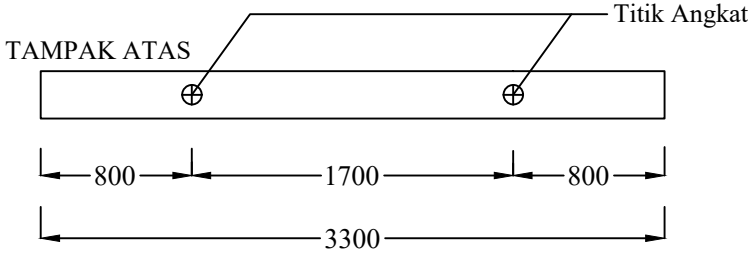
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN<br>BALOK ANAK BA 3 | 23/47 |




TITIK ANGKAT BALOK ANAK BI 1
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm

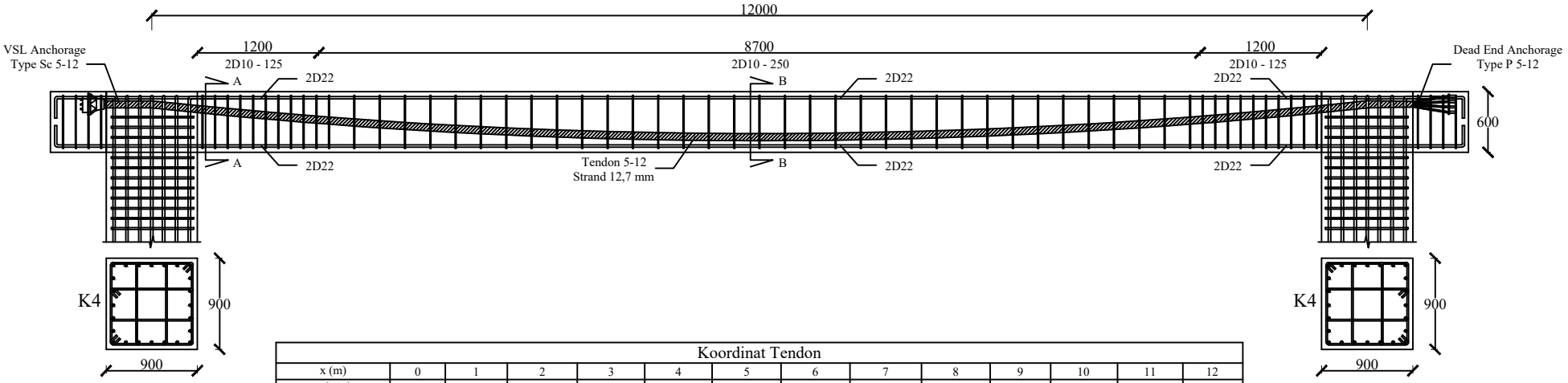



TITIK ANGKAT BALOK ANAK BI 2
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm



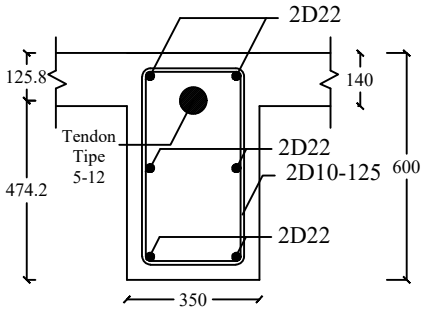

TITIK ANGKAT BALOK ANAK BI 3
SKALA 1:40
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | TITIK ANGKAT BALOK ANAK | 24/47 |

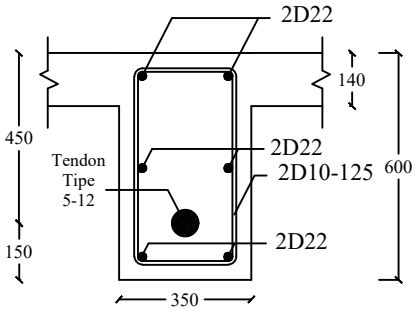



| Koordinat Tendon | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x (m) | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| y (mm) | 474.20 | 375.14 | 294.09 | 231.05 | 186.02 | 159.01 | 150.00 | 159.01 | 186.02 | 231.05 | 294.09 | 375.14 | 474.20 |

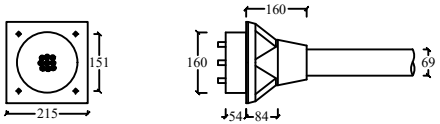
POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEKAN
SKALA 1:60
Satuan gambar dalam mm



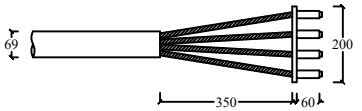

POTONGAN A-A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN B-B
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

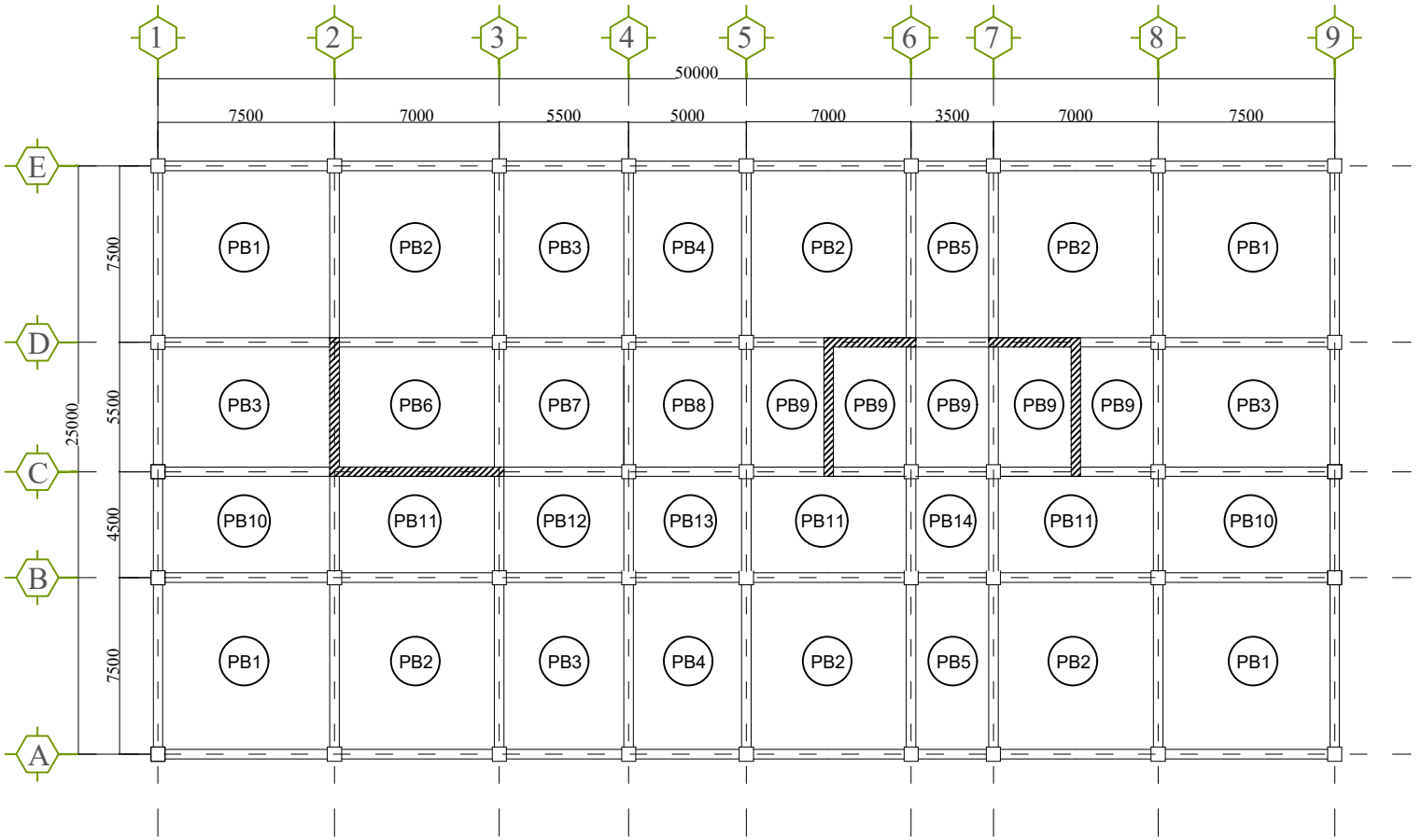



DETAIL ANGKUR HIDUP
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




DETAIL ANGKUR MATI
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEKAN | 25/47 |

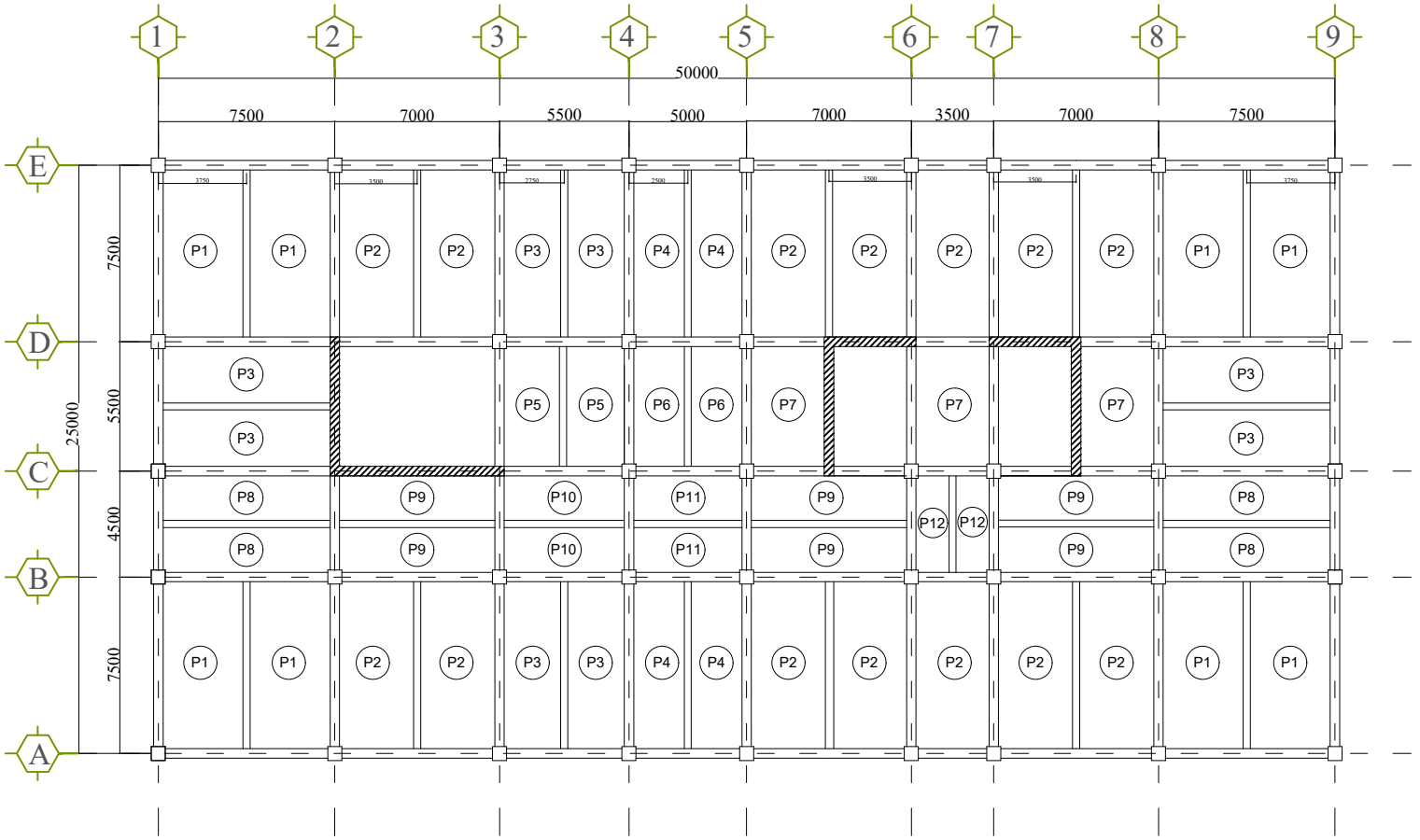



DENAH PELAT BASEMENT

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH PELAT BASEMENT | 26/47 |

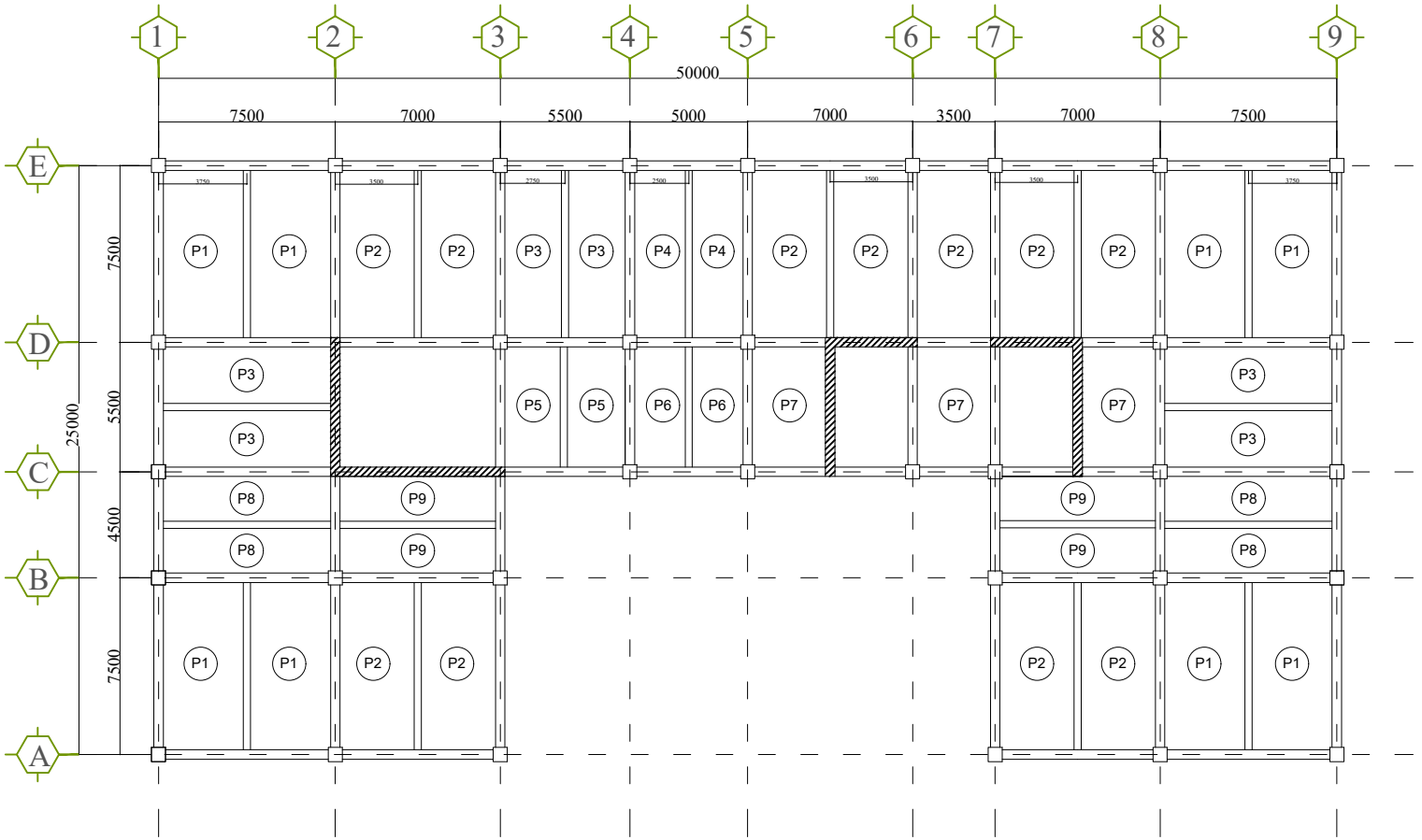



DENAH PELAT LANTAI 1 - 5

SKALA 1:300

Satuan gambar dalam mm

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH PELAT LANTAI 1 - 5 | 27/47 |

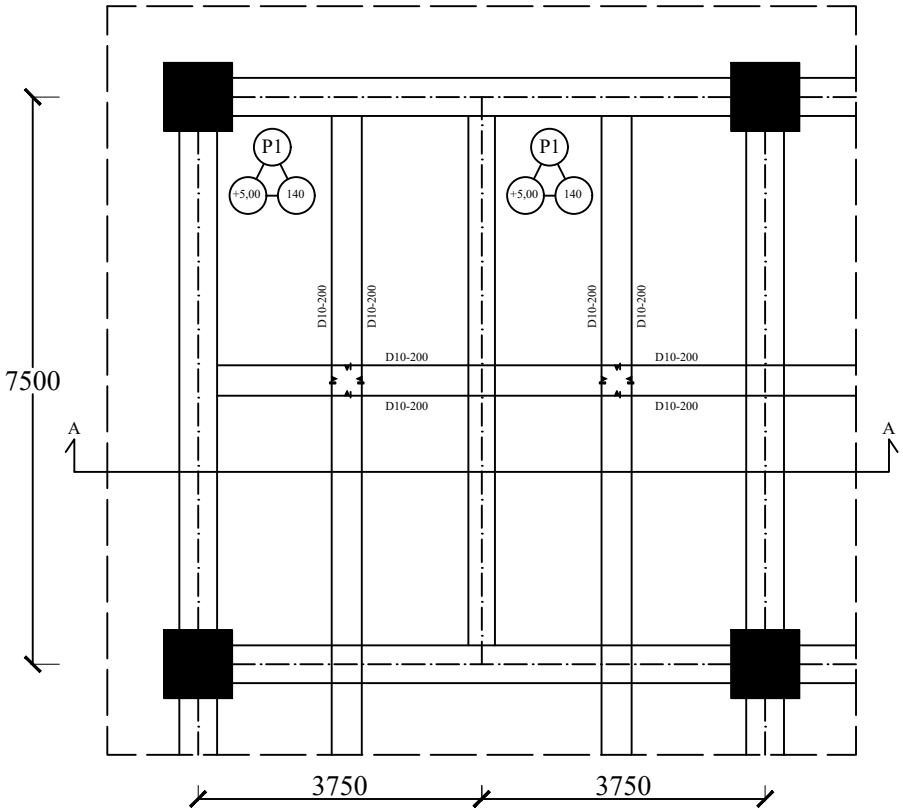


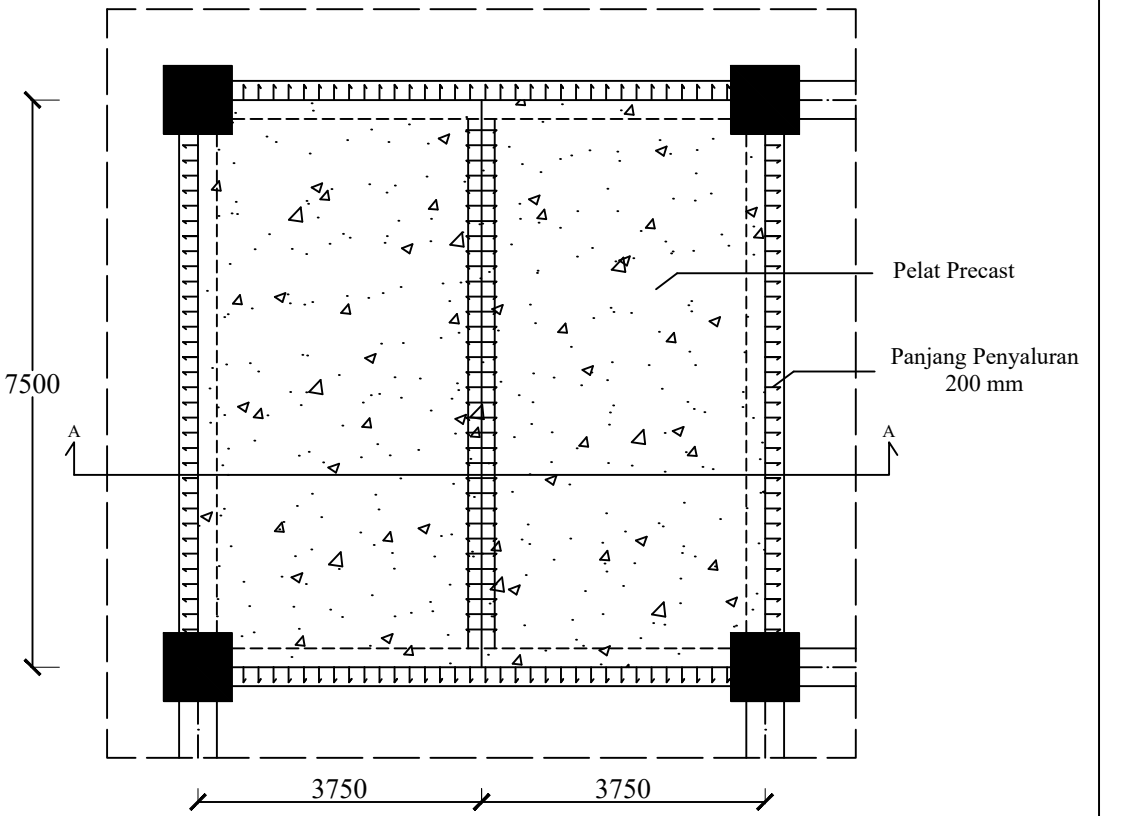

DENAH PELAT LANTAI 6 - 20

SKALA 1:300

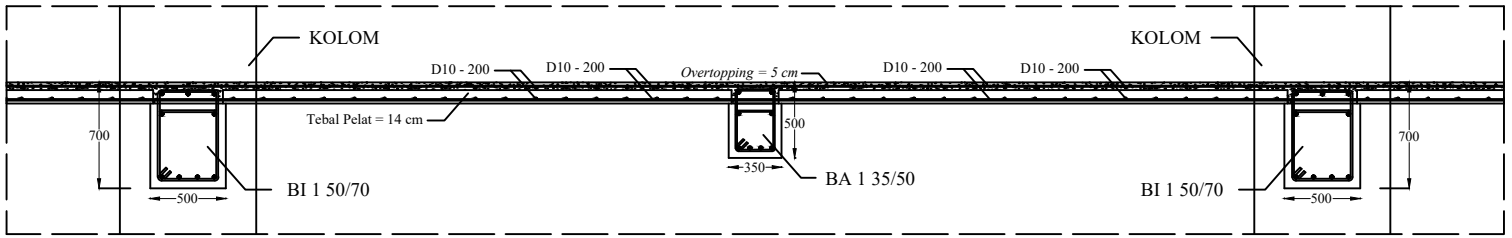
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH PELAT LANTAI 6 - 20 | 28/47 |



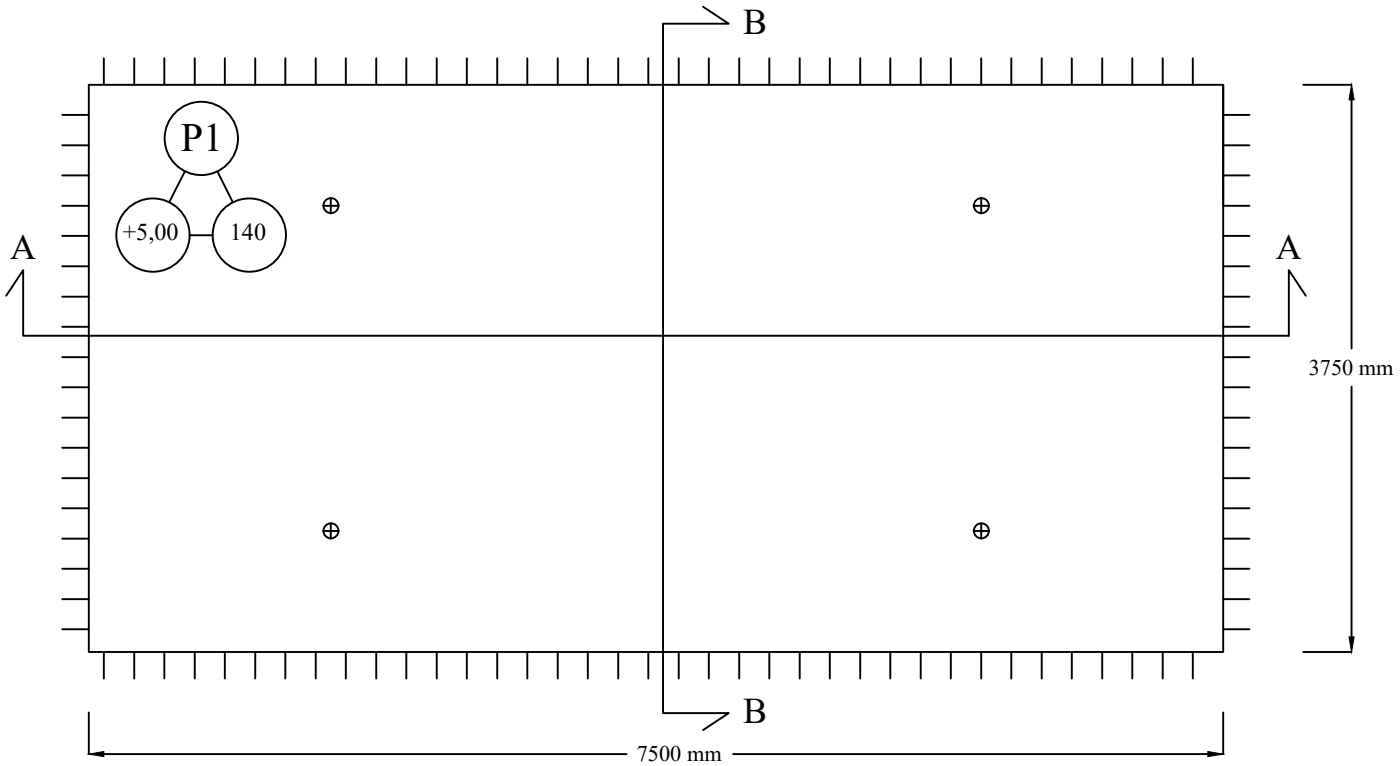




DETAIL PENULANGAN PELAT
SKALA 1:100
Satuan gambar dalam mm



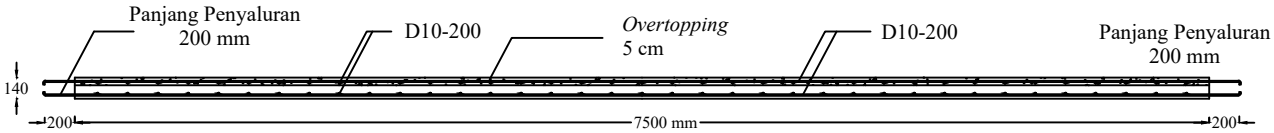

POTONGAN A - A
SKALA 1:50
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN PELAT | 29/47 |

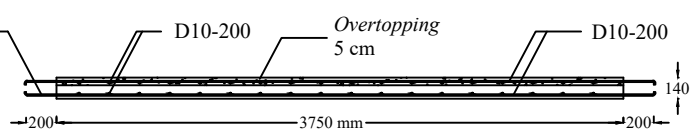



| PELAT | PANJANG PENYALURAN | |
|---|---|---|
| | ARAH X | ARAH Y |
| P1 | 200 mm | 200 mm |
| P2 | 200 mm | 200 mm |
| P3 | 200 mm | 200 mm |
| P4 | 200 mm | 200 mm |
| P5 | 200 mm | 200 mm |
| P6 | 200 mm | 200 mm |
| P7 | 200 mm | 200 mm |
| P8 | 200 mm | 200 mm |
| P9 | 200 mm | 200 mm |
| P10 | 200 mm | 200 mm |
| P11 | 200 mm | 200 mm |
| P12 | 200 mm | 200 mm |

DETAIL PANJANG PENYALURAN PELAT
SKALA 1:50
Satuan gambar dalam mm

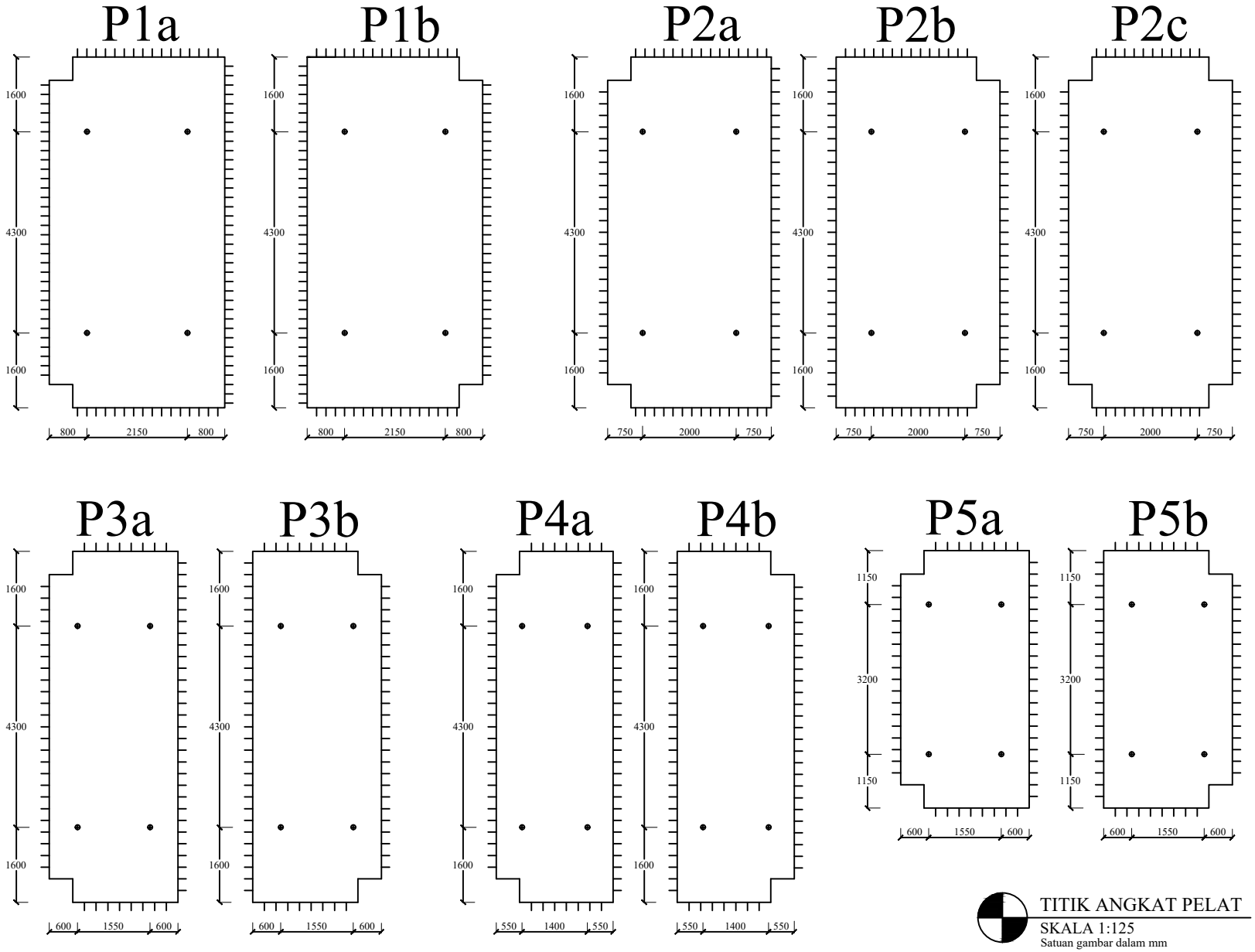



POTONGAN A - A
SKALA 1:50
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN B - B
SKALA 1:50
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PANJANG PENYALURAN PELAT | 30/47 |

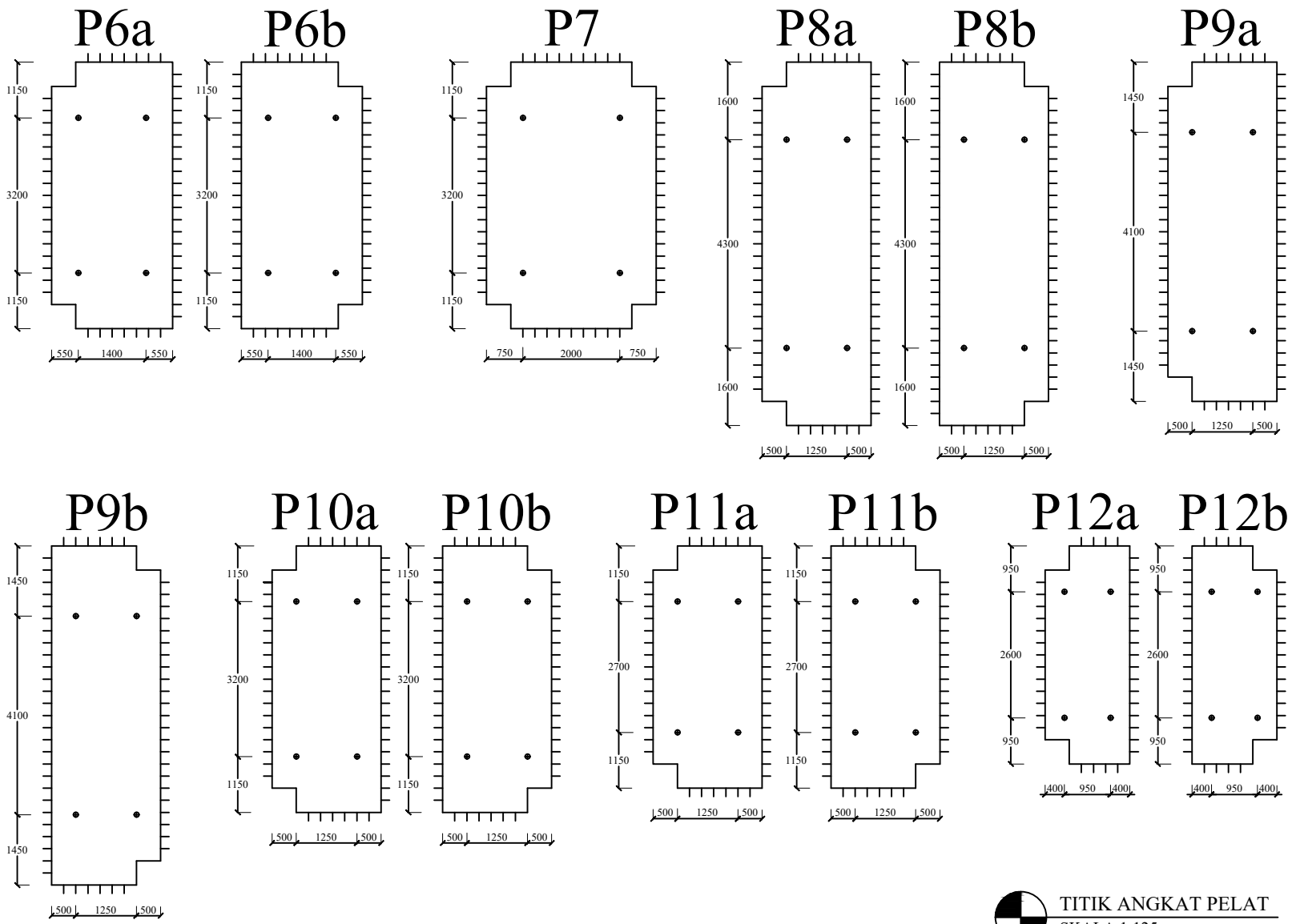



TITIK ANGKAT PELAT

SKALA 1:125

Satuan gambar dalam mm

| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | TITIK ANGKAT PELAT | 31/47 |

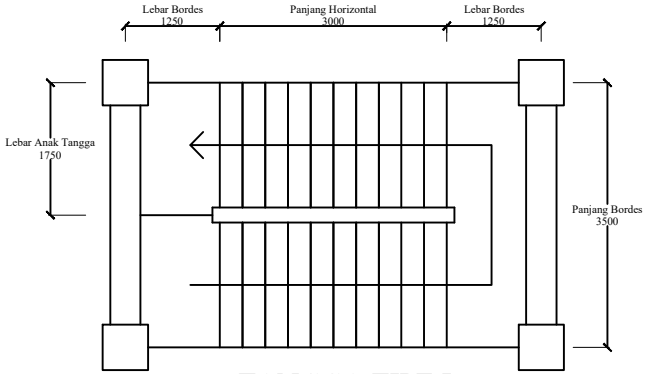



TITIK ANGKAT PELAT

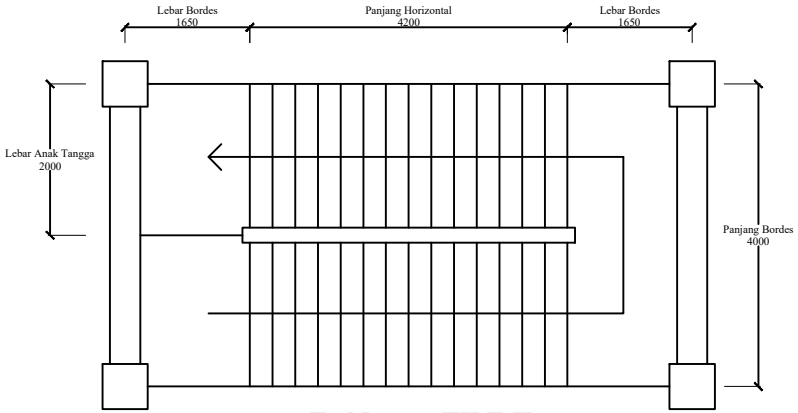
SKALA 1:125

Satuan gambar dalam mm

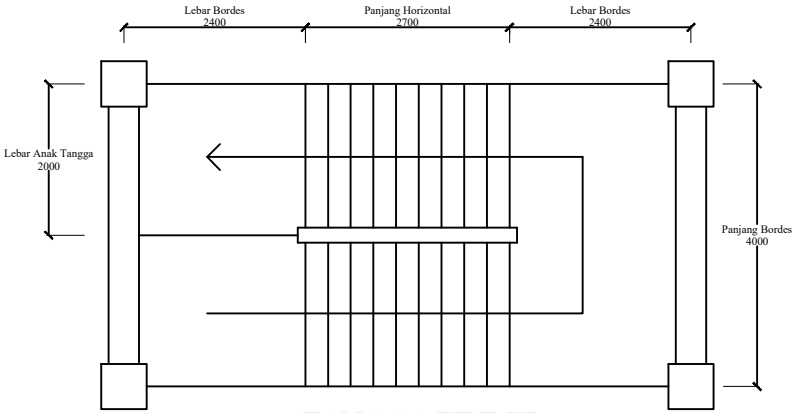
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | TITIK ANGKAT PELAT | 32/47 |




TANGGA TIPE I




TANGGA TIPE II




TANGGA TIPE III

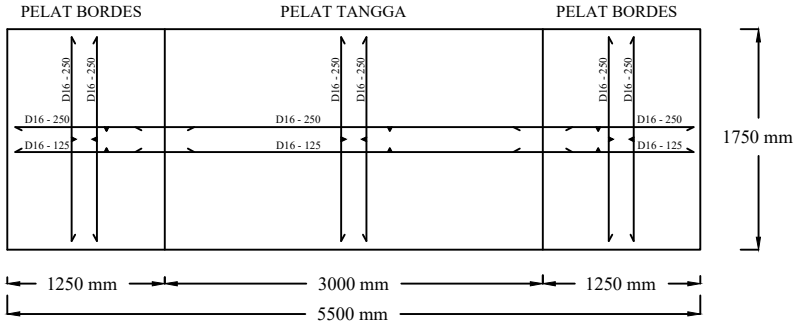
DENAH TANGGA

SKALA 1:100

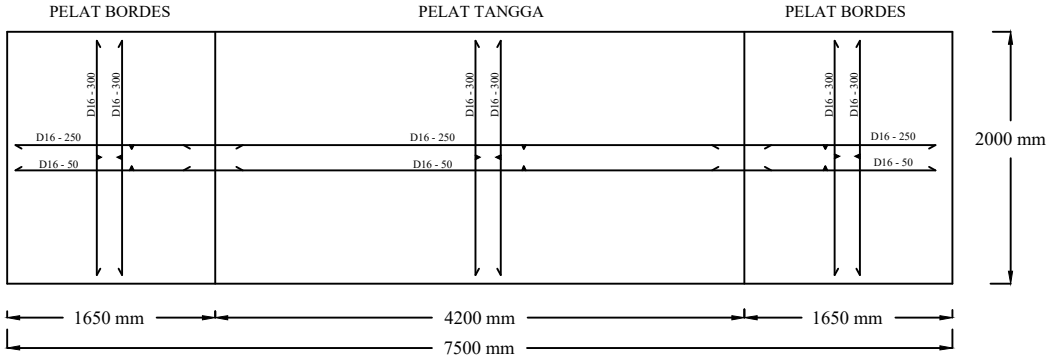
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DENAH TANGGA TIPE I, II, III | 33/47 |

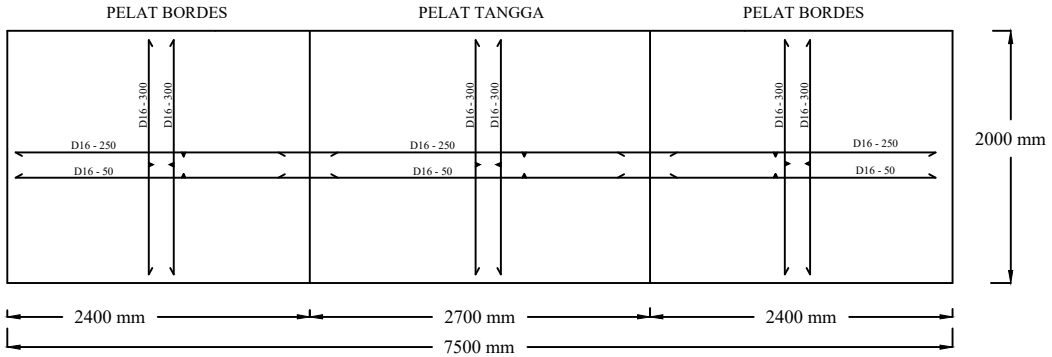
TANGGA TIPE I
TINGGI LANTAI: 3,2 m




TANGGA TIPE II
TINGGI LANTAI: 5 m




TANGGA TIPE III
TINGGI LANTAI: 3 m

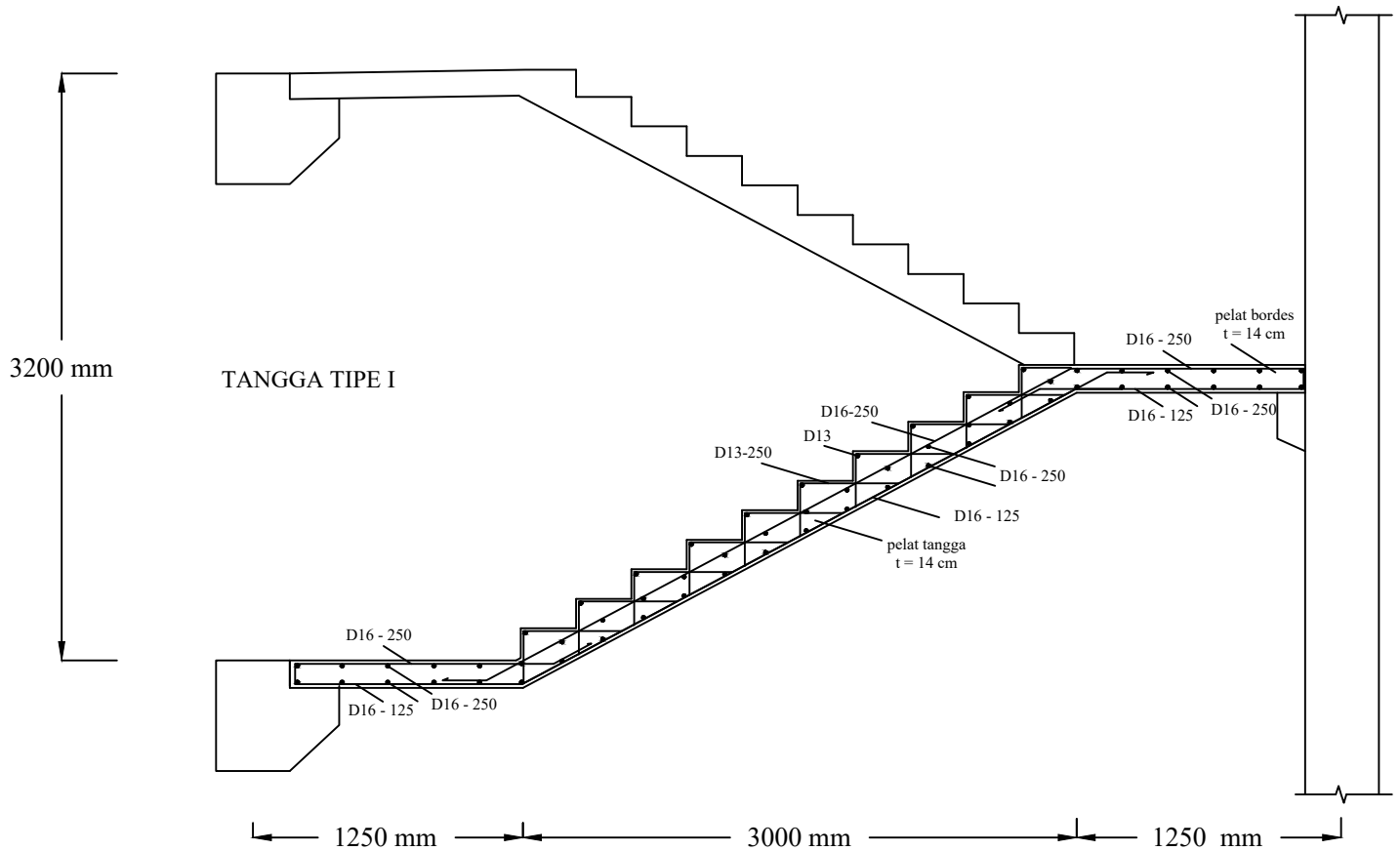



## DENAH PENULANGAN TANGGA

SKALA 1:60

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | PENULANGAN TANGGA<br>TIPE I, II, III | 34/47 |

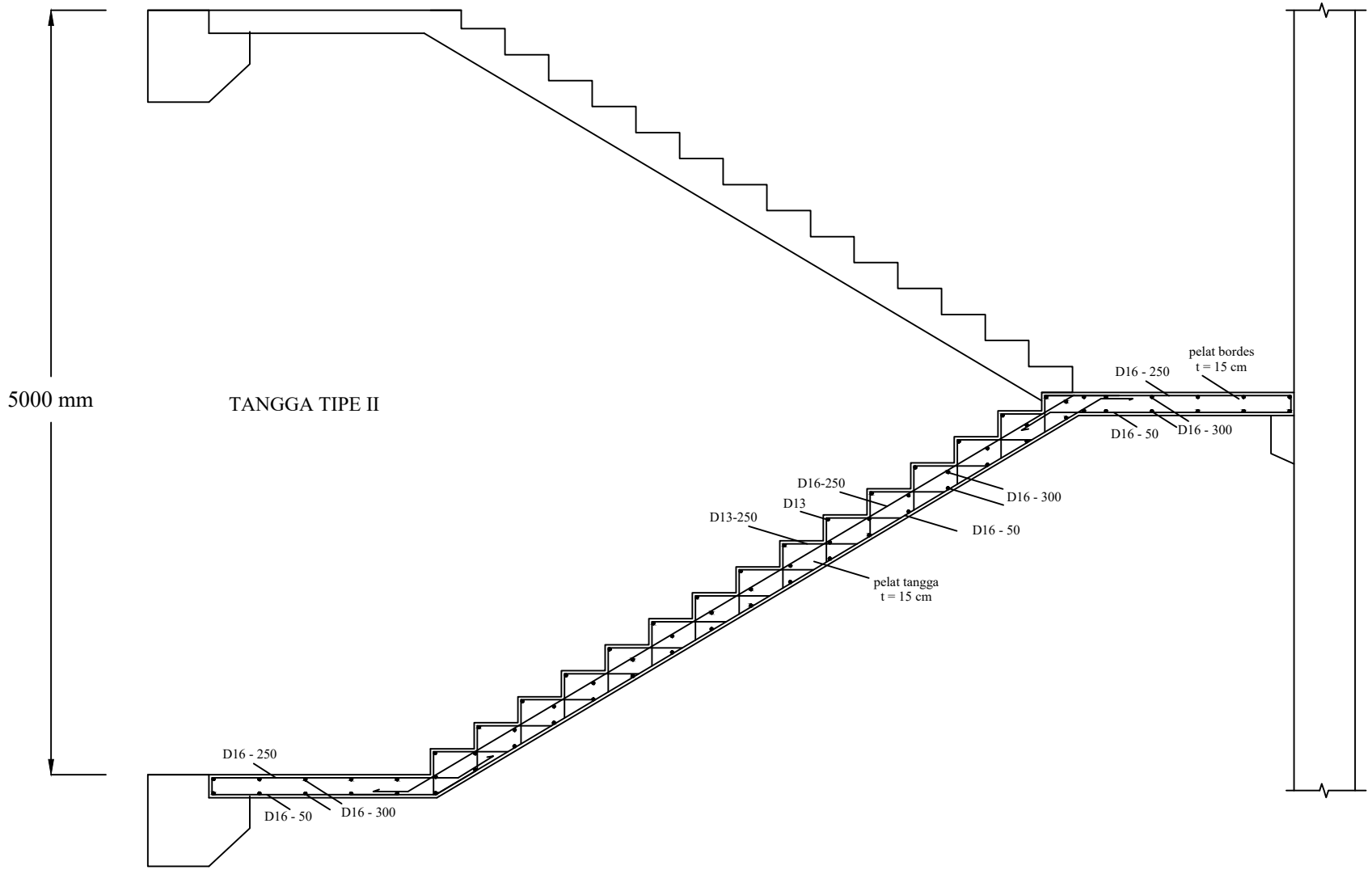



DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE I

SKALA 1:40

Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE I | 35/47 |

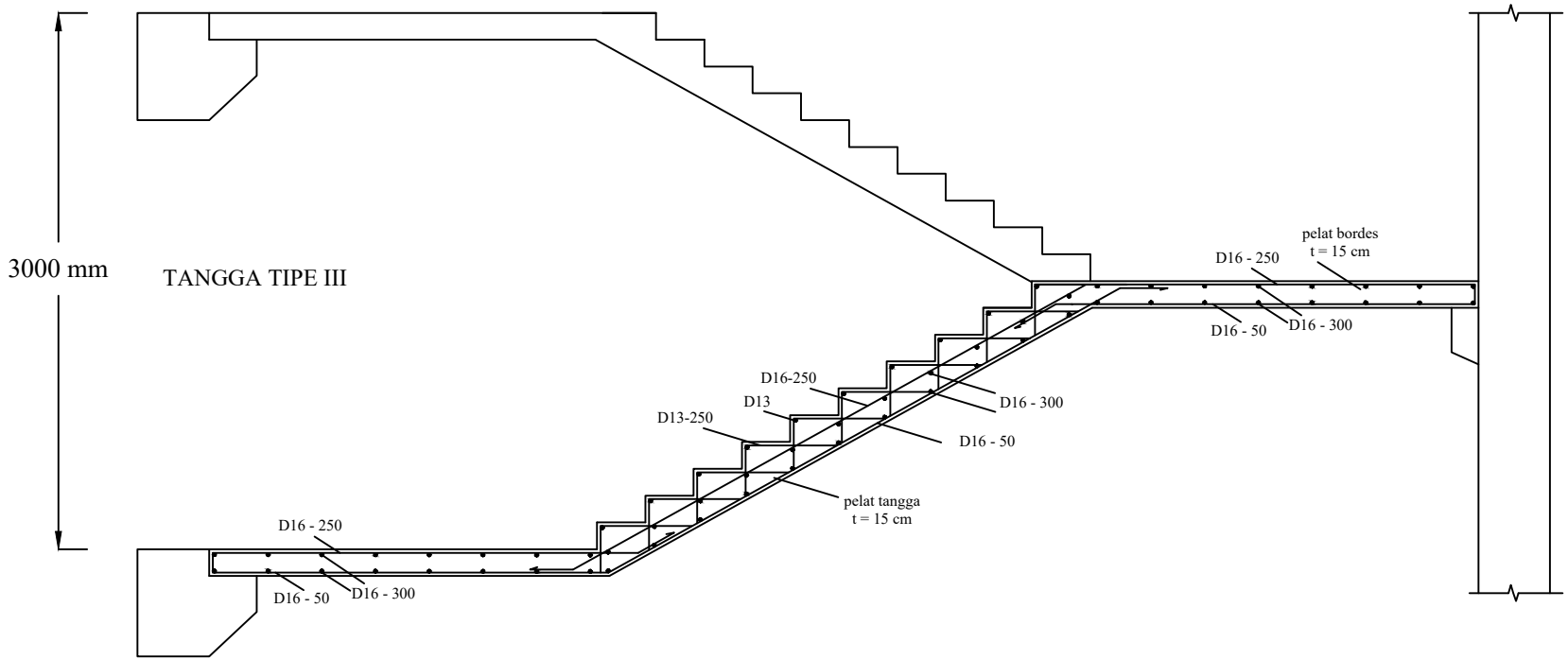



DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE II

SKALA 1:40

Satuan gambar dalam mm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE II | 36/47 |

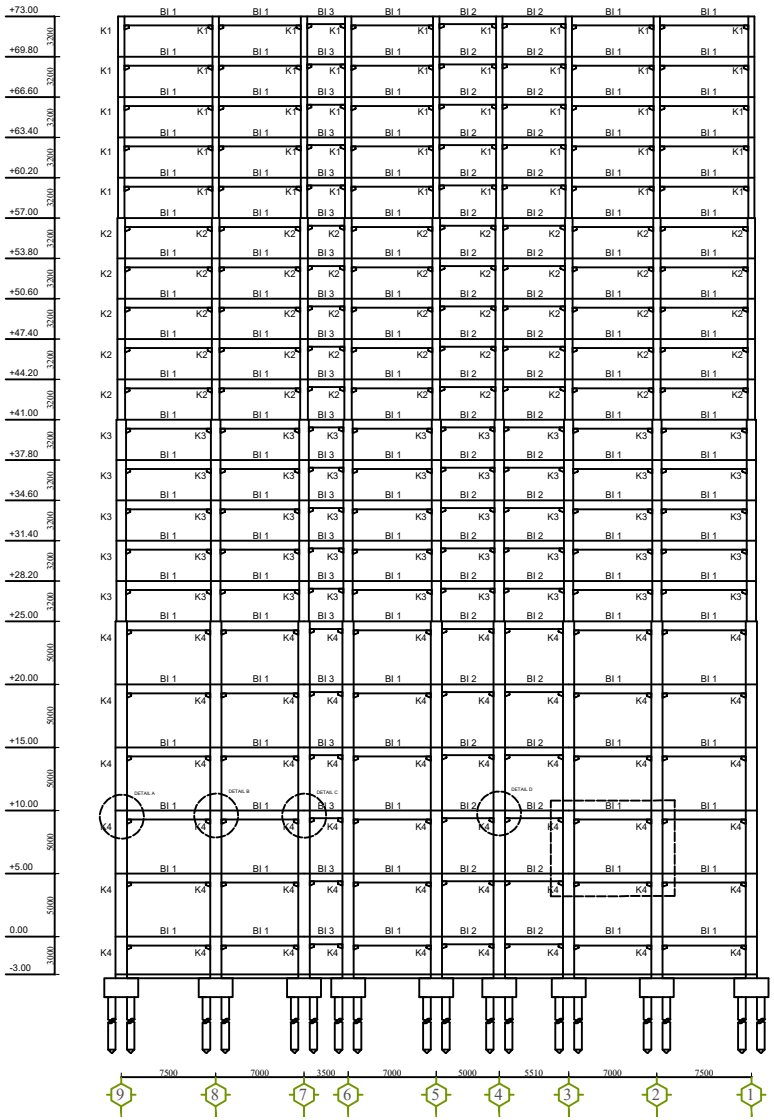



DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE III

SKALA 1:40

Satuan gambar dalam mm

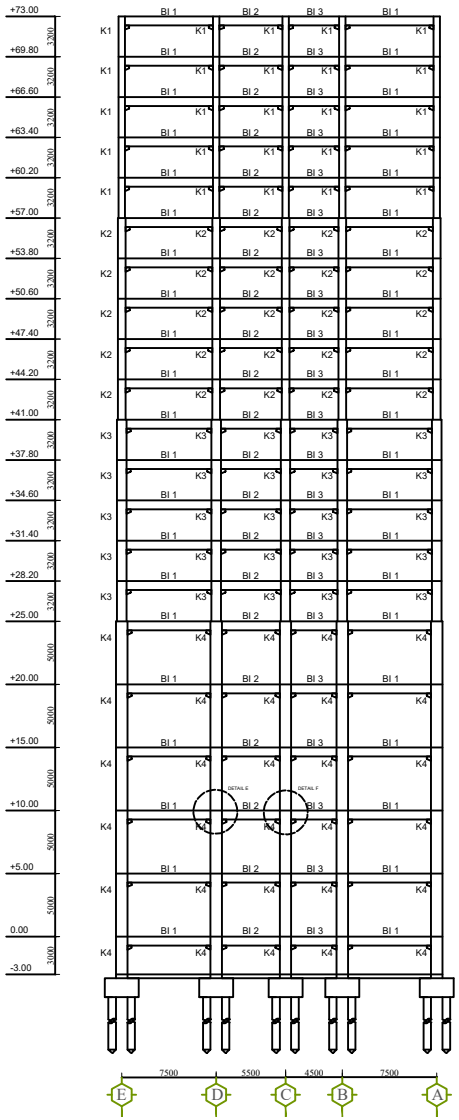
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL PENULANGAN TANGGA TIPE III | 37/47 |




POTONGAN MEMANJANG

SKALA 1:600

Satuan gambar dalam mm

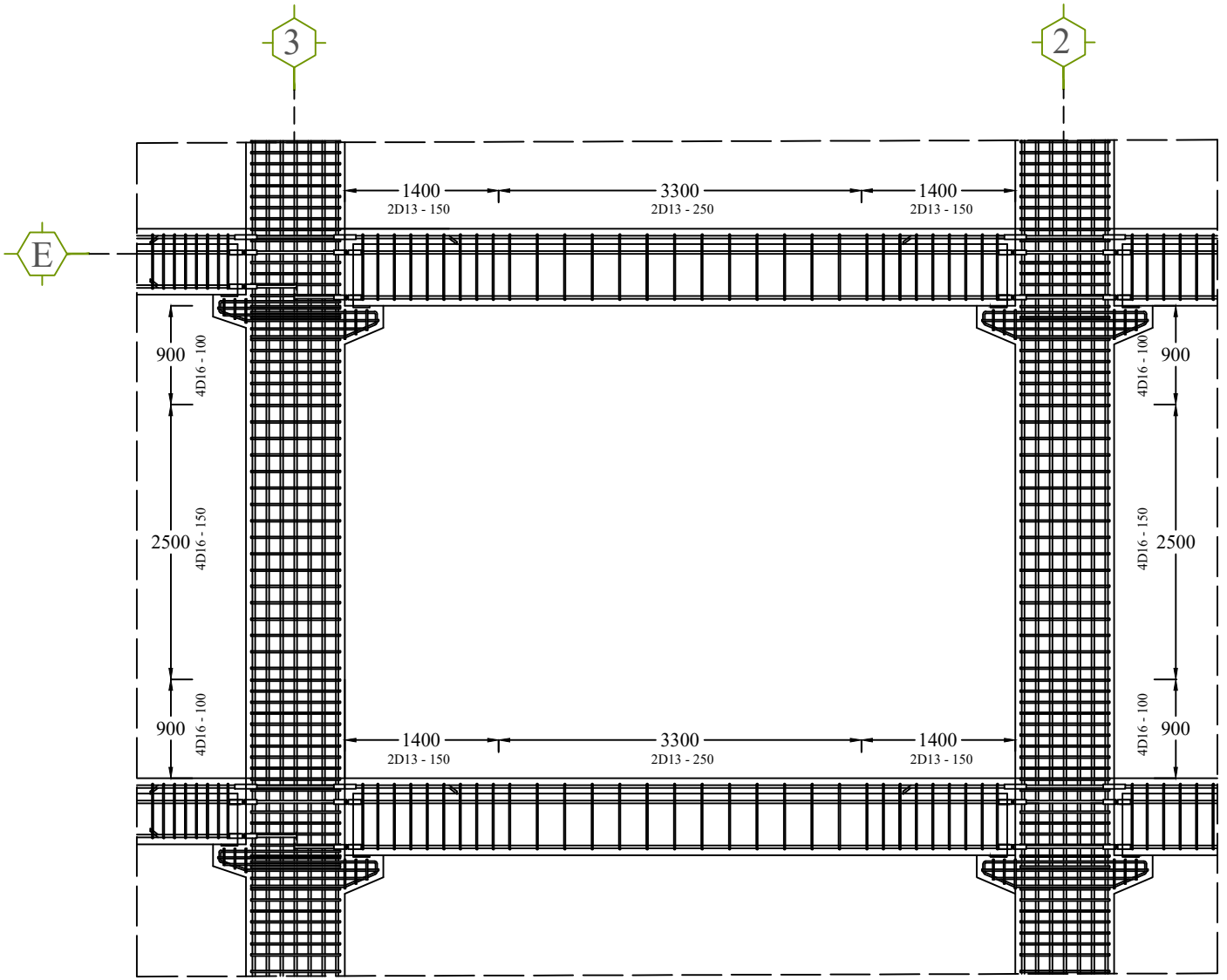



POTONGAN MELINTANG

SKALA 1:600

Satuan gambar dalam mm

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | POTONGAN MEMANJANG DAN MELINTANG | 38/47 |

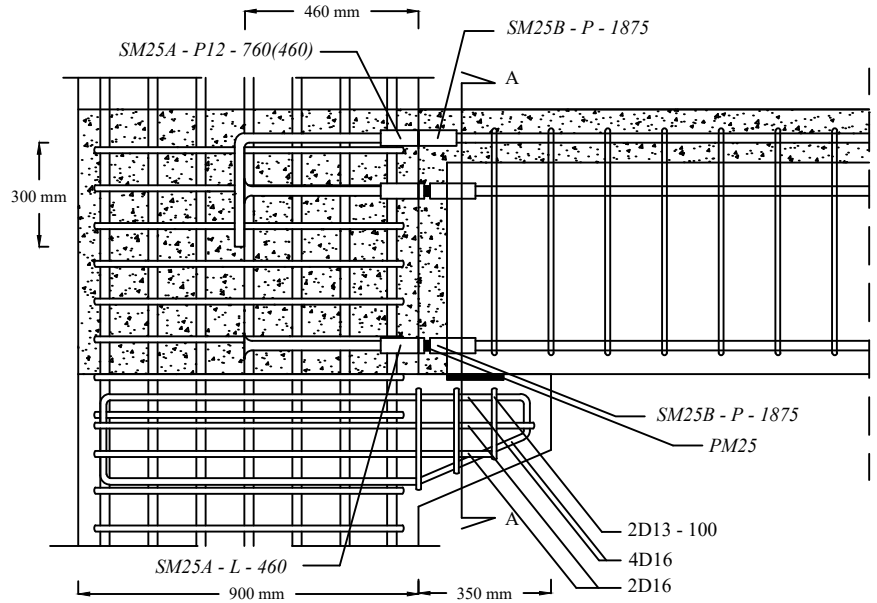



DETAIL POTONGAN MEMANJANG

SKALA 1:60

Satuan gambar dalam mm

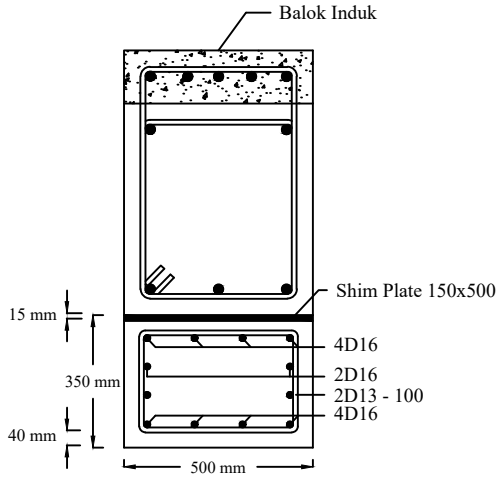
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL POTONGAN MEMANJANG | 39/47 |




DETAIL SAMBUNGAN SINGLE SIDED K4 - BI 1 (DETAIL A)

SKALA 1:20

Satuan gambar dalam mm

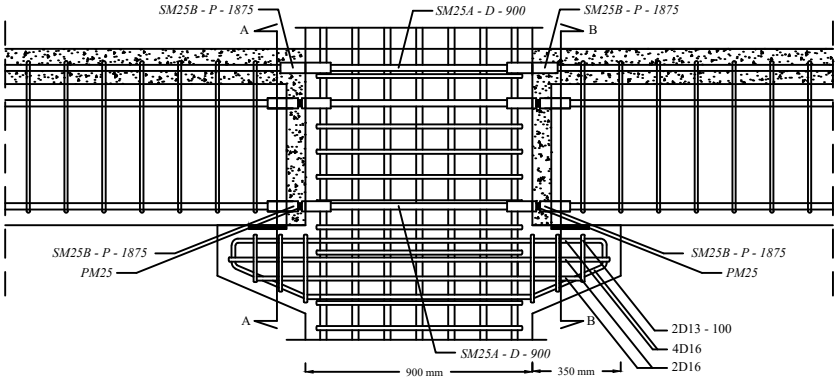



POTONGAN A - A

SKALA 1:20

Satuan gambar dalam mm

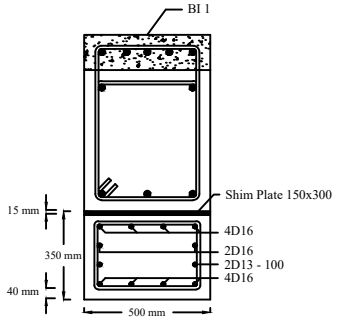
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>KOLOM - BALOK INDUK | 40/47 |




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 1 - K4 - BI 1 (DETAIL B)

SKALA 1:30

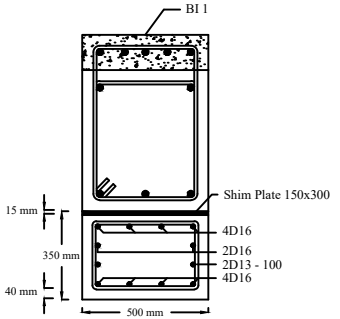
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

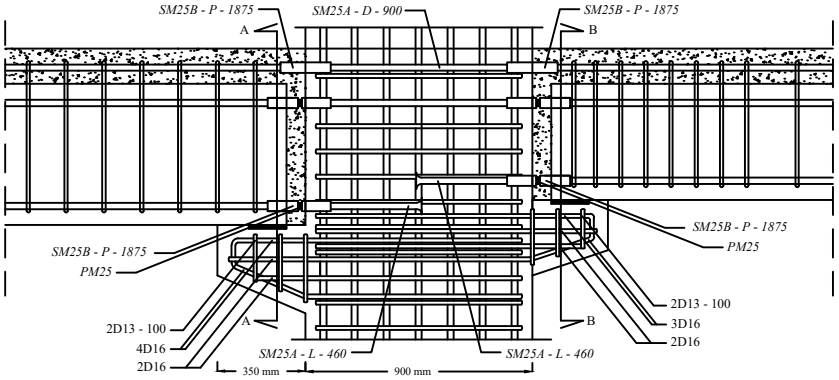
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN B - B

SKALA 1:30

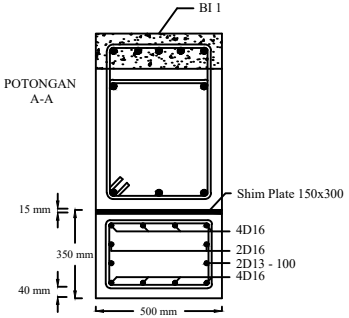
Satuan gambar dalam mm




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 1 - K4 - BI 3 (DETAIL C)

SKALA 1:30

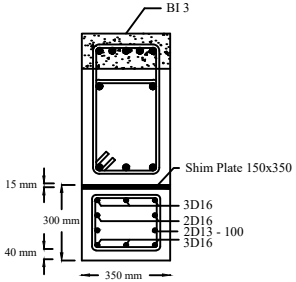
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

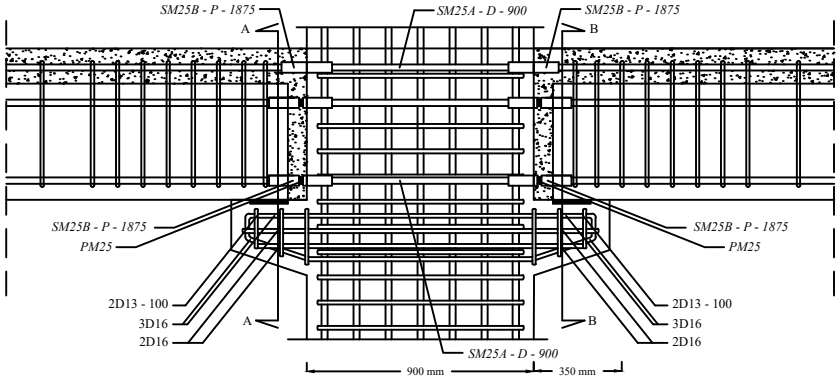



POTONGAN B - B

SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

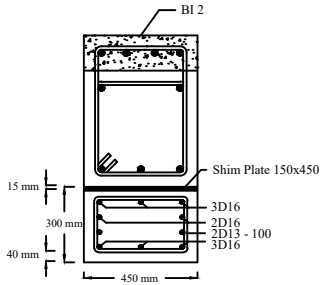
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>KOLOM - BALOK INDUK | 41/47 |




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 2 - K4 - BI 2 (DETAIL D)

SKALA 1:30

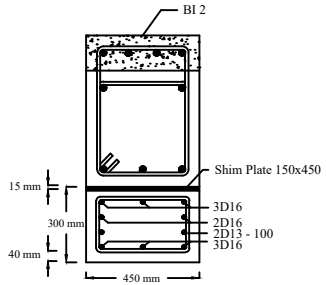
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

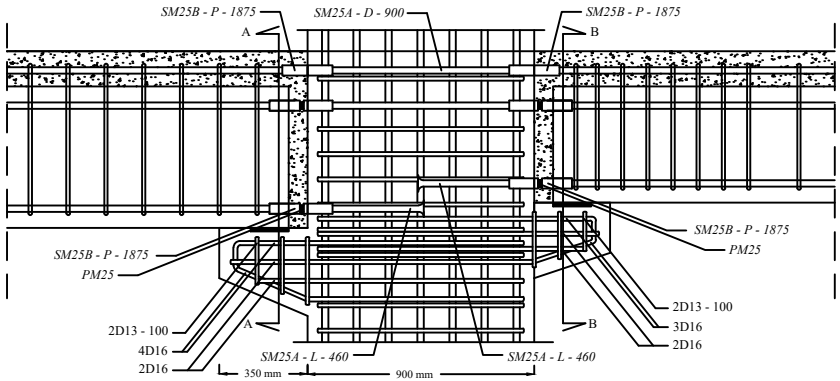
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN B - B

SKALA 1:30

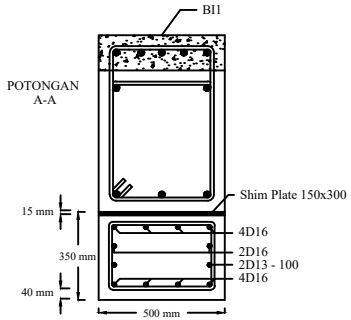
Satuan gambar dalam mm




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 1 - K4 - BI 2 (DETAIL E)

SKALA 1:30

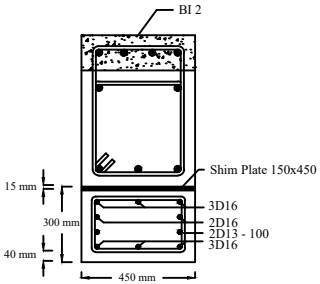
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

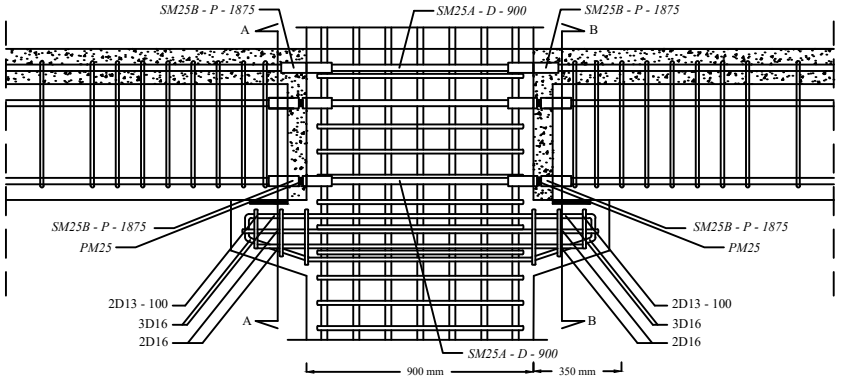



POTONGAN B - B

SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

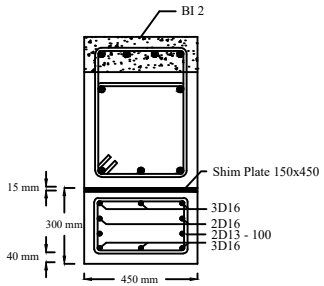
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>KOLOM - BALOK INDUK | 42/47 |




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 2 - K4 - BI 3 (DETAIL F)

SKALA 1:30

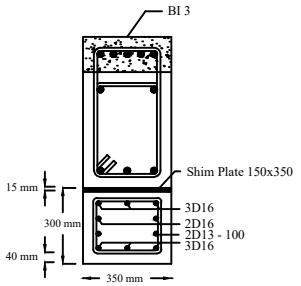
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

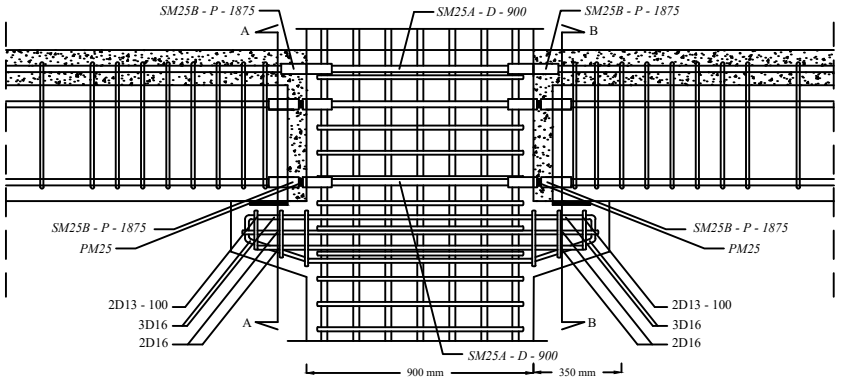
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN B - B

SKALA 1:30

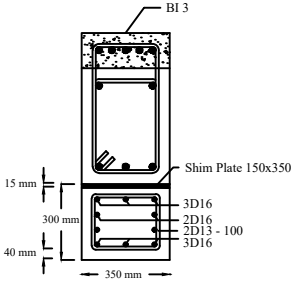
Satuan gambar dalam mm




DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BI 3 - K4 - BI 3

SKALA 1:30

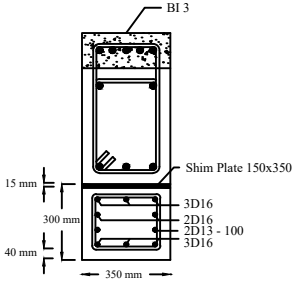
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A

SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

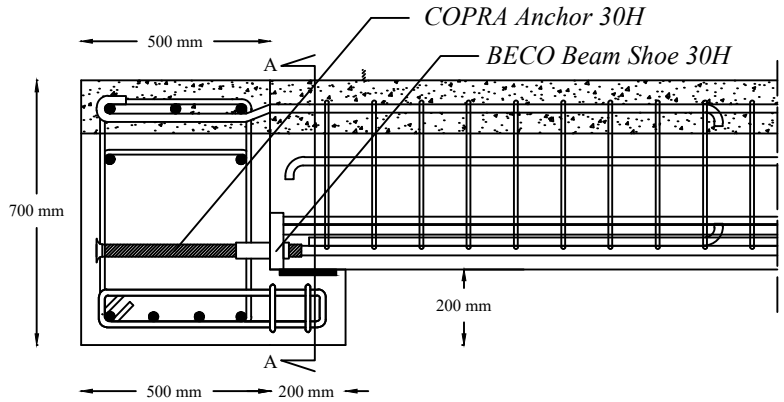



POTONGAN B - B

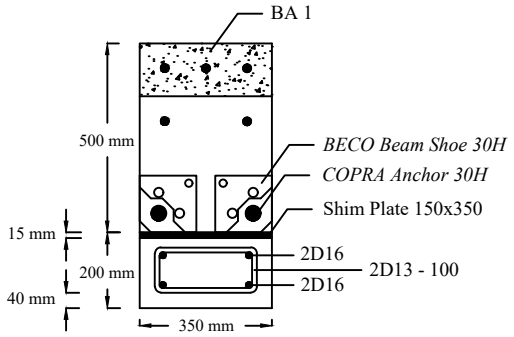
SKALA 1:30

Satuan gambar dalam mm

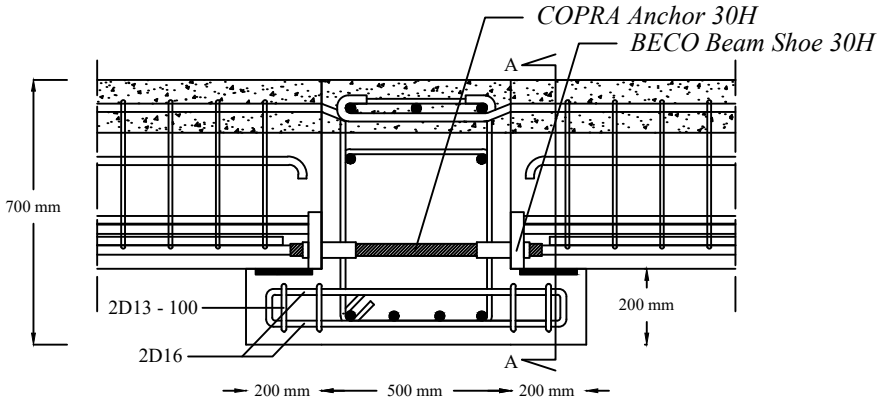
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>KOLOM - BALOK INDUK | 43/47 |



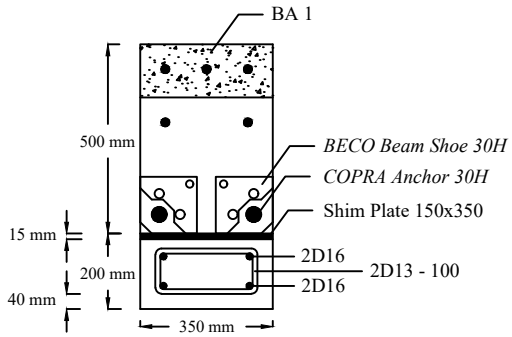

DETAIL SAMBUNGAN SINGLE SIDED B1 1 - BA 1
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

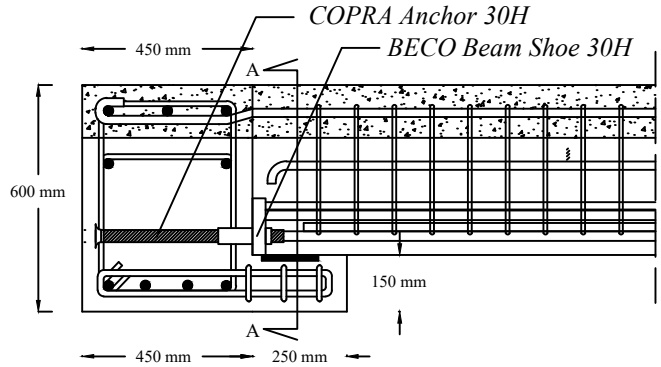



DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BA 1 - BI 1 - BA 1
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

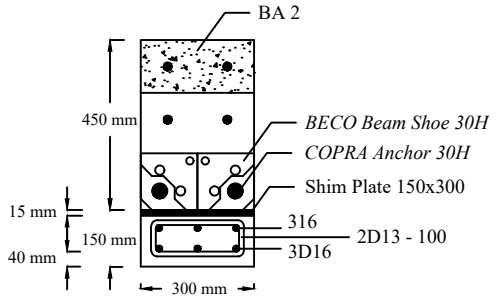



POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

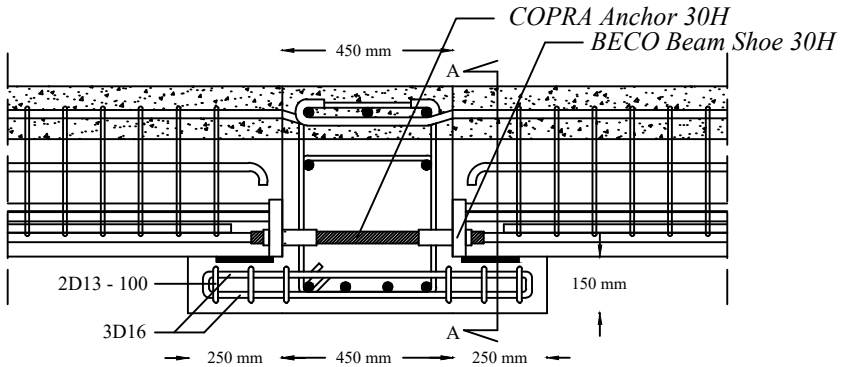
| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>BALOK INDUK - BALOK ANAK | 44/47 |



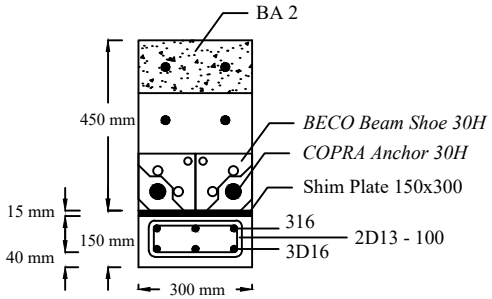

DETAIL SAMBUNGAN SINGLE SIDED B1 2 - BA 2
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

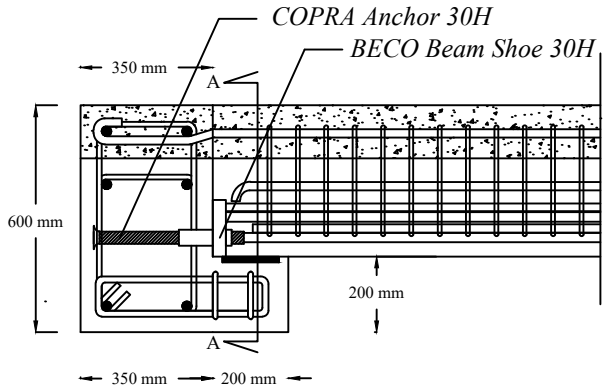



DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BA 2 - BI 2 - BA 2
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

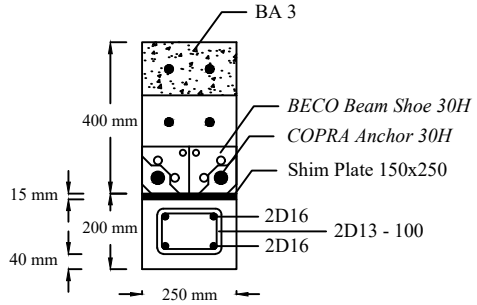



POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

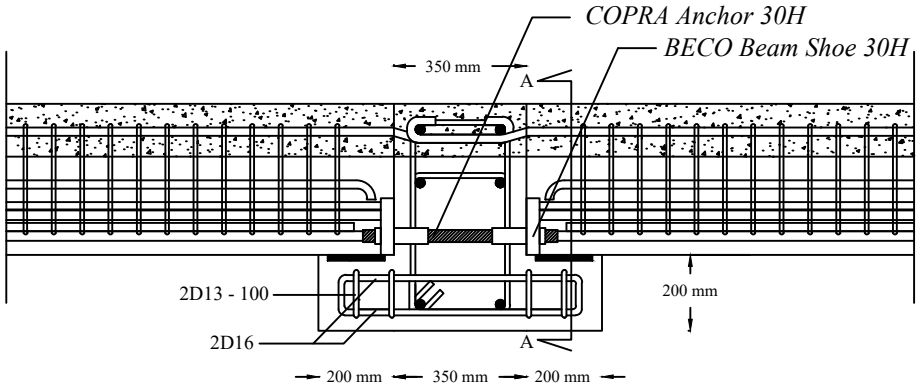
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>BALOK INDUK - BALOK ANAK | 45/47 |



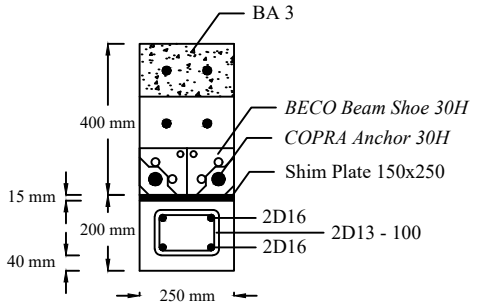

DETAIL SAMBUNGAN SINGLE SIDED B1 3 - BA 3
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

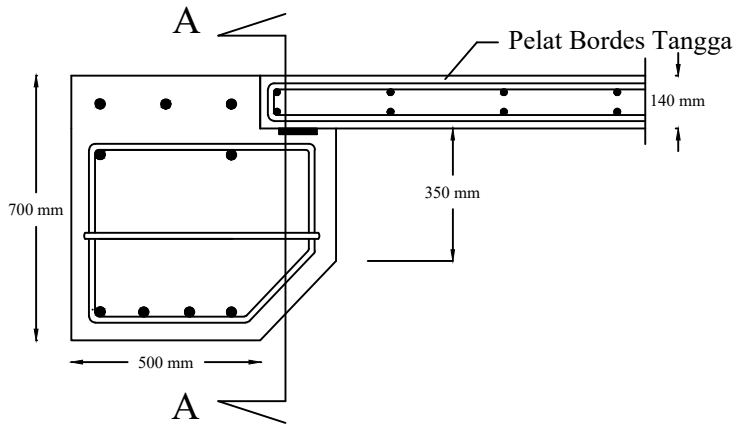



DETAIL SAMBUNGAN DOUBLE SIDED BA 3 - BI 3 - BA 3
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

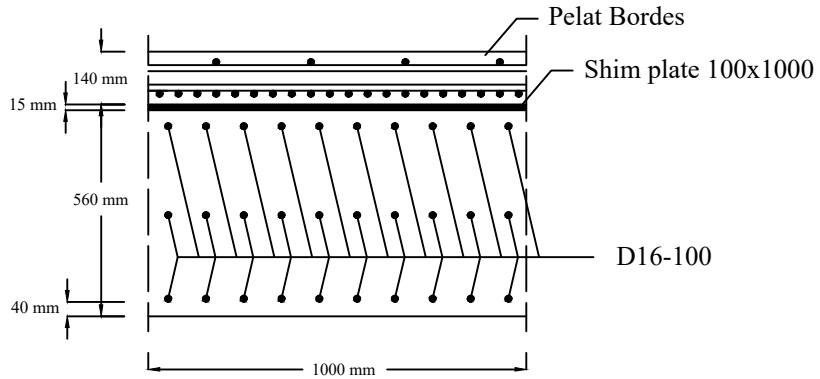



POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN<br>BALOK INDUK - BALOK ANAK | 46/47 |




DETAIL SAMBUNGAN TANGGA - BALOK INDUK
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm




POTONGAN A - A
SKALA 1:20
Satuan gambar dalam mm

| | JUDUL TUGAS AKHIR | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA | JUDUL GAMBAR | NO / JUMLAH LEMBAR |
|---|---|---|---|---|---|
| DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL<br>FTSPK<br>INSTITUT TEKNOLOGI<br>SEPULUH NOPEMBER<br>SURABAYA<br>2020 | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN PADA LANTAI 5 SEBAGAI *BALLROOM* DAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK | Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA.<br>Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka | Muhammad Ali Azmi<br>(03111640000038) | DETAIL SAMBUNGAN TANGGA - BALOK INDUK | 47/47 |

# BIODATA PENULIS

Penulis memiliki nama lengkap Muhammad Ali Azmi, lahir di Samarinda, pada tanggal 3 September 1998. Penulis merupakan anak kedua dari empat bersaudara pasangan Martono, S.E., dan Endah Kurnianingsih, A.Md. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Selat Hilir III Kapuas, SMP Kharisma Bangsa, dan SMAN 1 Depok. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSPK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana. Di Departemen Teknik Sipil, penulis mengambil tugas akhir di bidang Struktur dan terdaftar dengan NRP 03111640000038.

Dalam kehidupan kampusnya, penulis aktif dalam organisasi kemahasiswaan. Penulis menjadi pengurus Himpunan Mahasiswa Sipil sebagai staff Departemen Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa pada tahun 2017-2018. Serta diamanahkan untuk menjadi Ketua Himpunan Mahasiswa Sipil pada tahun 2018-2019. Di waktu senggangnya penulis juga senang menghabiskan waktu untuk berolahraga.

Narahubung:
Email : muhammadali.azmi@gmail.com