



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA
OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON PRACETAK
SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON
PRATEKAN**

WILLY CHANDRA
NRP. 3114100052

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.

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

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



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA
OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI 318M-
14 DAN BETON PRATEKAN**

WILLY CHANDRA
NRP. 3114100052

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.

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

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



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF VOZA OFFICE
TOWER USING PRECAST CONCRETE METHOD WET
CONNECTION ACCORDING TO ACI 318M-14 AND
PRESTRESSED CONCRETE**

WILLY CHANDRA
NRP. 3114100052

Academic Supervisor I
Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.

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

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environment and Geotechnology Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA
OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI
218M-14 DAN BETON PRATEKAN**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

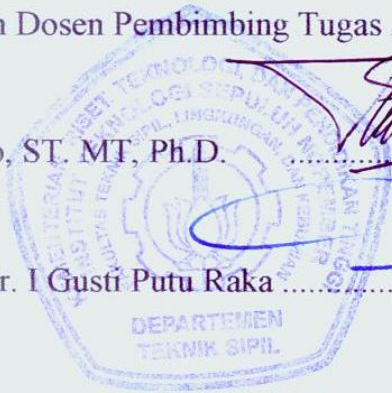
WILLY CHANDRA

NRP. 3114100052

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

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

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 2)



SURABAYA

JANUARI, 2018

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA
OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON PRACETAK
SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON
PRATEKAN**

Nama Mahasiswa : Willy Chandra
Nrp : 3114100052
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK - ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

ABSTRAK

Berbanding lurus dengan perkembangan kota Surabaya laju pertumbuhan penduduk pun bertambah. Kebutuhan tanah untuk tempat tinggal semakin hari semakin meningkat, sedangkan ketersediaan lahan untuk ditempati tidak dapat bertambah. Apartemen hadir memberikan solusi untuk masalah tersebut.

Seiring dengan meningkatnya permintaan apartemen, proses pembangunan apartemen harus cepat dan murah. Salah satu alternatif untuk mengurangi biaya konstruksi apartemen dan mempercepat proses pembangunan adalah menggunakan sistem pra-cetak. Pada sistem pracetak, sambungan merupakan elemen yang sangat penting dalam desain konstruksi bangunan tahan gempa.

Oleh karena itu, Gedung Voza Office Tower yang terletak di kota Surabaya yang berada pada kota berkategori desain seismik E harus sangat diperhatikan desain sambungannya. Sehingga pada tugas akhir ini akan dilakukan Desain Struktur Gedung Voza Office Tower menggunakan beton pracetak dan sambungan basah sesuai ACI 318M-14 dan beton pratekan untuk atapnya.

Kata kunci : Beton Pracetak, Beton Bertulang, Beton Pratekan, Sambungan Pracetak, Bangunan Tahan Gempa

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF VOZA
OFFICE TOWER USING PRECAST CONCRETE
METHOD WET CONNECTION ACCORDING TO ACI
318M-14 AND PRESTRESSED CONCRETE**

Student Name : Willy Chandra
NRP : 3114100052
Department : Teknik Sipil FTSLK - ITS
Academic Supervisor : Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

ABSTRACT

Along with the development of the city of Surabaya the rate of population growth was increased. Land requirements for shelters are increasing, while the availability of land to occupy can not remain the same. Apartments provide a solution to this problem. The apartments themselves embrace the concept of vertical dwelling, thus comparing the number of occupants per occupied land.

The increasing demand for apartments, the process of building apartments should be fast and cheap. One alternative to reduce the cost of apartment construction and speed up the development process is to use a precast system. In precast systems, connection is a very important element in earthquake resistant construction design.

Therefore, the Office Voza Office Tower located in the city of Surabaya which is located in the city categorized seismic design E must be very concerned about the design of the connection. So, in this final assignment will be done Building Structure Design Voza Office Tower using precast concrete and wet connection according to ACI 318M-14 and prestressed concrete for the roof.

Keyword : Precast Concrete, Reinforced Concrete, Prestressed Concrete, Precast Connection, Earthquake Ressistant Building

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Tuhan YME atas limpahan petunjuk dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.

Proposal Tugas Akhir ini membahas “Perencanaan Struktur Gedung Voza Office Tower Menggunakan Beton Pracetak Sambungan Basah Sesuai ACI 318M-14 dan Beton Pratekan”. Dalam Proposal Tugas Akhir ini secara garis besar membahas tentang perencanaan elemen beton pracetak yaitu balok dan kolom, serta elemen struktur lainnya.

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

1. Bapak Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D. selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir.
2. Bapak I Gusti Putu Raka, Ir.,Dr.,Prof. selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir.
3. Bapak Istiar ST., MT. Selaku Dosen Wali.
4. Ibu Prof. Ir. Noor Endah Msc. PhD.
5. Bapak Trijoko Wahyu Adi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS
6. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.
7. Yauwlie Sujadi Harta teman seperjuangan Tugas Akhir
8. Muhammad Nur Fathihin dan Muhammad Iqbal Albana telah memberi bimbingan selama penyusunan Tugas Akhir
9. Adrian Hartanto membantu merapikan bab awal tugas akhir
10. Vincentius Felix Susanto telah membantu saya selama menjalani semester 7 ini
11. Ferdinand Herianto, Hans Benedict Rifali Deno, dan Wilbert Yungnata membantu segala kebutuhan administrasi dan non-teknis

12. Keluarga Besar Angkatan 2014, kalian keluarga baru yang tidak akan pernah terlupa. Maaf bila saya banyak salah, semoga suatu hari dapat bertemu dan berkumpul lagi
13. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas akhir ini.

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

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

Surabaya, Juni 2017

(Penulis)

DAFTAR ISI

ABSTRAK	iv
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR.....	xiv
DAFTAR TABEL	xvi
1. BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.2 Rumusan Masalah	3
2. BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.3.1. Balok.....	7
2.3.2. Balok Pratekan.....	8
2.3.3. Kolom	8
3. BAB III METODOLOGI.....	15
3.3.1 Pengumpulan data.....	16
3.3.2 Preliminary design	17
3.3.2.1 Perencanaan struktur sekunder	17
3.3.2.2 Perencanaan struktur primer	17
3.3.3 Metode Pelaksanaan	17
3.3.4 Perhitungan beban struktur	19
3.3.5 Permodelan struktur	21
3.3.6 Kontrol perencanaan struktur sekunder	21
3.3.6.1 Perencanaan Tangga.....	21

3.3.6.2	Perencanaan Balok Anak	22
3.3.7	Kontrol perencanaan struktur utama	22
3.3.7.1	Kontrol desain	22
3.3.7.2	Kontrol perhitungan elemen struktur primer	22
3.3.7.3	Perencanaan sambungan	52
3.3.7.3.1	Sambungan Base Plate-Kolom / Kolom-Kolom ..	54
3.3.7.3.2	Sambungan Balok-Kolom	54
3.3.8	Perhitungan struktur bawah	56
3.3.8.1	Perencanaan Basement	57
3.3.8.2	Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal ...	57
3.3.8.3	Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok	59
3.3.8.4	Perencanaan tebal poer	60
3.3.8.5	Perencanaan penulangan lentur	62
4.	BAB IV PRELIMINARY DESIGN	63
4.1.1	Dimensi Balok	63
4.1.1.1	Dimensi Balok Induk	63
4.1.1.2	Dimensi Balok Anak	64
4.1.1.3	Dimensi Balok Pra-tegang	65
4.1.2	Dimensi Pelat	66
4.1.3	Dimensi Kolom	66
5.	BAB V PERMODELAN STRUKTUR	69
5.4.1	Faktor Keutamaan Gempa	71
5.4.2	Kelas Situs	71
5.4.2	Parameter Respon Spektral	71

6.	BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	82
6.1.1	Pembebanan Pelat Lantai.....	83
6.1.2	Pembebanan Pelat Atap	83
6.1.3	Perhitungan gaya uplift air untuk pelat Basement	86
6.2.1	Pembebanan Tangga.....	88
6.2.2	Penulangan Pelat Tangga dan Bordes.....	90
6.2.3	Penulangan Balok Bordes.....	93
6.3.1	Data Perencanaan Balok Anak	95
6.3.2	Pembebanan Balok Anak Pracetak	95
6.3.3	Perhitungan Pembebanan Balok Anak.....	95
6.3.4	Perhitungan Momen dan Geser.....	96
6.3.5	Perhitungan Penulangan Longitudinal Balok Anak...	96
6.3.6	Perhitungan Tulangan Geser.....	99
6.3.7	Pengangkatan Balok Anak.....	101
6.3.8	Kontrol Lentutan.....	103
6.3.8	Rekapitulasi Tulangan Balok Anak	103
7.	BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	106
7.2.1	Perencanaan Balok Induk	106
7.2.1.1	Data Perencanaan.....	106
7.2.1.2	Penulangan Tulangan Longitudinal Balok Induk .	106
7.2.1.3	Penulangan Geser dan Torsi Balok Induk	112
7.2.1.4	Pengangkatan Balok Induk	120
7.2.1.5	Kontrol Lentutan.....	123
7.2.3	Rekapitulasi Penulangan Balok Induk.....	123

7.3.1	Perencanaan Kolom	124
7.3.1.1	Kontrol Dimensi Kolom	124
7.3.1.2	Penulangan Longitudinal Kolom	124
7.3.1.3	Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom	125
7.3.1.4	Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	126
7.3.1.5	Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana	126
7.3.1.6	Perhitungan Tulangan Geser.....	127
7.3.1.7	Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi.....	128
7.3.1.7	Pengangkatan Kolom Pracetak	128
7.4	Rekapitulasi Penulangan Kolom Pracetak	130
8.	BAB VIII PERENCANAAN BALOK PRATEKAN.....	132
8.1.1	Umum	132
8.1.2	Data Perencanaan.....	132
8.1.4	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	133
8.1.5	Perhitungan Pembebanan.....	134
8.1.6	Penentuan Gaya Pratekan	135
8.1.6.1	Analisa Penampang Global.....	135
8.1.6.2	Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)	136
8.1.6.3	Kontrol Gaya Prategang.....	138
8.1.6.4	Penentuan Tendon yang Digunakan	142
8.1.6.5	Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	143
8.1.6.6	Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan	147

8.1.6.7 Kontrol Lendutan.....	151
8.1.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	152
8.1.6.9 Penulangan Geser	154
Dengan cara interpolasi pada grafik V_e didapatkan besarnya V_e diluar sendi plastis ($2h = 1,8$ m).....	157
8.1.6.10 Penulangan Torsi	157
8.1.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan	159
8.1.6.12 Kontrol Momen Retak	161
8.1.6.13 Perencanaan Kolom Sendi	162
8.1.6.14 Rekapitulasi Data dan Hasil Perhitungan Balok Prategang Lantai Atap	164
9. BAB IX PERENCANAAN SAMBUNGAN	166
9.2.1 Perencanaan Konsol pada Kolom	166
9.2.2 Kolom – Balok 55/85 ($L = 8,4$ m)	167
9.2.3 Rekapitulasi Konsol Pendek	169
9.2.4 Perhitungan Sambungan Balok – Kolom.....	169
9.2.4.1 Perhitungan Sambungan Balok 55/85 – Kolom....	169
9.2.4.2 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Balok Induk – Kolom	171
10. BAB X PERENCANAAN PONDASI	178
10.1 Umum	178
10.2 Daya Dukung Tiang Pancang	178
10.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	179
10.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})	181

10.6	Perencanaan Pile Cap.....	183
10.7	Perencanaan sloof	186
10.8	Penulangan Tusuk Konde	189
11.	BAB XI METODE PELAKSANAAN.....	190
11.1	Umum	190
11.2	Fabrikasi Beton Pracetak	190
11.3	Pengangkatan dan Penempatan Crane	190
11.4	Transportasi Elemen Beton Pracetak	191
11.5	Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak	192
11.5.1	Pemasangan Elemen Kolom Pracetak	192
11.5.2	Pemasangan Elemen Balok Induk dan Balok Anak	192
11.5.2.1	Penyambungan Balok Induk.....	192
11.5.2.2	Pemasangan Elemen Balok Anak Pracetak	193
11.5.3	Pemasangan Elemen Pelat Pracetak.....	194
12.	BAB XII PENUTUP	196
	DAFTAR PUSTAKA.....	198
	LAMPIRAN	Error! Bookmark not defined.

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Sambungan Kering	9
Gambar 2.2 Sambungan Basah (Cor In-Situ).....	10
Gambar 2.3 Jenis Pondasi Dangkal	12
Gambar 2.4 nis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang.....	13
Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir .	16
Gambar 3.2 Metode Horizontal	18
Gambar 3.3 Posisi titik angkat pelat.....	23
Gambar 3.4 Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Kolom	25
Gambar 3.5 Pengaruh Urutan Pemasangan Elemen Precetak pada Kolom.....	26
Gambar 3.6 Faktor panjang efektif (k)	28
Gambar 3.7 Penampang persegi tertekan eksentris	29
Gambar 3.8 Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Balok (Sumber: PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6 th Edition).....	34
Gambar 3.9 Penampang Balok	35
Gambar 3.10 Diagram Pemecahan Perhitungan Tulangan.....	36
Gambar 3.11 Pengaplikasian Splice Sleeve (A) dan Detail Splice Sleeve (B)	54
Gambar 3.12 Detail Penulangan Sambungan Balok-Kolom	55
Gambar 3.13 Detail Penulangan Sambungan Balok-Kolom	55
Gambar 3.14 Sambungan Pelat ke Balok	56
Gambar 3.15 Penampang Kritis Pada Pondasi	61
Gambar 5.1 Pemetaan S _s (a) dan S ₁ (b) pada peta Indonesia	71
Gambar 5.2 Grafik Respon Spektrum Gempa.....	73
Gambar 6.1 Tebal Pelat Rencana	84
Gambar 6.2 Denah Tangga.....	88
Gambar 6.3 Pembebanan Tangga.....	89
Gambar 6.4 Bidang N.....	89
Gambar 6.5 Bidang D.....	90

Gambar 6.6 Bidang M	90
Gambar 6.7 Tulangan Angkat Balok Anak	103
Gambar 7.1 Rumus Penentuan Titik Angkat	120
Gambar 7.2 Titik Angkat Balok Induk	122
Gambar 7.3 Diagram Interaksi Kolom	125
Gambar 7.4 Output SP Column	126
Gambar 7.5 Titik Angkat Kolom Pracetak	129
Gambar 8.1 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan	135
Gambar 8.2 Diagram Tegangan	139
Gambar 8.3 Diagram Tegangan	140
Gambar 8.4 Diagram Tegangan	141
Gambar 8.5 Diagram Tegangan	142
Gambar 8.6 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan	148
Gambar 8.7 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan	149
Gambar 8.8 Grafik Diagram Tegangan	150
Gambar 8.9 Grafik V_e	157
Gambar 8.10 Detail Perletakan Sendi Kolom	164
Gambar 9.1 Geometrik konsol pendek	167
Gambar 9.2 Sambungan Pelat – Balok	175
Gambar 10.1 Denah Pile Cap	180
Gambar 10.2 Diagram Interaksi Tiang Pancang	183
Gambar 10.3 Analisa Pile Cap Sebagai Kantilever	185
Gambar 10.4 Diagram Interaksi P-M	188
Gambar 10.5 Spesifikasi Penulangan Sloof	188
Gambar 11.1 Pemasangan Profil Sambungan Kolom	192
Gambar 11.2 Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan MODIX Coupler	193
Gambar 11.3 Detail Penyambungan Modix Coupler	193
Gambar 11.4 Pemasangan Balok Anak Pracetak	194
Gambar 11.5 Pengecoran Topping	195

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Beton Konvensional dan Beton Pracetak	6
Tabel 3.1 Rumus Rasio Tulangan Transversal	32
Tabel 3.2 Angka pengali beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis	34
Tabel 3.3 Koefisien Friksi dan <i>Woble Effect</i> (K)	43
Tabel 3.4 Koefisien KSH	45
Tabel 3.5 Koefisien Kre dan J	46
Tabel 3.6 Tegangan Batang	47
Tabel 3.7 Koefisien harga α dan β	58
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Induk	64
Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Anak	65
Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Pelat	66
Tabel 5.1 Pembebanan Pelat Lantai	70
Tabel 5.2 Rekap Pembebanan Gravitasi	70
Tabel 5.3 Pembebanan Gravitasi	70
Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Aplikasi Desain Spektra Puskim Indonesia	72
Tabel 5.5 Periode Fundamental Struktur	75
Tabel 5.6 Berat Seismik Efektif Bangunan (W)	76
Tabel 5.7 Gaya Geser Dasar Ragam	76
Tabel 5.8 Dimensi Kolom Setelah Perubahan	77
Tabel 5.9 Gaya Geser Dasar Ragam	78
Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Ragam	78
Tabel 5.11 Kontrol Drift Arah X dan Arah Y	80
Tabel 6.1 Penulangan Balok Bordes	94
Tabel 6.2 Rekapitulasi Tulangan Baja pada Balok Anak	104
Tabel 7.1 Perhitungan Mpr Balok induk	113
Tabel 7.2 Penampang Balok Induk	123
Tabel 7.3 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kolom	130
Tabel 8.1 Momen Probable	155
Tabel 8.2 Penampang Balok Pratekan	165
Tabel 9.1 Rekapitulasi Perhitungan Konsol Pendek	169

Tabel 9.2 Rekapitulasi Sambungan Balok Induk-Kolom	171
Tabel 9.3 Rekapitulasi Sambungan Balok Anak-Balok Induk..	173
Tabel 9.4 Spesifikasi NMB Splice Sleeve Systems	175

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Seiring dengan perkembangan kota Surabaya laju pertumbuhan penduduk pun bertambah, berdasarkan hasil survey tahun 2014 Badan Pusat Statistik kota Surabaya adalah kota yang sangat padat dengan jumlah penduduk total sejumlah 2.853.661 jiwa, sedangkan luas kota Surabaya 374,8 km². Terlebih lagi angka laju pertumbuhan penduduk di Surabaya menunjukkan angka 0,55% dari tahun 2010 ke 2015. Oleh karena itu, kebutuhan akan tempat tinggal bertambah.

Kebutuhan tanah untuk tempat tinggal semakin hari semakin meningkat, sedangkan ketersediaan lahan untuk ditempati tidak dapat bertambah. Hal ini mengakibatkan harga tanah mengalami lonjakan yang cukup signifikan. Jika hal ini terus berlanjut, dapat menimbulkan lingkungan yang kumuh dan banyak penduduk Surabaya yang tidak mampu membeli tempat tinggal.

Apartemen hadir memberikan solusi untuk masalah yang disebutkan sebelumnya. Apartemen sendiri menganut konsep hunian vertikal, dengan begitu perbandingan jumlah penghuni per lahan yang ditempati lebih tinggi. Dengan kata lain, konsep hunian apartemen menjawab persoalan pertama, yaitu ketersediaan tanah yang semakin menurun seiring waktu. Karena apartemen dapat memberikan solusi yang tepat, permintaan akan apartemen di Surabaya meningkat.

Seiring dengan meningkatnya permintaan apartemen, proses pembangunan apartemen harus cepat dan murah. Salah satu alternatif untuk mengurangi biaya konstruksi apartemen adalah menggunakan sistem pra-cetak. sistem struktur beton pracetak merupakan salah satu alternatif teknologi dalam perkembangan konstruksi di Indonesia yang bisa dilakukan

dengan lebih terkontrol, lebih ekonomis, serta mendukung efisiensi waktu, efisiensi energi, dan mendukung pelestarian lingkungan (Sianturi, 2012). Dengan menambahkan sedikit biaya per meter persegi pada biaya struktur beton *precast* dapat memotong biaya dari *mechanical*, *electrical* dan lain lain (Rosentern, 1968)

Pada umumnya sistem pracetak berbentuk pendek, sedangkan untuk lantai teratas dari apartemen akan direncanakan *convention hall*, sehingga penggunaan kolom harus dikurangi. Hal ini menimbulkan masalah untuk sistem pracetak sehingga akan direncanakan khusus untuk balok-balok di *convention hall* apartemen menggunakan balok pracetak pratekan (*prestressed precast*).

Setiap penggunaan sistem pracetak wajib menggunakan kekuatan *shearwall*. Dinding geser (*shearwall*) adalah dinding yang berfungsi sebagai pengaku yang menerus sampai ke pondasi dan juga merupakan dinding inti untuk memperkaku seluruh bangunan yang dirancang untuk menahan gaya geser, gaya lateral akibat gempa bumi (Ananda, 2014). Namun, gedung ini hanya akan direncanakan hingga 12 lantai, sehingga sistem *open-frame* diperbolehkan dimana penggunaan *shearwall* tidak diperlukan.

Karena perencanaan gedung menerapkan sistem *open-frame*, desain sambungan harus sangat diperhatikan dalam penggunaan sistem pracetak, terutama untuk bangunan di daerah gempa, seperti Surabaya. Pertemuan balok kolom merupakan daerah terjadinya interaksi tegangan yang sangat tinggi. Karena adanya beban gempa daerah pertemuan ini merupakan daerah potensial untuk terjadinya keruntuhan yang diakibatkan oleh gaya geser diagonal yang terjadi akibat gempa. Sehingga pertemuan balok kolom harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memenuhi persyaratan SNI (Sianturi, 2012).

Gempa bumi di Surabaya termasuk dalam kategori desain seismik (KDS) D. Dari peringkat KDS, kategori D menempati

urutan kedua paling berbahaya setelah kategori E, sehingga perencanaan gedung apartemen harus menganut metode SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

Ada banyak alternatif pembangunan bangunan tingkat tinggi tetapi dari evaluasi awal dengan melihat kondisi aktual di lapangan dipilih SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) dan penggunaan beton *prestressed precast* dan *precast* biasa dengan sambungan basah dengan menggunakan *shearwall* sebagai alternatif pembangunan Voza Apartment di pusat kota Surabaya.

Tugas Akhir ini membahas tentang bagaimana perencanaan ulangan pembangunan tower apartemen One Galaxy di kota Surabaya dengan penggunaan beton *prestressed precast* dan *precast* biasa dengan *shearwall* berdasarkan SPRMK mengikuti peraturan dari ACI 318M-14. Tugas akhir ini juga membahas sambungan antar komponen *precast*, dalam hal ini sambungan basah.

1.2 Rumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang diatas, terdapat beberapa masalah yang harus dibahas:

1. Bagaimana menentukan preliminasi design?
2. Bagaimana menentukan pembebanan struktur?
3. Bagaimana perhitungan beton prestress?
4. Bagaimana perhitungan sambungan basah antar komponen *precast*?
5. Bagaimana perhitungan analisis struktur gempa pada perencanaan Voza Office Tower menggunakan beton *precast* tanpa *shearwall* dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus?

1.3 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Alternatif pembangunan bangunan tingkat tinggi menggunakan beton *precast* sambungan basah tanpa *shearwall*.
2. Tidak membahas analisa waktu dan biaya pelaksanaan konstruksi
3. Tidak membahas *plumbing* dan *mechanical electrical*
4. Tidak menghitung *retaining wall* pada basement
5. Tidak menghitung penulangan pelat

1.4 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menentukan preliminasi design
2. Menentukan pembebanan struktur
3. Menghitung beton prestressed *precast*
4. Menghitung sambungan basah antar komponen *precast*
5. Menghitung analisis struktur gempa pada perencanaan tower apartemen Voza menggunakan beton *precast* tanpa *shearwall* di beberapa segmen tower apartemen Voza dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Adapun manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk dapat mengetahui alternatif terbaru yang digunakan sebagai metode pembangunan bangunan tingkat tinggi sesuai kondisi lapangan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pengertian Beton Pracetak

Beton pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (off site fabrication), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (pre-assembly), dan selanjutnya dipasang di lokasi (installation), dengan demikian sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan pula oleh metoda pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join (Abduh, 2007).

Beberapa prinsip yang dipercaya dapat memberikan manfaat lebih dari teknologi beton pracetak ini antara lain terkait dengan waktu, biaya, kualitas, predictability, keandalan, produktivitas, kesehatan, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, reusability, serta relocatability (Gibb, 1999 dalam Abduh 2007).

2.2. Perbandingan Beton Pracetak dengan Konvensional

Pada sistem pracetak, seluruh komponen bangunan dapat difabrikasi lalu dipasang di lapangan. Proses pembuatan komponen dapat dilakukan dengan kontrol kualitas yang baik (Sianturi, 2012). Pada dasarnya mendesain konvensional ataupun pracetak adalah sama, beban - beban yang diperhitungkan juga sama, faktor - faktor indeks yang digunakan untuk perencanaan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah (Wahyudi & Hanggoro, 2010):

- a. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat akan

terjadi retak (*crack*) atau tidak. Di sini dibutuhkan analisa desain tersendiri, dan tentunya tidak pernah diperhitungkan saat menganalisa beton secara konvensional.

- b. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan beton pracetak di *stock yard*, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Beton pracetak lebih banyak dibuat di pabrik.
- c. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

Berikut perbandingan antara beton pracetak dan beton konvensional:

Tabel 2.1 Perbandingan Beton Konvensional dan Beton Pracetak

ITEM	KONVENSIONAL	PRACETAK
Desain	Sederhana	Membutuhkan wawasan yang luas terutama yang ada kaitannya dengan fabrikasi sistem transportasi serta pelaksanaan atau pemasangan komponen, sistem sambungan dan sebagainya.
Bentuk dan Ukuran	Efisien untuk bentuk yang tidak teratur dan bentang-bentang yang tidak mengulang.	Efisien untuk bentuk yang teratur/relatif besar dengan jumlah bentuk-bentuk yang berulang.
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama	Lebih cepat, karena dapat dilaksanakan secara paralel sehingga hemat waktu 20-25%.
Teknologi Pelaksanaan	Konvensional	Butuh tenaga yang mempunyai keahlian.

Koordinasi Pelaksanaan	Kompleks	Lebih sederhana, karena semua pengecoran elemen struktur pracetak telah dilakukan di pabrik.
Pengawasan / Kontrol Kerja	Bersifat kompleks, serta dilakukan dengan cara terus menerus.	Sifatnya lebih mudah karena telah dilakukan pengawasan oleh kualitas kontrol di pabrik.
Penggunaan Lahan	Butuh area yang relatif luas karena butuh adanya penimbunan material dan ruang gerak.	Tidak memerlukan lahan yang luas untuk penyimpanan material selama proses pengerjaan konstruksi berlangsung, sehingga lebih bersih terhadap lingkungan.
Pengaruh Cuaca	Banyak dipengaruhi oleh keadaan cuaca.	Tidak dipengaruhi cuaca karena dibuat di pabrik.
Ketepatan/Akurasi Dimensi	Sangat tergantung keahlian pelaksana.	Karena dilaksanakan di pabrik, maka ketepatan ukuran lebih terjamin.
Kualitas	Sangat tergantung banyak faktor, terutama keahlian pekerja dan pengawasan.	Lebih terjamin kualitasnya karena di kerjakan di pabrik dengan menggunakan sistem pengawasan pabrik.

Sumber: (Affandi, 2004)

2.3. Elemen Struktur Beton Pracetak

2.3.1. Balok

Komponen balok merupakan batang lentur horizontal yang menghubungkan dari satu kolom ke kolom yang lain, yang selanjutnya disambung pada ujung komponen titik kumpul. Diusahakan pada penginstalan komponen balok harus presisi sehingga tidak terjadinya bergesernya letak balok dan harus menumpu pada komponen kolom bawah. Dengan demikian, tinggi komponen balok (ketika dicetak) harus berkurang setebal rencana pelat lantai (tebal = 12 cm).

2.3.2. Balok Pratekan

Sama dengan komponen balok, yaitu merupakan komponen yang menghubungkan antar kolom. Perbedaannya terletak pada jarak bentang yang sanggup dihubungkan. Komponen balok pratekan mampu menghubungkan jarak bentang (jarak antar kolom) yang lebih jauh. Hal ini bisa terjadi dikarenakan pengaruh dari *jacking* pada tendon-tendon baja pada beton pracetak. Dari hasil *jacking* tersebut menimbulkan gaya tekan terhadap balok pratekan pada semua sisi balok, khususnya pada bagian bawah balok, sehingga balok menjadi lebih kuat dalam menahan momen positif saat diletakkan sebagai penghubung antar kolom.

Pengontrolan kualitas *jacking* sangat sulit dilakukan di lapangan pada saat pengecoran, sehingga ditakutkan bisa menyebabkan kesalahan dalam pelaksanaannya. Untuk balok pratekan *precast* pengontrolan mutu *jacking* dan material tendon serta beton bisa dilakukan dengan lebih baik.

2.3.3. Kolom

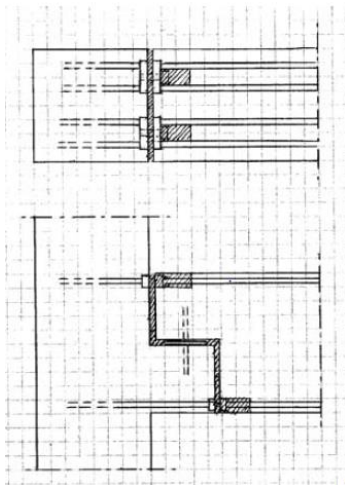
Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

Dalam sistem pracetak kolom masih memiliki fungsi yang sama. Perbedaannya terletak pada pengerjaan yang bisa lebih cepat. Untuk komponen kolom pada sistem pracetak bisa langsung disambungkan hingga 2- 5 lantai sekali pasang. Dengan begitu penggunaan kolom pracetak sangat mempercepat proses pengerjaan di lapangan. Apalagi bentuk dan ukuran kolom dalam sebuah struktur pergedungan memiliki adalah sama, sehingga sangat cocok untuk digunakan kolom pracetak

2.4. Sambungan pada Beton Pracetak

Sambungan berfungsi untuk menyatukan elemen-elemen struktur bangunan untuk menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya. Jenis sambungan yang biasa dipergunakan antara komponen pracetak adalah sebagai berikut (Ferdinandus E.H., 2013):

- a. Sambungan kering (dry connection)
sambungan kering ini menggunakan bantuan plat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan plat besi ini sambungkan ke beton pracetak dengan cara dilas atau di baut. Penggunaan metode sambungan ini perlu diperhatikan dalam analisa dan permodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.

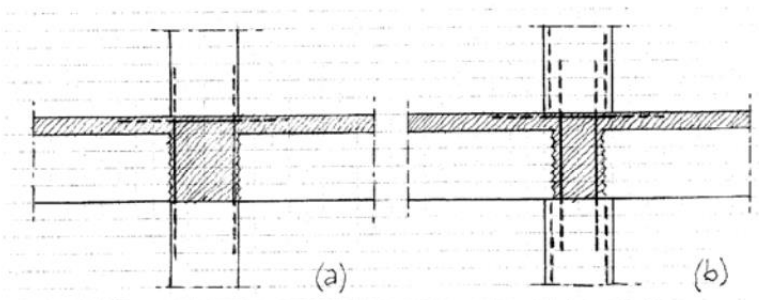


(Sumber: Negro & Giandomerico, 2012)

Gambar 2.1 Sambungan Kering

b. Sambungan basah (wet connection)

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah ini sangat dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit. Pada Skripsi ini akan digunakan sambungan basah (*wet connection*)



(Sumber: Negro & Giandomerico, 2012)

Gambar 2.2 Sambungan Basah (Cor In-Situ)

2.5 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari

konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah (Sudarsono & Kazuto, 1994)

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi:

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang

mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi telapak

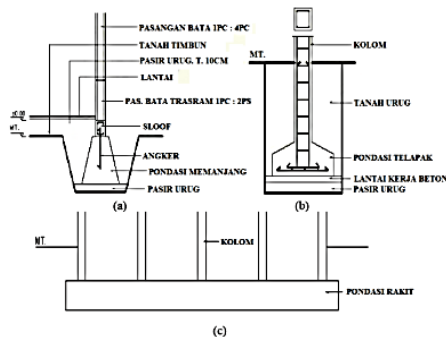
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.5b)

b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.5a)

c. Pondasi rakit (*raft foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.5c)



(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1994)

Gambar 2.3 Jenis Pondasi Dangkal

2. Pondasi Dalam

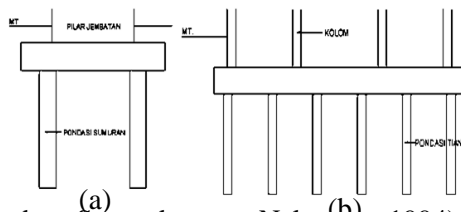
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

a. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$. (Gambar 2.6a)

b. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.6b)



(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1994)

Gambar 2.4 nis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang

(halaman ini sengaja dikosongkan)

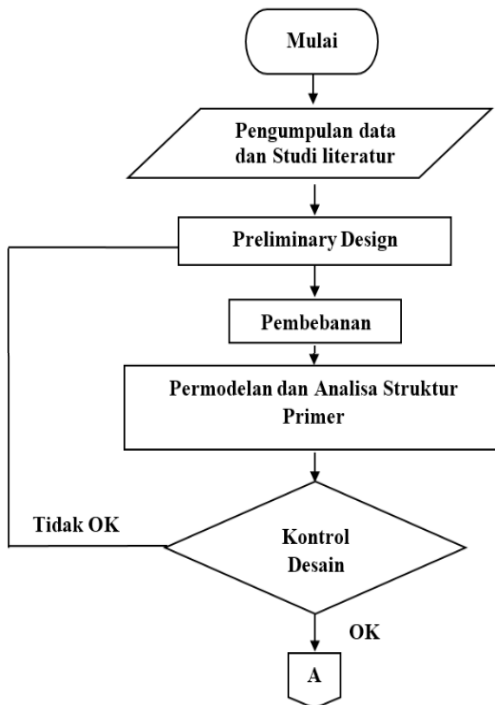
BAB III METODOLOGI

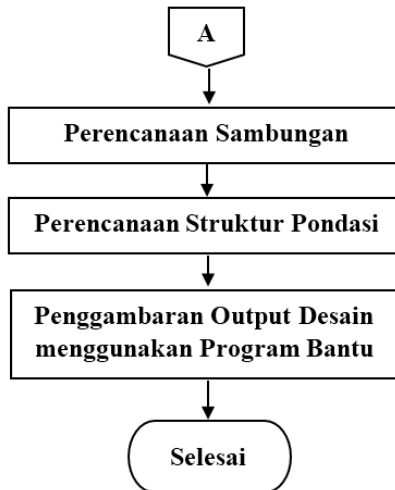
3.1 Umum

Perencanaan Gedung Apartemen Voza menggunakan sistem pra-cetak tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan – urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:





Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alir di atas dapat dijelaskan sebagai berikut:

3.3.1 Pengumpulan data

- Data awal
 - Data Umum Bangunan
 1. Nama gedung : Voza Office Tower
 2. Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
 3. Fungsi : Perkantoran
 4. Jumlah lantai : 30 lantai (7 lantai parkir gedung 2 lantai parkir *basement*)
 5. Tinggi bangunan: 99,7 meter
 6. Struktur utama : Beton bertulang cor *in-situ*
 7. Daerah Gempa : Kategori Desain Seismik E
- Data-data perencanaan
 - Data Modifikasi
 1. Nama gedung : Apartemen Voza

2. Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah lantai : 12 lantai dan 1 lantai basement)
5. Tinggi bangunan : 46,8 meter
6. Struktur utama : Kolom -> Beton Pracetak
Balok -> Beton Pracetak
Pelat -> Beton Pracetak
7. Mutu Bahan: Beton kolom pracetak $f_c' = 50$ MPa
Beton balok pracetak $f_c' = 40$ MPa
Beton pelat $f_c' = 30$ MPa
Beton cor ditempat $f_c' = 40$ MPa
Baja f_y 420 MPa
8. Daerah Gempa : Kategori Desain Seismik D

3.3.2 Preliminary design

Merencanakan perkiraan dimesi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur, merencanakan dimensi penampang yang akan digunakan yang meliputi:

3.3.2.1 Perencanaan struktur sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi penampang yang akan digunakan yang meliputi:

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga
4. Balok Penumpu *Lift*

3.3.2.2 Perencanaan struktur primer

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi penampang yang akan digunakan yang meliputi:

1. Dimensi Balok
2. Dimensi Kolom

3.3.3 Metode Pelaksanaan

Dalam proses kontruksi struktur utama menggunakan metode beton pracetak, sebagian besar hanya terdiri dari proses

penyatuan komponen bangunan yang sebelumnya sudah difabrikasi dan cukup umur untuk disatukan. Proses penyatuan elemen-elemen pracetak ini sering disebut sebagai fase *erection*.

Kegiatan *erection* ini merupakan factor kunci dalam menentukan keberhasilan pengaplikasian metode beton pracetak. Hal ini dikarenakan, keunggulan dari beton pracetak terletak pada keefisiensian proses pengerjaannya. Jadi bila pelaksanaan kegiatan *erection* tidak diperhitungkan dengan seksama bisa berakibat fatal pada saat pelaksanaan di lapangan. Dampaknya dapat menghilangkan keunggulan dari beton pracetak.

Adapun metode *erection* yang digunakan oleh penulis pada tugas akhir ini adalah metode horizontal. Pada metode ini proses *erection* dilakukan per lantai kerja. Dengan begitu tersedia cukup waktu untuk *grouting paste* pada titik-titik sambungan agar bias mengering sebelum diharuskan untuk menerima beban.

Lantai 4	tahap 13	tahap 14	dan seterusnya	
Lantai 3	tahap 9	tahap 10	tahap 11	tahap 12
Lantai 2	tahap 5	tahap 6	tahap 7	tahap 8
Lantai 1	tahap 1	tahap 2	tahap 3	tahap 4

Gambar 3.2 Metode Horizontal

Peralatan yang dibutuhkan untuk tahap *erection* bergantung dari tinggi bangunan yang akan dibangun serta kapasitas beban yang harus diangkut oleh alat berat. Secara umum dapat dikelompokkan berdasarkan kapasitas serta kemampuannya.

Bangunan dengan tinggi menengah dengan jumlah lima sampai enam belas lantai, peralatan yang dapat digunakan adalah:

- Fixed Tower Crane
- Crawler Crane (140 sampai 200 ton)

- Rubber-tired truck crane(125 sampai dengan 140 ton)

3.3.4 Perhitungan beban struktur

Melakukan perhitungan beban struktur berdasarkan peraturan – peraturan sebagai berikut:

1. Beban Mati

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

2. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4, Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang telah ditetapkan dalam tabel 4.1(ambil yang dipakai)

3. Beban Gempa

Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut SNI 03-1726-2012 ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan, untuk itu pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R, dimana I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah faktor

reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa yang menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tingkat keutamaan (I) struktur dalam kepentingannya saat masa layan disajikan dalam tabel 1 SNI 1726-2012.

Nilai faktor modifikasi respon (R) ditentukan berdasarkan tipe struktur yang akan direncanakan, yaitu yang tertera pada tabel 9 SNI 03-1726-2012. Berikut ini adalah nilai faktor modifikasi respon untuk berbagai tipe struktur tahan gempa.

Nilai parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek (S_{DS}) ditentukan berdasarkan tingkat kerawanan gempa serta kekuatan tanah pada lokasi gedung dibangun. Cara penentuan nilai S_{DS} diatur dalam SNI 03-1726-2012 pasal 6

$$V = C_s \cdot W \quad 3-1$$

$$V = \left(\frac{S_{ds}}{\frac{I}{R}} \right) \cdot W \quad 3-2$$

Keterangan:

V = geser dasar seismik

W = berat seismik efektif

Beban lateral gempa kemudian dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad 3-3$$

Keterangan:

F_x = Gaya lateral gempa

C_{vx} = factor distribusi vertikal

V = geser dasar seismik

4. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2):

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,0E + L + 0,2S$$

$$0,9D + 1,0W$$

$$0,9D + 1,0E$$

keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

3.3.5 Permodelan struktur

Memodelkan struktur menggunakan program bantu SAP2000 v19 yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi

3.3.6 Kontrol perencanaan struktur sekunder

3.3.6.1 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana,

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

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

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan pelat bordes dan pelat dasar tangga

dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol). Perencanaan tebal tangga ditentukan sesuai ketentuan dalam perhitungan dimensi awal pelat.

3.3.6.2 Perencanaan Balok Anak

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

3.3.7 Kontrol perencanaan struktur utama

Melakukan control kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah sebelumnya dilakukan.

3.3.7.1 Kontrol desain

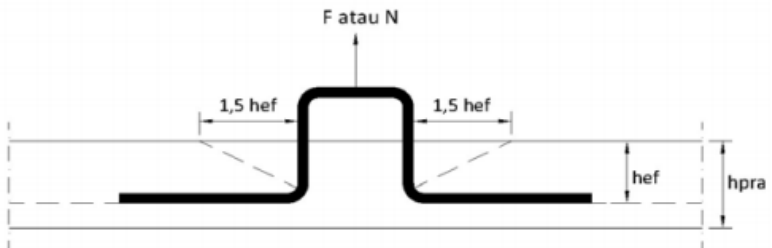
Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012.

1. Kontrol Partisipasi Massa
2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum
3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental
4. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

3.3.7.2 Kontrol perhitungan elemen struktur primer

1. Pelat
 - Analisa Pelat saat Pengangkatan

Dalam tahap pengangkatan ketebalan pelat pracetak perlu mempertimbangkan gaya geser pons. Hal ini dikarenakan penyaluran beban akibat pengangkatan melalui angkur pengangkatan. Angkur pengangkatan akan ditanam dalam pelat pracetak seperti pada gambar di bawah ini



Gambar 3.3 Posisi titik angkat pelat

Keterangan: h_{pra} = tebal pelat pracetak
 h_{ef} = kedalaman efektif
 F atau N = Gaya angkat
 $F = W_{pelat}/n$; n jumlah titik angkat = 4

Penentuan letak titik angkat akan menggunakan metode *trial and error* sampai memperoleh titik-titik angkat yang menghasilkan momen-momen terkecil dan nilai momen lapangan momen tumpuan relatif sama baik dari arah 11(x) maupun arah 22(y). Berdasarkan momen hasil analisa kemudian dapat dihitung jumlah tulangan yang dibutuhkan

- Analisa Pelat saat Ereksi

Pemasangan panel-panel pelat pracetak akan dilakukan perpanel seluas luasan pelat setelah dibagi oleh balok anak. Dengan demikian, pengerjaan bisa dilakukan lebih cepat. Karena dipasang per panel seluas luasan pelat, maka pelat perlu diberi perancah pada titik-titik tertentu agar tidak melendut dan retak. Perancah akan dipasang pada empat titik.

Posisi titik secara presisi akan dicoba-coba sampai mendapatkan posisi perancah yang menghasilkan momen terkecil. Saat pemasangan (sebelum di-*grout* pada bagian *topping*) beban mati dari pelat dibebankan pada balok penumpu, baik balok anak atau balok induk. Setelah proses

grouting pelat sudah bisa dipertimbangkan sebagai sistem struktur yang monolit dan kaku.

- Analisa Pelat saat Servis

Pada tugas akhir ini penulangan pelat saat servis tidak diperhitungkan, karena pelat hanya akan diasumsikan sebagai beban yang akan didistribusikan pada elemen-elemen struktur dalam sistem struktur ini. Perbedaan dengan sebelum di-*grout* hanya terletak pada beban yang bekerja. Pada saat servis beban yang bekerja bukan hanya beban mati dari pelat tapi juga beban hidup.

2. Kolom

-Analisa Kolom saat Pengangkatan

Saat pengangkatan kolom pracetak, beban yang bekerja adalah berat sendiri kolom pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen. Dan ada dua hal juga yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.

1. Letak Titik Angkat

Untuk menentukan letak titik angkat (a), kita dapat memodelkan balok dengan model seperti gambar 3.5 berikut.

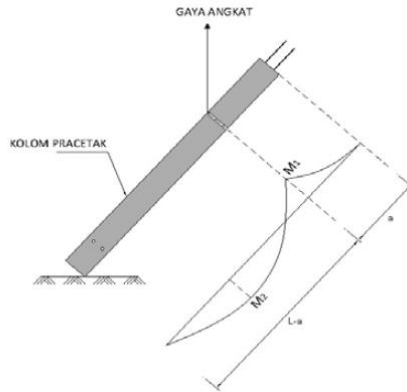
$$M1 = \frac{1}{2} q \cdot a^2 \quad 3-4$$

$$M2 = \frac{1}{2} q(L - a) - \left(\frac{\frac{1}{2}L^2 - 2aL}{L - a} \right)^2 = \left(\frac{qL^2 - 2q \cdot a \cdot L}{2(L - a)} \right) \quad 3-5$$

$$M1 = M2 \quad 3-6$$

$$\frac{1}{2} q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \frac{q(L^2 - aL)}{(L - a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0 \quad 3-7$$



Gambar 3.4 Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Kolom

Dengan model seperti itu, bidang momen akibat sejarak "a" dapat diketahui. Bidang momen yang dihasilkan di substitusi sehingga didapatkan jarak "a" tersebut.

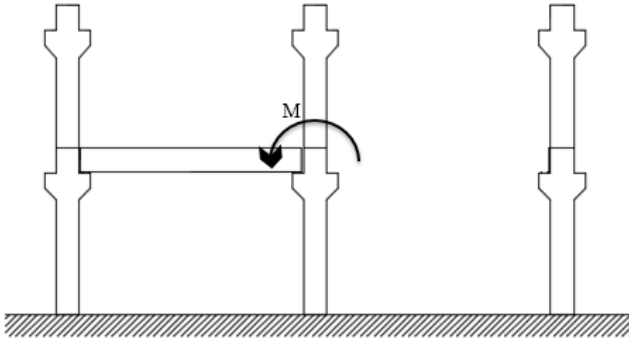
Setelah jarak "a" sudah ditentukan, pengangkatan kolom tersebut dimodelkan di SAP 2000 untuk melihat gaya-gaya dalam (M,D,N) sehingga luas tulangan yang dibutuhkan (A_s) kolom dapat dihitung.

-Analisa Kolom saat Ereksi

Kolom pracetak direncanakan akan diereksikan satu lantai diatas lantai kerja sehingga proses pelaksanaan bisa lebih efisien. Kolom pracetak harus mampu untuk menopang beban mati dari kolom pracetak diatasnya. Selain menerima beban mati dari kolom diatasnya kolom pracetak juga menerima beban mati dari balok yang menumpu pada konsolnya. Kolom harus bisa menahan beban sentris (aksial) dan eksentris (momen) dari beban mati balok. Beban mati dari *topping* pelat dan pelat pracetak sendiri juga akan dibebankan pada kolom.

Urutan pemasangan balok dan pelat juga berpengaruh pada beban yang bekerja pada kolom, maka dari itu kolom harus

sanggup menahan momen tersebut. Seperti yang ditunjukkan pada gambar dibawah ini pada kolom tengah yang seharusnya memikul momen yang kecil. Akibat dari urutan pemasangan balok pada sisi kiri kolom menimbulkan momen.



Gambar 3.5 Pengaruh Urutan Pemasangan Elemen Pracetak pada Kolom

-Analisa Kolom saat Servis

Elemen kolom menerima beban lentur dan beban aksial, menurut SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.3.2.2. untuk perencanaan kolom yang menerima beban lentur dan beban aksial ditetapkan koefisien reduksi bahan 0,65 sedangkan pembagian tulangan pada kolom (berpenampang segiempat) dapat dilakukan dengan memasang tulangan simetris pada dua sisi kolom (two faces) atau memasang tulangan pada empat sisi kolom (four faces). Pada perencanaan gedung rusunawa ini dipakai perencanaan kolom dengan menggunakan tulangan pada empat sisi penampang kolom (four faces). Perhitungan gaya-gaya dalam pada kolom menggunakan program SAP 2000 V.19 Dari hasil output gaya-gaya dalam tersebut kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan berdasarkan SNI Beton 2013.

- Menghitung Tulangan Utama Kolom

- Menghitung kekuatan kolom

$$EI \text{ kolom} = \frac{Ec.Ig}{1+\beta} \quad 3-8$$

- Menghitung kekuatan balok

$$EI \text{ balok} = \frac{Ec.Ig}{1+\beta} \quad 3-9$$

Dimana: $E_c = 4700\sqrt{f'c'}$
3-10

I_g = momen inersia penampang

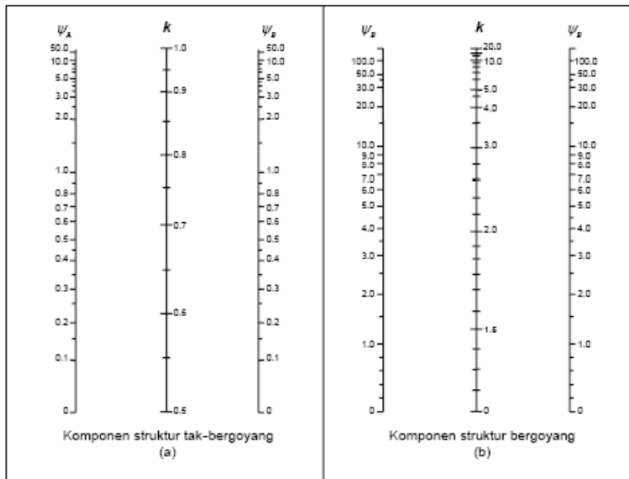
$$\beta_d = \frac{1,2D}{1,2D+1,6L} \approx 0,5 \quad 3-11$$

- Derajat kebebasan kolom

Ujung bawah: $\psi = \frac{\frac{\Sigma EI_{kolom}}{L_k}}{\frac{\Sigma EI_{balok}}{L_b}} \quad 3-12$

Ujung atas: $\psi = \frac{\frac{\Sigma EI_{kolom}}{L_k}}{\frac{\Sigma EI_{balok}}{L_b}} \quad 3-13$

Dari nomogram struktur bergoyang diperoleh nilai k_1



Gambar 3.6 Faktor panjang efektif (k)

$$Pc1 = \frac{\pi^2 * EIkolom}{(kl * Lu)^2} \quad 3-14$$

$$\delta b = \frac{1}{1 - \left(\frac{Pu}{\phi * Pc1} \right)} \quad 3-15$$

Dari nomogram struktur bergoyang diperoleh nilai k2

$$Pc2 = \frac{\pi^2 * EIkolom}{(k2 * Lu)^2} \quad 3-16$$

$$\Sigma Pu = \Sigma Pu \text{ klm tgh} + \Sigma Pu \text{ klm tepi} \quad 3-17$$

$$\phi \Sigma Pc2 = 0,6 (\Sigma Pc2 \text{ kolom tengah} + \Sigma Pc2 \text{ kolom tepi}) \quad 3-18$$

$$Cm = 1$$

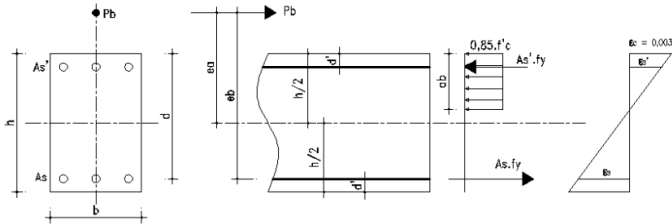
$$\delta_s = \frac{Cm}{1 - \frac{\Sigma Pu}{\phi \Sigma Pc z}} \quad 3-19$$

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} \quad 3-20$$

$$e_t = \frac{M_c}{P_u} \quad 3-21$$

$$e_{t \min} = 15 + 0,03 h \quad 3-22$$

Pada penampang persegi dalam keadaan balanced dan untuk tulangan simetris $A_s = A_s'$ berlaku,



Gambar 3.7 Penampang persegi tertekan eksentris

$$P_b = 0,85 f'c a_b b + T_s' + T_s \quad 3-23$$

$$a_b = \beta_1 c$$

$$= \beta_1 \left(\frac{\varepsilon c}{\varepsilon c + \frac{fy}{E_s}} \right) d$$

$$= \beta_1 \left(\frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{fy}{200000} \right)} \right) d * \frac{200000}{200000}$$

$$= \beta 1 \frac{600}{600 + f_y} d \quad 3-24$$

$M_b = P_b e_b$ (terhadap tulangan tarik)

$$e_b = M_b / P_b$$

$$M_b = (0,85 f' c a_b b) (d - d/2) + A_s' f_y (d - d')$$

$$P_b e_b = (0,85 f' c a_b b) (d - a_b/2) + A_s' f_y (d - d')$$

$$A_s = A_s' = \frac{(P_b e_b) - (0,85 f' c a_b b) \left(d - \frac{a_b}{2}\right)}{f_y (d - d')} \quad 3-25$$

Tinjauan penampang dalam keadaan balance terhadap beban axial P terfaktor (P_n),

$$P_n e = (0,85 f' c a_b b) (d - a_b/2) + A_s' f_y (d - d') \quad 3-26$$

$$A_s = A_s' = \frac{(P_n e) - (0,85 f' c a_b b) \left(d - \frac{a_b}{2}\right)}{f_y (d - d')} \quad 3-27$$

$$\text{Dimana} \quad e = e_a + h/2 - d' \quad 3-28$$

$$e_a = M_n / P_n \quad e_a > e_{\min} = 15 + 0,03h$$

$$P_n = P_u / \phi = P / 0,8 \quad 3-29$$

$$M_n = M_u / \phi = M / 0,65 \quad 3-30$$

Dan menurut ACI 318M-14 kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan

$$\Sigma M_{nc} = \frac{6}{5} \Sigma M_{nb} \quad 3-31$$

Dimana:

M_{nc} = total kekuatan lentur nominal kolom

M_{nb} = total kekuatan lentur nominal balok

Untuk perhitungan luas tulangan pada penampang kolom, ditinjau terlebih dahulu keadaan penampang,

a. Jika eksentrisitas besar maka penampang lebih banyak yang tertarik

$e > e_b$, maka $a < a_b$ digunakan rumus

$$A_s = A_s' = Pn \frac{e-d-\left(\frac{P}{2 \cdot 0,85 f_c b}\right)}{f_y(d-d')} \quad 3-32$$

b. $e < e_b$, maka $a > a_b$ digunakan rumus

$$A_s = A_s' = \frac{(Pn e) - (0,85 f_c a b)}{f_y(d-d')} \left(d - \frac{ab}{2}\right) \quad 3-33$$

jika $A_s = A_s' = \text{negatif}$ maka digunakan keadaan tekan aksial sentris

$$Pn = 0,85 f_c A_g + A_{stot} f_y \quad 3-34$$

$$A_s = A_s' = \frac{Pn - 0,85 f_c A_g}{f_y} \quad 3-35$$

$$A_{stot} = 4 A_s \quad 3-36$$

Luas tulangan utama komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0.01 ataupun lebih dari 0.06 kali luas bruto penampang A_g . Jumlah minimum batang tulangan utama pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.

- o Menghitung Tulangan Geser dengan Gaya Aksial Berdasarkan ACI 318M-14 ps. 18.7.5. perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada,

$$\phi V_n \geq V_u \quad 3-37$$

$$V_n = V_c + V_s \quad 3-38$$

Dengan $V_c = 0$

Jarak antar tulangan sengkang harus memenuhi poin-poin berikut:

- (a) $\frac{1}{4}$ dari dimensi kolom
- (b) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad 3-39$$

Dengan rumus rasio tulangan sebagai berikut

Tabel 3.1 Rumus Rasio Tulangan Transversal

Penulangan Transversal	Syarat	Rumus yang digunakan	
Ash/sb	$P_u \leq 0.34f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Nilai maksimal dari (a) dan (b)	(a) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right)$
	$P_u > 0.34f_c'$		(b) $0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
		Nilai maksimal	(c) $0,2 k_f kn \frac{P_u}{f_{yt}.A_{ch}}$

	dan $f'c > 70$ MPa	dari (a), (b), dan (c)	$kf = \frac{f'c}{175} + 0,6$ $\geq 1,0$ $kn = \frac{n}{n - 2}$
--	-----------------------	---------------------------	--

(sumber: ACI 318M-14 tabel 18.7.5.4)

3. Balok

3.1 Balok Normal Pracetak

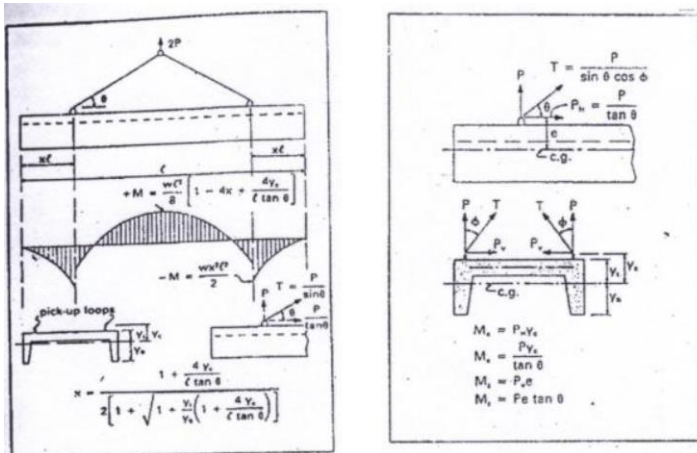
-Analisa Balok saat Pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang

pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak

1. Letak titik angkat

Pada saat pengangkatan balok pracetak, beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Dua hal yang harus ditinjau dalam tahap pengangkatan ini, yaitu kekuatan lentur penampang balok pracetak dan kekuatan angkur pengangkat (*lifting anchor*).



Gambar 3.8 Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Balok
(Sumber: PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete
6th Edition)

Tabel 3.2 Angka pengali beban statis ekivalen untuk menghitung
gaya pengangkatan dan gaya dinamis

Pengangkatan dari bekisting	1,7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1,2
Transportasi	1,5
Pemasangan	1,2

-Analisa Balok saat Ereksi

Saat pemasangan, balok pracetak mengalami kondisi pembebanan sebagai berikut:

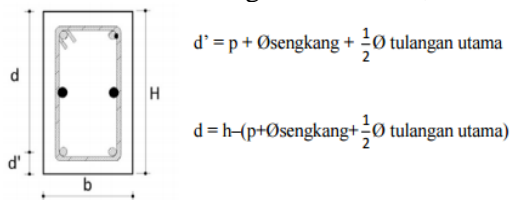
1. Berat sendiri, termasuk beton tuang di atasnya (*topping*)
2. Beban pelat pracetak yang menumpu pada balok, termasuk beton tuang di atasnya (*topping*)
3. Beban torsi dari pelat akibat urutan pemasangan pelat pada balok

4. Beban pekerja

-Analisa Balok saat Servis

Dalam pra desain tinggi balok menurut ACI 318M-14 ps 18.6.2.1 balok harus memenuhi tiga syarat berikut:

- Bentang bersih ln harus setidaknya sama dengan $4d$
- Lebar b_w harus kurang dari $0,3h$ dan 250mm
- Proyeksi balok yang melebihi lebar kolom penyokong di tiap sisi tidak boleh kurang dari c_2 dan $0,75c_1$



Gambar 3.9 Penampang Balok

Analisis gaya – gaya dalam berupa momen, gaya geser, gaya normal, maupun torsi yang terjadi pada balok dihitung dengan bantuan SAP 2000 V.19. Hasil output analisis gaya – gaya dalam yang terjadi digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan pokok, tulangan geser (sengkang), dan tulangan torsi.

- Perhitungan tinggi efektif balok

$$d = h - (p + \text{Øsengkang} + 1/2 \text{Ø tul utama})$$

$$c = \frac{d \cdot \epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}} \quad 3-40$$

$$a = \beta_1 * c \quad 3-41$$

- Perhitungan ρ_{min} dan ρ_{max}

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad 3-42$$

$$\rho_{max} = \frac{\beta_1 * 450}{600 + f_y} * \frac{(0,85 * f'_c)}{f_y} \quad 3-43$$

Syarat rasio tulangan: $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

Menghitung tulangan utama balok

- Perhitungan tulangan utama daerah tumpuan dan daerah lapangan: $M_u =$ Momen yang terjadi (Diketahui dari Output SAP 2000)

$$A_s = \frac{M_u}{0,8 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad 3-44$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad 3-45$$

Syarat rasio tulangan : $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

Apa bila ρ memenuhi syarat dipakai tulangan single kemudian dipasang Tulangan tariknya. Tulangan tarik akan di cek momen nominalnya terhadap momen luar yang terjadi.

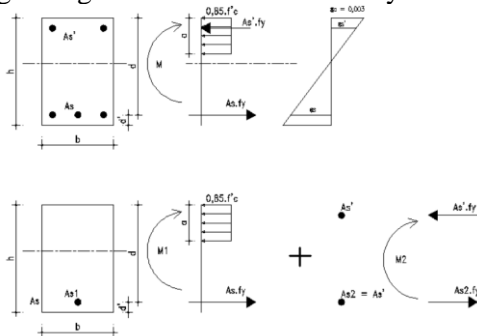
$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad 3-46$$

Checking: $M_n > M_u$ (OK)

- Check Tulangan Tekan

Perhitungan tulangan utama daerah tumpuan:

Dipasang tulangan tekan minimum sebanyak 2 buah.



Gambar 3.10 Diagram Pemecahan Perhitungan Tulangan

Momen yang ditahan tulangan tekan:

$$M_2 = A_s' \phi f_y (d - d') \quad 3-47$$

Momen yang harus ditahan tulangan tarik:

$$M_1 = M_u - M_2 \quad 3-48$$

A_{s1} yang dibutuhkan:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad 3-49$$

A_s yang dibutuhkan:

$$A_s = A_{s1} \text{ yang dibutuhkan} + A_{s2} \quad 3-50$$

Cek rasio penampang:

$$\rho \text{ terpasang} = \frac{A_s}{bd} \quad 3-51$$

$\rho \text{ min} < \rho \text{ terpasang} < \rho \text{ max} \dots (\text{OK})$

$$M_1 = \phi (A_s \text{ terpasang} - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad 3-52$$

Cek kapasitas penampang:

$$M_n = M_1 + M_2 \quad 3-53$$

Cek: $M_n > M_u \dots (\text{OK})$

Lap slice antar tulangan longitudinal hanya diperbolehkan bila terdapat sengkang pada area *lap slice*. Jarak penulangan transversal yang mengekang area *lap slice* tidak boleh melebihi $d/4$ dan 100mm. *Lap slice* tidak boleh dipergunakan pada area (a) sampai (c):

(a) Pada Sambungan

- (b) Pada jarak dua kali tinggi balok dari muka sambungan
- (c) Pada jarak dua kali tinggi balok dari area kritis dimana kemungkinan terjadi kelelahan lentur akibat dari perpindahan lateral melebihi jangkauan sifat elastisitas material
- Pengaruh Geser
 Nilai desain gaya geser V_e harus dihitung berdasarkan pertimbangan porsi gaya yang bekerja pada balok antar muka sambungan (ACI 318M-14 ps. 18.6.5.1). Hal ni dapat diasumsikan momen dengan arah berlawanan M_{pr} bekerja pada muka sambungan dan balok dibebani dengan faktor gravitasi sepanjang bentangnya.

Perencanaan penampang geser harus didasarkan pada:

$$V_u \leq V_c + V_s \quad 3-54$$

Namun pada kasus ini:

$$V_c = 0 \quad 3-55$$

Maka diperlukan tulangan geser.

$$V_s = V_u - V_c = V_u - 0 = V_u \quad 3-56$$

Cek penampang (SNI 03-1728-2013 pasal 13.5.6):

$$V_s < V_{smax} \quad 3-57$$

$$V_{smax} = \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c} b d \quad 3-58$$

Jika $V_s < V_{smax}$, maka penampang aman.

Didapatkan tulangan geser (ganda) untuk sengkang per meter sebesar (SNI 03-1728-2013 pasal 13.5.6):

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * b * d} \text{ dan } A_v \text{ min} = \frac{1}{3} \frac{b * s}{f_y} \quad 3-59 \quad 3-60$$

Jika $A_v > A_v \text{ min}$, maka dipakai tulangan geser sebesar A_v .

- Pengaruh Torsi

Perencanaan penampang geser harus didasarkan pada:

$$T_u \leq T_c + T_s \quad 3-61$$

Besar torsi yang disumbang penampang sebesar (SNI 03 – 1728 – 2013 pasal 13.6.2):

$$T_c = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad 3-62$$

Dimana:

$$A_{cp} = b * h$$

$$P_{cp} = 2 * (b+h)$$

Karena $T_u > T_c$, maka dibutuhkan tulangan puntir.

Cek penampang melintang (SNI 03 – 1728 – 2013 pasal 13.6.3):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd} \right)^2 + \left(\frac{T_u * P_h}{1,7 * A_o h^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{v_c}{bd} + \frac{2\sqrt{f_c}}{3} \right) \quad 3-63$$

Dimana:

$$A_o h = b' * h'$$

$$P_o h = 2 (b' + h')$$

- Tulangan Torsi (sengkang)

$$T_s = T_u - T_c \quad 3-64$$

Tulangan torsi (sengkang) per meter yang dibutuhkan (tunggal):

$$A_t = \frac{(T_s * s)}{2 * A_o * f_{yv}} * \cot \phi \quad 3-65$$

Dimana:

$$A_o = 0,85 * A_o h$$

$$\emptyset = 45$$

$F_{yv} = 240$ MPa (tegangan leleh tulangan sengkang)

Maka tulangan sengkang yang dibutuhkan (ganda): $A_v + 2A_t$

- Tulangan Torsi (memanjang)

$$A_l = \frac{A_t}{s} * Ph * \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) * \cot^2 \phi \quad 3-66$$

Dimana:

$$Ph = 2(b'h')$$

$F_{yv} = 240$ MPa (tegangan leleh tulangan sengkang)

$F_{yt} = 400$ MPa (tegangan leleh tulangan torsi memanjang)

3.2 Balok Prategang

Pada perencanaan balok prategang bisa dimensinya bisa ditetapkan dari standar yang telah tertera di PCI *Chapter 3.9*. Perhitungan gaya-gaya dalam pada balok menggunakan software SAP 2000 V.19. Dari hasil output gaya-gaya dalam tersebut kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan.

Analisis gaya – gaya dalam berupa momen, gaya geser, gaya normal, maupun torsi yang terjadi pada balok dihitung dengan bantuan SAP 2000 V.19. Hasil output analisis gaya – gaya dalam yang terjadi digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan pokok, tulangan geser (sengkang)

- Perhitungan Titik Berat dan Momen Inersia

Titik berat

$$y = \frac{\sum A.y}{\sum A} \quad 3-67$$

Momen Inersia

$$I = I_o + A. d^2 \quad 3-68$$

$$= \frac{1}{12} b \cdot h^3 + A \cdot d^2 \quad 3-69$$

- Menentukan Gaya Prategang
 - Tegangan beton yang diijinkan Saat transfer

$$\sigma_{ct} = 0.6 \times f_{ci} \quad 3-70$$

$$\sigma_{tt} = 0.25 \times \sqrt{f'c} \quad 3-71$$

Saat servis

$$\sigma_{cs} = 0.45 \times f'c \quad 3-72$$

$$\sigma_{ts} = 0.5 \times \sqrt{f'c} \quad 3-73$$

Dimana:

σ_c = tegangan tekan

σ_t = tegangan tarik

- Gaya Prategang saat transfer Serat Atas

$$\sigma_{tt} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_a}{I} - \frac{M_g \cdot Y_a}{I} \quad 3-74$$

Serat Bawah

$$\sigma_{ct} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I} + \frac{M_g \cdot Y_b}{I} \quad 3-75$$

Dimana:

F_o = gaya prategang

σ_{ct} = tegangan tekan saat transfer

σ_{tt} = tegangan tarik saat transfer

Y_a = jarak cgc ke serat atas

- Yb = jarak cgc ke serat bawah
- e = jarak cgc ke tulangan prategang
- A = dimensi balok beton prategang
- I = momen inersia beton prategang
- Mg = momen akibat berat sendiri

- Gaya Prategang saat servis

Serat Atas

$$\sigma_{cs} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_a}{I} - \frac{M_d \cdot Y_a}{I} - \frac{M \cdot Y_b}{I} \quad 3-76$$

Serat Bawah

$$\sigma_{ts} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I} + \frac{M_d \cdot Y_b}{I} + \frac{M \cdot Y_b}{I} \quad 3-77$$

Dimana:

- Fo = gaya prategang
- σ_{cs} = tegangan tekan saat servis
- σ_{ts} = tegangan tarik saat servis
- Ya = jarak cgc ke serat atas
- Yb = jarak cgc ke serat bawah
- e = jarak cgc ke tulangan prategang
- A = dimensi balok beton prategang
- I = momen inersia beton prategang
- Md = momen akibat beban mati
- Ml = momen akibat beban hidup

- Kontrol Nilai Fo

Pengontrolan nilai Fo dengan cara memasukkan kembali nilai Fo ke persamaan. Nilai Fo yang dimasukkan dipilih dari nilai Fo yang diperoleh dari perhitungan serat bawah saat servis

- Kehilangan Prategang

- a. Kehilangan Prategang akibat Friksi

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat friksi digunakan rumus sebagai berikut.

Tabel 3.3 Koefisien Friksi dan *Woble Effect* (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/ meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheating:			
-Wire Tendon	0.0010-0.0015	0.0033-	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0049	0.15-0.25
- Hight-strength bars	0.0001-0.0006	0.0016- 0.0066 0.0003- 0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct 7-wires strand	0.0002	0.000666	0.15-0.25
Pregreased tendons Wire tendons and 7-wire Strand	0.0003-0.0020	0.0010- 0.0066	0..05-0.15
Mastic-Coated Tendons Wire tendons and 7-wire Strand	0.0010-0.0020	0.0033- 0.0066	0.05-0.15

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

3-1

Diketahui:

l = panjang bentang

L = 1/2

 μ = Koefisien FriksiK = Koefisien efek *Wobble*

e = bilangan natural

$$\alpha = \frac{8.e}{L}$$

b. Kehilangan Prategang akibat Elastisitas Beton

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat elastisitas pada beton digunakan rumus sebagai berikut.

$$ES = K_{es} \frac{E_s}{E_c} f_{cir} \quad 3-78$$

dimana: f_{cir} = tegangan beton di daerah cgs oleh Fo

Diketahui:

E_s = modulus elastisitas baja

E_c = modulus elastisitas beton

K_{es} = 0,5 (pasca tarik)

f_{pi} = 0,7 f_{pu}

$$\text{Kehilangan} = \frac{E_s}{f_{pi}} \quad 3-79$$

c. Kehilangan Prategang akibat Slip Angkur

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat slip angkur digunakan rumus sebagai berikut.

$$\frac{\Delta f_{pA}}{0,9f_{pu}} \quad 3-80$$

Diketahui:

E_s = modulus elastisitas baja

F_{pu} = kuat tarik putus baja prategang

L = panjang bentang

ΔA = besarnya slip yang terjadi

$$\text{Kehilangan} = \frac{\Delta f_{pA}}{0,9f_{pu}} \quad 3-81$$

d. Kehilangan Prategang akibat Rangkak

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat rangkak pada beton digunakan rumus sebagai berikut.

$$CR = K_{CR} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) [f_{cir} - f_{c ds}] \quad 3-82$$

Dimana:

K_{CR} = 1,6 (pasca Tarik)

$f_{c ds}$ = tegangan beton di daerah cgs akibat beban tetap (*superimposed dead load*), dinyatakan dengan $Mg + \psi L$

f_{cir} = tegangan beton di daerah cgs oleh F_o

E_s = modulu elastisitas baja

E_c = modulus elastisitas beton

$$\text{Kehilangan} = \frac{CR}{0,7f_{pu}} \quad 3-83$$

e. Kehilangan Prategang akibat Susut

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat susut untuk komponen pasca tarik digunakan rumus sebagai berikut.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad 3-84$$

Dengan nilai Ksh seperti pada tabel berikut.

Tabel 3.4 Koefisien KSH

Har i	1	3	5	7	10	20	30	60
KS	0.9	0.8	0.8	0.7	0.7	0.6	0.5	0.4
H	2	3	0	7	3	4	8	5

Diketahui:

$K_{sh} = 0,73$ (asumsi 10 hari)

E_s = modulus elastisitas baja

RH = kelembaban relatif lingkungan

V/S = Luas/keliling penampang

$$\text{Kehilangan} = \frac{SH}{0,7 \cdot f_{pu}} \quad 3-85$$

f. Kehilangan Prategang akibat Relaksasi

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat relaksasi digunakan rumus sebagai berikut.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C \quad 3-86$$

Untuk nilai K_{re} dan J dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.5 Koefisien K_{re} dan J

Tipe Tendon	K_{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0.15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 2500.13	18.500	0.14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0.13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0.04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 270	4630	0.037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0.035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6600	0.05

Untuk nilai C dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.6 Tegangan Batang

f_{si}/f_{pu}	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

Diketahui:

SH = kehilangan prategang akibat susut

CR = kehilangan prategang akibat creep
 ES = kehilangan prategang akibat elastisitas beton
 C = 0,75

$$\text{Kehilangan} = \frac{RE}{0,7 \cdot f_{pu}} \quad 3-87$$

- Perencanaan kabel tendon
 1. Menghitung jumlah strand

$$n = \frac{A_{ps}}{A} \quad 3-88$$

Dimana:

$$A_{ps} = f_o / f_{pe} \quad 3-89$$

$$f_{pe} = 0,7 f_{pu} \quad 3-90$$

f_{pu} = kuat tarik putus baja prategang

A = luas penampang strand

2. Menentukan daerah limit tabel (kern)

$$\text{Kern Atas} = W_b / A_g \quad 3-91$$

$$\text{Kern Bawah} = W_t / A_g \quad 3-92$$

$$\text{Batas Atas} = \text{Kern Atas} - M_{max} / P \quad 3-93$$

$$\text{Batas Bawah} = \text{Kern Bawah} + M_{min} / P \quad 3-94$$

3. Menentukan koordinat kabel

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot X}{L^2} (L - X) \quad 3-95$$

- Kontrol Momen

1. Momen Retak

$$M_{cr} = M1 + M2 \quad 3-96$$

$$M1 = Fe(e + kt) \quad 3-97$$

$$M2 = fr.Wb \quad 3-98$$

$$Wb = \frac{1}{yb} \quad 3-99$$

$$kt = \frac{Wb}{A} \quad 3-100$$

Dimana:

M_{cr} = momen retak

$M1$ = momen dekompresi

$M2$ = momen tambahan

Fe = gaya prategang setelah kehilangan prategang

$$fr = 0,62\sqrt{f'c} \quad 3-101$$

2. Momen Nominal

Menentukan nilai "a" dengan menghitung luas tekan

$$C = 0,85f'c.a.b \quad 3-102$$

$$T = Aps.fps \quad 3-103$$

$$C = T \quad 3-104$$

Dimana:

$$fps = fpu \left(1 - \frac{\gamma p}{\beta_1} \left(\rho p \frac{fpu}{f'c} \right) \right) \quad 3-105$$

$f'c$ = kuat tekan beton

fpu = kuat tarik baja prategang

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{B \cdot d} \quad 3-106$$

Menghitung nilai M_n

$$M_n = 0,85 \cdot f'c(b - bw) \cdot hf \cdot \left(d - \frac{hf}{2}\right) + A_{pw} \cdot f_{ps} \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad 3-107$$

Dengan:

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf} \quad 3-108$$

$$A_{pf} = 0,85 f'c(b - bw)hf / f_{ps} \quad 3-109$$

$f'c$ = kuat beton prategang

b = lebar balok

bw = lebar *web*

hf = tinggi *flange*

- Perubahan Bentuk (Lendutan)

Lendutan total = Lendutan jacking + Lendutan servis

1. Lendutan saat jacking:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{tot} \cdot l^4}{EI} \quad 3-110$$

Dengan:

q_{tot} = q beban sendiri + q tendon

l = panjang bentang

E = modulus elastisitas beton

I = momen inersia penampang

2. Lendutan saat servis:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{tot} \cdot l^4}{EI} \quad 3-111$$

Dengan:

q_{tot} = q beban sendiri + q tendon + q aspal + q pelat +
q diafragma + q hidup

l = panjang bentang

E = modulus elastisitas beton

I = momen inersia penampang

○ Perhitungan Penulangan Geser

1. Retakan dari Badan akibat Tarikan yang Tinggi

$$V_{cw} = (0,29\sqrt{f'c} + 0,3f_{pc})b_wd + V_p \quad 3-112$$

e = eksentrisitas

L = panjang bentang

f_y = tulangan baja non-prategang

$D_{tulangan}$ = diameter tulangan

A_v = diameter penulangan geser

F_e = gaya prategang setelah kehilangan prategang

$f'c$ = kuat tekan beton prategang

$$W_p = \frac{8.F_e.e}{L^2} \quad 3-113$$

$$V_p = W_p(0,5L - x) \quad 3-114$$

b_w = lebar web

d = tinggi balok

$f_{pc} = F_e / A_c$

2. Gaya Geser Lentur Geser Miring

$$V_{ci} = 0,05b_wd\sqrt{f'c} + V_d + V_i \frac{M_{cr}}{M_{max}} \quad 3-115$$

$$M_{cr} = \left(\frac{l}{y_t}\right) \cdot (0,5\sqrt{f'c} + f_{pe} + f_d) \quad 3-116$$

Tengah Bentang

f_{pe} = F/A_c
 F = gaya prategang
 bw = lebar web
 d = tinggi balok
 f'_c = kuat tekan beton prategang
 Y_t = jarak titik pusat ke serat atas
 A = luas penampang
 e = eksentrisitas
 I = momen inersia
 L = panjang bentang

F_e/W

Menhitung kebutuhan tulangan geser (seengkang)

$$V_n = V_c + V_s \quad 3-117$$

$$V_s = V_n - V_c \quad 3-118$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s \quad 3-119$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s \quad 3-120$$

Dimana:

s = jarak antar seengkang
 A_v = luas bidang geser
 f_y = kuat tarik baja non-prategnag (seengkang)
 V_s = gaya geser yang dipikul oleh seengkang
 V_c = gaya gesr yang dipikul oleh beton
 d = tinggi efektif beton
 V_n = $0,85V_u$
 V_u = gaya geser ultimit yang terjadi

3.3.7.3 Perencanaan sambungan

Menurut ACI 318-14M ps.18.9.2 ada 2 tipe sambungan yang biasa digunakan untuk sambungan antar elemen pracetak yang menganut sistem rangka pemikul momen khusus:

1. Sambungan Duktail (*Ductile Connection*)

Sambungan duktail biasanya diterapkan pada sambungan antara komponen balok dan kolom. Desain sambungan duktail penghubung balok kolom berdasarkan ACI 318-14M ps. 18.9.2.1 (b) harus memenuhi syarat sebagai berikut:

$$V_n \geq 2V_e \quad 3-121$$

Dimana:

V_n = Kekuatan Geser Nominal

V_e = Kekuatan Geser Aktual

2. Sambungan Kuat (*Strong Connection*)

Sambungan Kuat biasanya diterapkan pada sambungan antar kolom maupun sambungan kolom dengan *baseplate*. Desain sambungan kuat berdasarkan ACI 318-14M ps. 18.9.2.2 harus memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\phi S_n \geq S_e \quad 3-122$$

dan untuk sambungan kolom-kolom

$$\phi S_n \geq 1,4 S_e \quad 3-123$$

$$\phi M_n \geq 0.4 M_{pr} \quad 3-124$$

$$V_n \geq V_e \quad 3-125$$

Dimana:

S_n = kekuatan lentur, geser, atau aksial momen sambungan

S_e = momen, geser, atau gaya aksial pada sambungan yang terkait dengan pembentukan kuat mungkin dilokasi leleh yang diharapkan.

M_n = kekuatan lentur nominal pada penampang

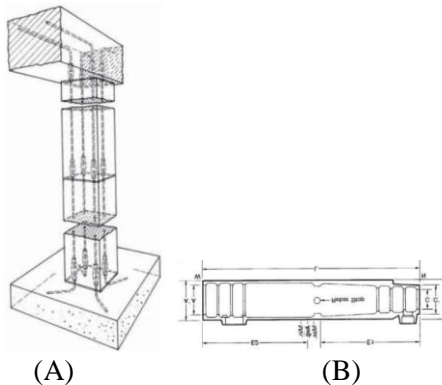
M_{pr} = Kekuatan lentur mungkin komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial

V_n = Kekuatan Geser Nominal

V_e = Kekuatan Geser Aktual

3.3.7.3.1 Sambungan Base Plate-Kolom / Kolom-Kolom

Perencanaan sambungan antar kolom akan menggunakan NMB Splice Sleeve. Pemasangan sambungan kolom ini berfungsi sebagai penyambung tulangan. Dua tulangan dimasukkan ke dalam selongsong (*sleeve*) dari dua arah yang berbeda, kemudian di-grout dengan SS Mortar Grout, mortar bersifat seperti semen yang anti susut dan bersifat *high-early strength*. Hasil dari *splicing* akan menghasilkan hasil kekuatan tarik dan tekan melebihi kapasitas minimum dari baja Grade 60 ASTM.

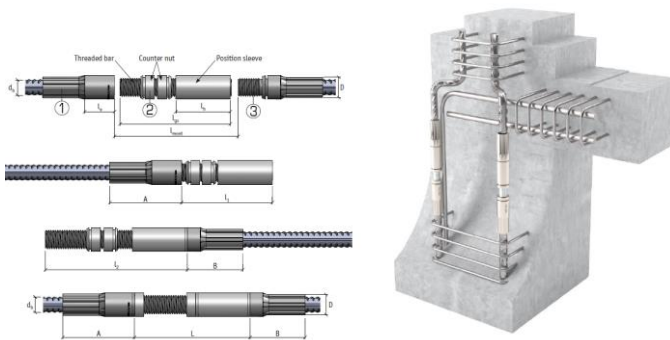


Sumber: Lampiran

Gambar 3.11 Pengaplikasian Splice Sleeve (A) dan Detail Splice Sleeve (B)

3.3.7.3.2 Sambungan Balok-Kolom

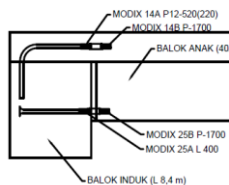
Pada sambungan balok-kolom akan menggunakan Modix Coupler produksi PeikkoGroup. Modix Rebar Couplers dapat menyalurkan ketahanan tulangan baja secara keseluruhan baik dalam menahan tekan maupun tarik. Modix tersedia untuk tulangan berdiameter 10 mm sampai dengan 40 mm.



Gambar 3.12 Detail Penulangan Sambungan Balok-Kolom

3.3.7.3.3 Sambungan Balok Anak- Balok Induk

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. Demikian dengan sambungan pada balok induk ke tangga 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 2847:13 pasal 13.7.3.

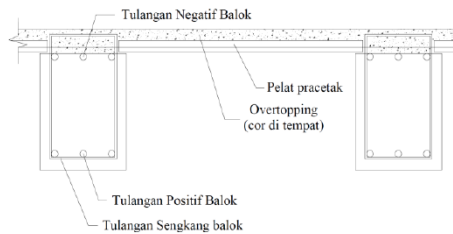


Gambar 3.13 Detail Penulangan Sambungan Balok-Kolom

3.3.7.3.3 Sambungan Pelat-Balok

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

- Kombinasi dengan beton cor *in-situ* (over topping), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkkan dengan amplitude 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12.
- Grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara pelat pracetak dengan balok pracetak.



Gambar 3.14 Sambungan Pelat ke Balok

Setelah PBH Corbel dipasangkan seperti yang ditunjukkan gambar 3.10(b) bagian permukaan atas kemudian dicor *in-situ*. Saat instalasi, beban mati dari elemen beton pracetak dan material cor *in-situ* ditanggung oleh PBH Corbel dan kemudian disalurkan ke struktur penahan. Kemudian saat material *topping* cor *in-situ* mengering, baru struktur dihitung seperti biasa sesuai ketentuan di ACI 318M-14 ps.18.

3.3.8 Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam

perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.3.8.1 Perencanaan Basement

Dinding pada basement berfungsi sebagai *retaining wall* yang bertugas menahan tekanan dari tanah dan air. Namun pada tugas besar kali ini akan direncanakan menggunakan CPB (*Contiguous Bored Pile*) sekeliling basement, sehingga dinding basement tidak berfungsi sebagai *retaining wall*. Tekanan tanah dan air hanya akan membebani CPB tersebut. Meskipun demikian, dinding basement tetap harus kedap air sehingga akan dicor *in-situ*. Pada perencanaan ini kondisi tanah akan dianggap paling kritis, yaitu jenuh dengan ketinggian air tanah setinggi permukaan tanah sekitar. Perhitungan pelat lantai basement dihitung menggunakan peraturan yang tertera pada SNI 03-2847-2013

3.3.8.2 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \qquad 3-126$$

dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_S = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha q_P \times A_P = \alpha (\check{N}_P \times K) \times A_P \quad 3-127$$

dimana:

\check{N}_P = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B
bawah dasar tiang pondasi
(B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m², untuk lempung
- 20 t/m², untuk lanau berlempung
- 25 t/m², untuk lanau berpasir

A_P = Luas penampang dasar tiang

q_P = Tegangan diujung tiang

α = base coefficient

$$Q_S = \beta \times q_s \times A_s = \beta (\check{N}_s/3 + 1) \times A_s \quad 3-128$$

dimana:

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

\check{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan

batasan: $3 \leq N \leq 50$

A_P = luas selimut tiang

β = shaft coefficient

Tabel 3.7 Koefisien harga α dan β

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

3.3.8.3 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi (C_e).

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad 3-129$$

Dimana:

- n = jumlah tiang dalam grup
- C_e = koefisien efisiensi
- $Q_{L(\text{group})}$ = daya dukung tiang pancang kelompok
- $Q_{L(1 \text{ tiang})}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Converse – Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad 3-130$$

dimana:

- ϕ = diameter tiang pondasi
- S = jarak as ke as antar tiang dalam group
- m = jumlah baris tiang dalam group
- n = jumlah kolom tiang dalam group
- C_e = 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \quad 3-131$$

dimana:

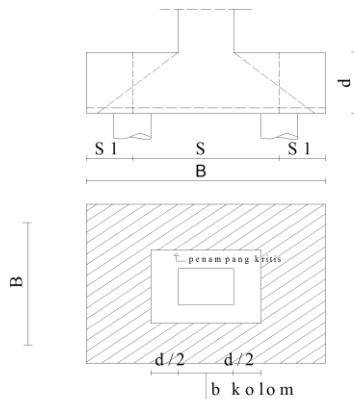
- P_v = Beban vertical ekuivalen
 V = Beban vertical dari kolom
 n = Banyaknya tiang dalam group
 M_x = Momen terhadap sumbu x
 M_y = Momen terhadap sumbu y
 x_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 $\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 $\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3.3.8.4 Perencanaan tebal poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil dari persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad 3-132$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad 3-133$$



Gambar 3.15 Penampang Kritis Pada Pondasi

dimana:

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

$$= 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d) \quad 3-134$$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad 3-135$$

dimana:

$$\phi = 0,75$$

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.3.8.5 Perencanaan penulangan lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{min} = 0.002 \text{ (untuk } f_y = 240\text{mpa)}$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ (untuk } f_y \text{ selain } 240\text{mpa)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad 3-136$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad 3-137$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad 3-138$$

$$As = \rho \cdot b \cdot s \quad 3-139$$

3.3.9 Penggambaran teknik

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program bantu.

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Preliminary Design

Preliminary design adalah desain atau rancangan awal jenis material, mutu material, serta dimensi material yang akan digunakan. Penentuan jenis, mutu dan dimensi material ini mangacu pada *engineering judgement* sang perencana. Spesifikasi material struktu yang ditentukan dalam *preliminary design* bukan meruoakan spesifikasi yang akan dikerjakan di lapangan, melainkan merupakan spesifikasi yang akan dimodelkan dalam software untuk lebih lanjutnya diujicoba dengan pembebanan yang terjadi.

4.1.1 Dimensi Balok

4.1.1.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5 (a)

$$h \min = \frac{1}{16} \times Lb$$

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

Dimana:

b = lebar balok

h = tinggi balok

Lb = panjang kotor balok

Fy = mutu tulangan baja

- Dimensi Balok Induk 1

Balok dengan Lb = 1000 cm, dengan persyaratan selain fy = 420 MPa, nilai h_{min} harus dikalikan dengan 0,4+fy/700

$$h \min = \frac{1}{16} \times Lb \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$h \min = \frac{1}{16} \times 1000 \left(0,4 + \frac{390}{700} \right)$$

$$h \min = 59,82 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Tetapi agar tidak terjadi *over-reinforcing* maka h akan menggunakan nilai yang lebih besar dari h_{\min} . Perhitungan awal h menggunakan dengan rumus berikut:

$$h = \frac{1}{12} \times Lb = \frac{1}{12} \times 1000 = 83.33 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

$$> 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 85 = 56.67 \text{ cm} \approx 57 \text{ cm}$$

Maka dipakai balok induk ukuran 56/85 cm.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Induk

Komponen	Dimensi
Balok Induk Pracetak 1 (L = 1000 cm)	55/85 cm
Balok Induk Pracetak 2 (L = 840 cm)	50/70 cm
Balok Induk Cor Insitu 3 (L ≤ 540 cm)	30/45 cm

4.1.1.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5 (a)

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

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

Dimana:

b = lebar balok

h = tinggi balok

Lb = panjang kotor balok

F_y = mutu tulangan baja

- Dimensi Balok Anak 1

Balok dengan $L_b = 1000$ cm, dengan persyaratan selain $f_y = 420$ MPa, nilai h_{\min} harus dikalikan dengan $0,4 + f_y/700$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 1000 \left(0,4 + \frac{390}{700} \right)$$

$$h_{\min} = 59,82 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm}$$

Maka dipakai balok induk ukuran 40/60 cm

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Anak

Komponen	Dimensi
Balok Anak Pracetak 1 (L = 1000 cm)	40/60 cm
Balok Anak Pracetak 2 (L = 840 cm)	35/52 cm
Balok Anak cor insitu 3 (L ≤ 540 cm)	22/35 cm

4.1.1.3 Dimensi Balok Pra-tegang

Dimensi balok pratekan pada portal direncanakan sebagai berikut

$$h_{\min} = \frac{L}{20}$$

$$b = \frac{3}{4} h$$

Dimana:

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki bentan $L = 2000$ cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{2000}{20} = 100 \text{ cm}$$

$$b = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 100 = 75 \text{ cm}$$

Sehingga dimensi balok pratekan direncanakan 75/100 cm

4.1.2 Dimensi Pelat

Pada tugas akhir ini pelat hanya dipertimbangkan sebagai beban, bukan sebagai struktur. Maka dari itu tebal pelat satu arah akan mengikuti peraturan h_{\min} yang tercantum dalam SNI 2846-2013 Tabel 9.5(a). Tebal minimum pelat masf satu-arah tertumpu sederhana untuk f_y selain 420 MPa dapat dihitung dengan rumus

$$h_{\min} = \frac{l}{20} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

- Pelat 1

$$l = 10 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h_{\min} = \frac{1000}{20} \left(0,4 + \frac{390}{700} \right) = 47,86 \text{ cm dipakai } 16 \text{ cm}$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Pelat

Komponen	Tebal Pelat
Pelat 1 ukuran (1000 cm x 2800 cm)	160 mm (tebal <i>over topping</i> 80mm)
Pelat 2 ukuran (8400 cm x 3500 cm)	160 mm (tebal <i>over topping</i> 80mm)

4.1.3 Dimensi Kolom

Pada perencanaan, kolom yang mengalami pembebanan paling besar adalah kolom yang memikul bentang 1000 cm x 840 cm

Tinggi tiap tingkat: 390 cm

Berdasarkan SNI 1727-2013 Tabel 4-1

Beban Mati

$$\text{Pelat} : 10 \times 8,4 \times 0,16 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 13\text{lt}$$

$$= 419\,328 \text{ kg}$$

Penggantung	: $10 \times 8,4 \times 11 \text{ kg/m}^3 \times 8\text{lt}$ = 7 392 kg
Plafond	: $10 \times 8,4 \times 7 \text{ kg/m}^3 \times 8\text{lt}$ = 4 704 kg
Balok Induk 1	: $10 \times 0,56 \times 0,85 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 13\text{lt}$ = 148 512 kg
Balok Induk 2	: $8,4 \times 0,5 \times 0,7 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 13\text{lt}$ = 91 728 kg
Balok Anak 1	: $2 \times 10 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 13\text{lt}$ = 149 760 kg
Spesi (2cm)	: $10 \times 8,4 \times 0,02 \times 2200 \text{ kg/m}^2 \times 13\text{lt}$ = 48 048 kg
Aspal (1cm)	: $10 \times 8,4 \times 0,01 \times 1400 \text{ kg/m}^2 \times 1\text{lt}$ = 1 176 kg
Plumbing	: $10 \times 8,4 \times 10 \text{ kg/m}^2 \times 13\text{lt}$ = 10 902 kg
Tegel	: $10 \times 8,4 \times 240 \text{ kg/m}^2 \times 8\text{lt}$ = 161 280 kg
Dinding Bata	: $(10+8,4) \times 3,9 \times 0,12 \times 650 \text{ kg/m}^3 \times 7\text{lt}$ = 35 865,65 kg
Sanitasi	: $2 \times 2 \times 20 \text{ kg/m}^2 \times 13 \text{lt}$ = 1 040 kg
Kolom	: $0,75 \times 0,75 \times 44,75 \times 2400 \text{ kg/m}^2$ = 60 412,5 kg
Berat Total (DL)	= 1 140 166,15 kg

Beban Hidup

Atap	: $10 \times 8,4 \times 97,8 \text{ kg/m}^2 \times 1\text{lt}$ = 8 215,2 kg
Lantai 3-10	: $10 \times 8,4 \times 195,9 \text{ kg/m}^2 \times 8\text{lt}$ = 131 644,8 kg
Lantai G-2	: $10 \times 8,4 \times 195,9 \text{ kg/m}^2 \times 4\text{lt}$ = 65 822,4 kg
Berat Total (LL)	= 205 682,4 kg
Berat Total	: 1,2DL+1,6LL

$$1,2(1\ 140\ 166,15) + 1,6(205\ 682,4)$$

$$1\ 697\ 291\ \text{kg}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, faktor reduksi yang digunakan adalah 0,65. Setelah itu dapat diperkirakan luas dimensi kolom sebagai berikut:

$$\text{Rencana Awal: } A = \frac{W}{\phi \cdot f_c'} = \frac{1\ 697\ 291}{0,65 \times 500} = 5\ 222,435\ \text{cm}^2$$

$$\text{Dimensi Awal: } b^2 = 5\ 222,435$$

$$b = 72,266 \approx 75\ \text{cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 75/75 cm

BAB V

PERMODELAN STRUKTUR

5.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa, dengan ujuan agar struktur gedung mampu memikul beban-bean yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 dan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa mengacu pada ketentuan SNI 1726:2012.

5.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu dilakukan permodelan struktur. Struktur permodelan gedung pada kasus ini terdapat total 12 lantai (1 roof) dengan tinggi total gedung ± 45 meter. Permodelan gempa struktur gedung berlokasi di Surabaya

5.3 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan gravitasi berupa beban mati dan hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang bekerja adalah sebagai berikut:

- **Beban Mati**
 - Berat beton bertulang : 24 kN/m^3
 - Berat beton prategang : 25 kN/m^3
 - Plesteran : $0,21 \text{ kN/m}^2$
 - Tegel : $0,24 \text{ kN/m}^2$
 - Dinding Bata Ringan : $0,65 \text{ kN/m}^3$
 - Plafond : $0,11 \text{ kN/m}^2$
 - Penggantung : $0,07 \text{ kN/m}^2$
 - Plumbing + ducting : $0,25 \text{ kN/m}^2$
- **Beban Hidup (SNI 1727:2013)**
 - Lantai Atap : $0,92 \text{ kN/m}^2$
 - Lantai Apartment : $1,92 \text{ kN/m}^2$
 - Lantai Parkir : $1,92 \text{ kN/m}^2$

Dari data-data di atas maka pembebanan untuk pelat lantai adalah

Tabel 5.1 Pembebanan Pelat Lantai

Lantai	Beban Mati	Beban Hidup
Roof	0,64 kN/m ²	0,92 kN/m ²
G-10	0,88 kN/m ²	1,92 kN/m ²
B1	0,64 kN/m ²	8,00 kN/m ²

Dari Analisa yang telah dilakukan, berikut adalah rekap pembebanan gravitasi pada gedung Voza Office Tower

Tabel 5.2 Rekap Pembebanan Gravitasi

Rekap Pembebanan		
Lantai	Beban Mati (kN)	Beban Mati (kN)
Roof	12351.28	966.23
3-10	240485.79	27095.04
1-2	57980.86	6773.76
Mz	17633.62	1935.36
G	42519.45	5356.61
Total		413098.23

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D +1L) 413098,23 kN. Pembebanan yang diinputkan pada ETABS harus mendekati dengan hasil perhitungan manual dengan batas toleransi 5%. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 5.3 Pembebanan Gravitasi

Load Case	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
1.0D+1.0L	0	0	448046

Jadi total beban gravitasi pada ETABS (1D+1L) sebesar 448046 kN. Sehingga didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebesar 3.78%

5.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012.

5.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

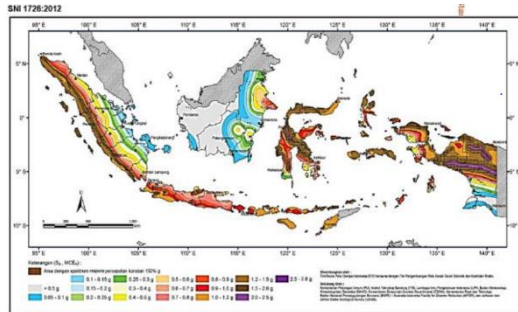
Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen termasuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I) 1,0

5.4.2 Kelas Situs

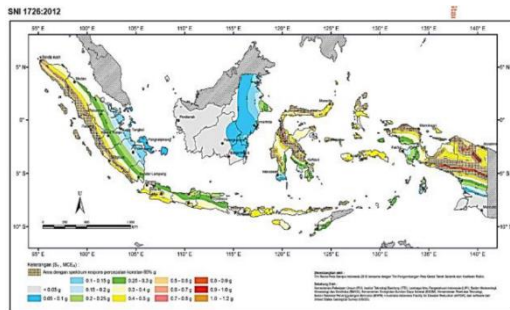
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapatkan dari hasil pengumpulan data tanah. Pada proyek pembangunan gedung Apartemen Voza didapatkan nilai $N = 10,6$ sehingga dapat disimpulkan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak)

5.4.2 Parameter Respon Spektral

(a)



(b)



Gambar 5.1 Pemetaan S_s (a) dan S₁ (b) pada peta Indonesia

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik, kelas situs SE. Dari **Gambar 5.2a** untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0,663g$

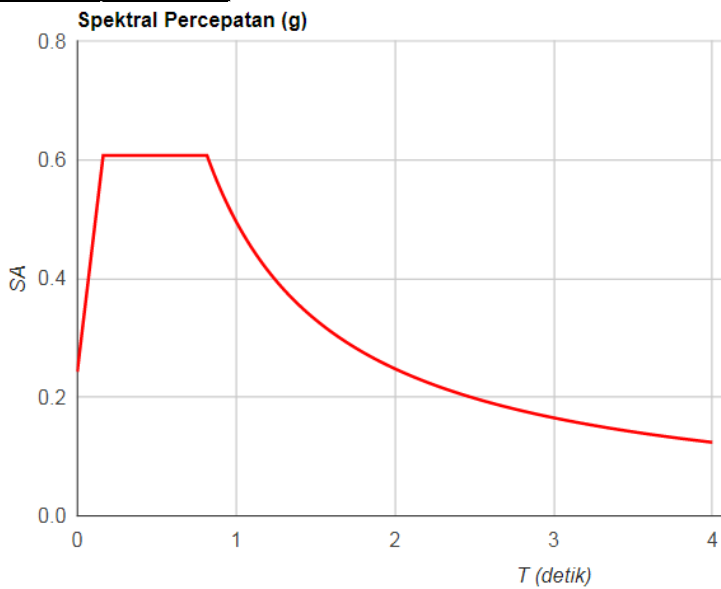
S_1 , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik, kelas situs SE. Dari **Gambar 5.2b** untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_1 = 0,247 g$

Hasil perhitungan parameter percepatan spectral desain (S_{DS} , dan S_{D1}), desain respon spectral (T_0 dan T_s) [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain spektra indonesia 2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra Indonesia 2011/) ditabelkan pada table dibawah ini

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Aplikasi Desain Spektra Puskim Indor

Variabel	Nilai	T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
PGA (g)	0.325	0	0.243	1.817	0.273
SS (g)	0.663	0.163	0.607	1.917	0.259
S1 (g)	0.247	0.817	0.607	2.017	0.246
CRS	0.991	0.917	0.541	2.117	0.234
CR1	0.929	1.017	0.488	2.217	0.224
FPGA	1.124	1.117	0.444	2.317	0.214
FA	1.374	1.217	0.408	2.417	0.205
FV	3.012	1.317	0.377	2.517	0.197
PSA (g)	0.366	1.417	0.35	2.617	0.19
SMS (g)	0.911	1.517	0.327	2.717	0.183
SM1 (g)	0.744	1.617	0.307	2.817	0.176
SDS (g)	0.607	1.717	0.289	2.917	0.17
SD1 (g)	0.496				
T0 (detik)	0.163				
TS (detik)	0.817				

T (detik)	SA (g)
3.017	0.164
3.117	0.159
3.217	0.154
3.317	0.15
3.417	0.145
3.517	0.141
3.617	0.137
3.717	0.133
3.817	0.13
3.917	0.127
4	0.124



Gambar 5.2 Grafik Respon Spektrum Gempa

5.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = C_u \times T_a$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 45 m. Namun untuk gedung dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dengan menggunakan rumus berikut

$$T_a = 0,1 N$$

Dimana:

N = jumlah tingkat

Jadi,

$$T_a = 0,1 \times 12 = 1,2 \text{ detik}$$

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut:

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 1,2$$

$$T = 1,68 \text{ detik}$$

Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang telah dihitung

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T dinamik dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik

Tabel 5.5 Periode Fundamental Struktur

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.656
Modal	2	1.535
Modal	3	1.361
Modal	4	0.555
Modal	5	0.518
Modal	6	0.455
Modal	7	0.34
Modal	8	0.308
Modal	9	0.276
Modal	10	0.248
Modal	11	0.214
Modal	12	0.199

Periode fundamental struktur terbesar yang didapatkan dari analisis ETABS = detik, maka:

$$T_a \text{ manual} < 1.656 < C_u.T_a$$

$$1,2 < 1,656 < 1,68 \quad \text{“OK”}$$

5.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R}; S_{DS} = 0,607; I_o = 1; R = 8$$

$$C_s = \frac{\frac{0,607}{I_o}}{\frac{8}{1}} = 0,0759$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus = 8. (SNI 1726:2012 Tabel 9) dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_o}\right)}; S_{D1} = 0,496; I_p = 1; T = 1,656 \text{ detik}$$

$$C_s = \frac{\frac{0,496}{8}}{\frac{1}{1}} = 0,062$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_p$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1$$

$$C_s = 0,0267$$

Maka nilai C_s diambil 0,0267

Untuk perhitungan gempa factor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 5.6 Berat Seismik Efektif Bangunan (W)

Load	Fz
Case/Combo	kN
1D+0,3L	401427.7

$$C_s = 0,0267$$

$$W = 401\,427,7 \text{ kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0267 \times 401\,427,7$$

$$V = 10\,718,12 \text{ kN}$$

Jika kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 V/V_t (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1). Dari hasil Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam sebagai berikut:

Tabel 5.7 Gaya Geser Dasar Ragam

Load	Fx	Fy
Case/Combo	kN	kN
Ex Max	4888,83	1674.04
Ey Max	1479,62	5541,89

$$V = 10\,718,12 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 4888,83 \text{ kN}$$

$V_{yt} = 5541,89 \text{ kN}$
 Maka untuk arah X,
 $V_{xt} > 0,85V$
 $4888,83 > 0,85 \cdot 10718,12$
 $4888,83 > 9110,402$..**NOT OK**
 $V_{yt} > 0,85V$
 $5541,89 > 0,85 \cdot 10718,12$
 $5541,89 > 9110,402$..**NOT OK**

Oleh karena itu, maka untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan factor skala $0,85V/V_t$

Arah X:

$$\frac{0,85V}{V_{xt}} = 1,87$$

Arah Y:

$$\frac{0,85V}{V_{xt}} = 1,65$$

Setelah didapatkan factor skala untuk arah X dan Y dilanjutkan dengan Analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Response Spectra*. Kemudian lakukan perubahan dimensi kolom untuk menerima gaya *base shear* dari 75/75cm menjadi.

Tabel 5.8 Dimensi Kolom Setelah Perubahan

Nama Kolom	Dimensi (cm/cm)
Kolom (Lt B1-4)	75/100
Kolom (Lt 6-10)	75/75

Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah:

Tabel 5.9 Gaya Geser Dasar Ragam

Load	Fx	Fy
Case/Combo	kN	kN
Ex Max	12901.7	3818.7
Ey Max	3929.2	12527.4

$$V = 10\,718,12$$

$$V_{xt} = 12901,7$$

$$V_{yt} = 12527,4$$

Maka untuk arah X,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$12901,7 > 0,85 \cdot 10\,718,12$$

$$12901,7 > 9110,402 \text{ ..OK}$$

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$12527,4 > 0,85 \cdot 10\,718,12$$

$$12527,4 > 9110,402 \text{ ..OK}$$

Setelah di-running ulang didapatkan hasilnya sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 ps 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai gempa desain.

5.7 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya 90%

Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Ragam

Case	Item	Static	Dynamic
		%	%
Modal	UX	99.98	90.17
Modal	UY	99.98	91.21
Modal	UZ	0	0

Dari tabel di atas didapatkan hasil penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X maupun Y

5.8 Kontrol Drift

Gempa rencana yang mengakibatkan simpangan antar tingkat sangat mempengaruhi kinerja batas layan struktur gedung. Dengan maksud untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktural, membatasi peretakan beton yang melebihi batas normal.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dapat dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya Batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Pada SNI 1726:2012, control drift dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai-x

Cd = faktor pembesaran defleksi (= 5.5)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,020 h_{sx} \\ &= 0,020 \cdot 3000 = 60 \text{ mm (Lantai G-2)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,020 h_{sx} \\ &= 0,020 \cdot 3900 = 78 \text{ mm (Lantai 3-10)} \end{aligned}$$

Tabel 5.11 Kontrol Drift Arah X dan Arah Y

Story	Direction	Drift	Drift (mm)	Defleksi ijin (mm)	Keterangan
Roof	X	0.001347	1.347	78	OK
Lantai 10	X	0.00163	1.63	78	OK
Lantai 9	X	0.002111	2.111	78	OK
Lantai 8	X	0.00249	2.49	78	OK
Lantai 7	X	0.002809	2.809	78	OK
Lantai 6	X	0.003081	3.081	78	OK
Lantai 5	X	0.003238	3.238	78	OK
Lantai 4	X	0.003249	3.249	78	OK
Lantai 3	X	0.002942	2.942	78	OK
Lantai 2b	X	0.001743	1.743	60	OK
Lantai 2a	X	0.001191	1.191	60	OK
Lantai 1b	X	0.001176	1.176	60	OK
Lantai 1a	X	0.001313	1.313	60	OK
Lantai Mz b	X	0.001165	1.165	60	OK
Lantai Mz a	X	0.001014	1.014	60	OK
Lantai G	X	0.000242	0.242	60	OK

Story	Direction	Drift	Drift (mm)	Defleksi ijin (mm)	Keterangan
Roof	Y	0.001117	1.117	78	OK
Lantai 10	Y	0.00122	1.22	78	OK
Lantai 9	Y	0.001614	1.614	78	OK
Lantai 8	Y	0.001926	1.926	78	OK
Lantai 7	Y	0.002165	2.165	78	OK
Lantai 6	Y	0.002352	2.352	78	OK
Lantai 5	Y	0.002476	2.476	78	OK
Lantai 4	Y	0.002508	2.508	78	OK
Lantai 3	Y	0.002245	2.245	78	OK
Lantai 2b	Y	0.002334	2.334	60	OK
Lantai 2a	Y	0.001468	1.468	60	OK
Lantai 1b	Y	0.002609	2.609	60	OK
Lantai 1a	Y	0.001179	1.179	60	OK
Lantai Mz b	Y	0.002153	2.153	60	OK
Lantai Mz a	Y	0.001187	1.187	60	OK
Lantai G	Y	0.000475	0.475	60	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pada 7.9.3. gambar 5 yaitu

$$\Delta n = \frac{(\delta 2 - \delta 1) C d}{I} < \Delta a$$

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

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

6.1 Perencanaan Pelat

Peraturan yang digunakan untuk menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-2013).

1. Sebelum Komposit, keadaan ini terjadi pada saat pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.
2. Sesudah Komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

6.1.1 Pembebanan Pelat Lantai

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

- **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri (0,16 m x 2400 kg/m ³)	= 384 kg/m ²
Plafond + Penggantung = 11 + 7 kg/m ²	= 18 kg/m ²
Ubin (t = 1cm) 0,01 x 2400 kg/m ³	= 24 kg/m ²
Spesi (t = 1cm) 0,01 x 2100 kg/m ³	= 21 kg/m ²
Ducting AC + pipa	= 30 kg/m ²
DL	= 477 kg/m²
- **Beban Hidup (LL)**

Beban Hidup	= 195,9 kg/m ²
-------------	---------------------------

6.1.2 Pembebanan Pelat Atap

- **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri (0,16 m x 2400 kg/m ³)	= 384 kg/m ²
Plafond + Penggantung = 11 + 7 kg/m ²	= 18 kg/m ²
Spesi (t = 1cm) 0,01 x 2100 kg/m ³	= 21 kg/m ²

$$\begin{aligned} \text{Ducting AC + pipa} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ \text{DL} &= 453 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)
Beban Hidup = 97,8 kg/m²

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal didapatkan kombinasi pembebanan

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

- Beban Kombinasi Pelat Lantai
 $Q_u = 1,2 (477) + 1,6 (195,9) = 885,84 \text{ kg/m}$
- Beban Kombinasi Pelat Atap
 $Q_u = 1,2 (453) + 1,6 (97,8) = 700,08 \text{ kg/m}$

Untuk berikutnya beban-beban yang telah dihitung dalam subbab ini akan dituangkan kedalam permodelan struktur pada *software* sebagai beban pelat.

Perhitungan kebutuhan tebal pelat lantai sebagai pembanding apakah tebal pelat pada rancangan preliminary layak dipakai.



Gambar 6.1 Tebal Pelat Rencana

Spesifikasi Pelat Lantai:

Tebal rencana: 160 mm

Tebal selimut; 40 mm

Pengecekan lendutan ijin pada pelat dengan perhitungan sebagai berikut

Data Perencanaan

Dimensi pelat = 2,8/10 m

$L_n = 10000 \text{ mm}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$d_x = 120 \text{ mm}$

$f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
M_{\text{total}} &= \frac{1}{8} \times 477 \times 10 \times 2,8^2 + \frac{1}{8} \times 192 \times 10 \times 2,8^2 \\
&= 65,56 \text{ kNm} \\
f_{c'} &= 40 \text{ MPa} \\
E_c &= 29725,4 \text{ MPa} \\
f_r &= 4,43 \text{ MPa} \\
n &= E_s/E_c = 7,06 \\
A_s \text{ total D13-50} &= A_s \text{ D 13} \times 1000/100 = 2655,7 \text{ mm}^2 \\
y_t &= 60 \text{ mm} \\
\text{Garis netral} & \\
y &= 61 \text{ mm} \\
I_{cr} &= \frac{1}{3} \times 1000 \times 61^3 + 7,06 \times 2655,7 \times (113,5 - 61)^2 \\
&= 127372340,8 \text{ mm}^4 \\
M_{cr} &= 4,43 \times \frac{341333333,3}{80} \times 10^{-6} = 18,89 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Perbandingan momen saat retak pertama

Kondisi 1 (sebelum komposit)

$$\begin{aligned}
M_{DL} &= \frac{1}{8} \times 477 \times 0,1 \times 2,8^2 = 46,7 \text{ kNm} \\
M_{cr}/M_{DL} &= \frac{18,89}{46,7} = 0,40 \\
(M_{cr}/M_{DL})^3 &= 0,066 \\
I_e &= 0,066 \times 341333333,3 \times (1 - 0,066) \times 161143447,8 \\
&= 173032501,7 \\
\text{Lendutan} &= \frac{5}{48} \frac{M.L^2}{E_c.I_e} = 6,42 \text{ mm} < f_{ijin} = \frac{2800}{360} \\
&= 7,78 \text{ mm.. OK}
\end{aligned}$$

Kondisi 2 (setelah komposit)

$$\begin{aligned}
M_{DL+LL} &= 46,7 + \frac{1}{8} \times 192 \times 0,1 \times 2,8^2 = 65,56 \text{ kNm} \\
M_{cr}/M_{DL+LL} &= 0,29 \\
(M_{cr}/M_{DL+LL})^3 &= 0,024 \\
I_e &= 165452919,9 \\
\text{Lendutan} &= 7,48 \text{ mm} < 7,78 \text{ mm OK} \\
\text{Kondisi 3 (1M}_D+0,6M_L) & \\
M_{D+0,6L} &= 46,7 + 0,6 \times 18,82 = 58,04 \text{ kNm} \\
M_{cr}/M_{D+0,6L} &= 0,33
\end{aligned}$$

$$(M_{cr}/M_{D+0,6L})^3 = 0,034$$

$$I_e = 167356388,7$$

$$\text{Lendutan} = 7,25 \text{ mm} < 7,78 \text{ OK}$$

Tebal pelat yang dipakai 16 cm dengan asumsi penulangan lentur pelat 13D - 100 mm.

6.1.3 Perhitungan gaya uplift air untuk pelat Basement

Data-data perencanaan

- Elevasi Basement = -3,00 m

- Elevasi Muka Air Tanah = tidak terdeteksi

- Berat Jenis Air = 1 t/m^3

Dari data tersebut, gaya uplift yang bekerja pada pelat basement sama dengan 0 kg/m^2 , sehingga beban terjadi pada pelat basement hanya:

- Beban Mati:

$$\text{Berat sendiri } (0,20 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ubin } (t = 1 \text{ cm}) 0,01 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi } (t = 1 \text{ cm}) 0,01 \times 2100 \text{ kg/m}^3 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 525 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban Hidup} = 800 \text{ kg/m}^2$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal didapatkan kombinasi pembebanan

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$Q_u = 1,2(525) + 1,6(800) = 1910 \text{ kg/m}^2$$

Dengan perhitungan pengecekan lendutan pelat, pelat setebal 20 cm dapat dipakai. Dengan asumsi penulangan 13 D - 100 mm

6.2 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan tangga, tangga dimodelkan sebagai rangka statis tertentu. Perletakan tangga pada perhitungan ini, perletakan tangga diasumsikan berupa sendi rol, dengan perletakan rol terletak pada ujung bordes.

Data perencanaan tangga:

Syarat perencanaan tangga:

$$2t+i= 64-67$$

dimana: $t =$ tinggi injakan (15 cm)
 $i =$ lebar injakan

$$2(15) + i = 65$$

$$i = 35 \text{ cm}$$

Mutu beton (f_c') $= 30 \text{ MPa}$

Mutu baja (f_y) $= 390 \text{ MPa}$

Tinggi antar lantai $= 390 \text{ cm}$

Panjang bordes $= 300 \text{ cm}$

Panjang tangga $= 350 \text{ cm}$

Lebar tangga $= 150 \text{ cm}$

Tebal pelat miring $= 15 \text{ cm}$

Tebal pelat bordes $= 15 \text{ cm}$

Tinggi injakan (t) $= 15 \text{ cm}$

Lebar injakan (i) $= 30 \text{ cm}$

Tebal selimut beton $= 20 \text{ mm}$

Jumlah tanjakan (n) $= \frac{195}{15} = 13 \text{ buah}$

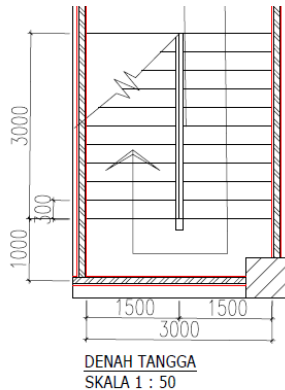
Jumlah injakan $= n - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ buah}$

Kemiringan tangga $= \arctan \frac{195}{350} = 29,12^\circ$

Syarat kemiringan tangga $20^\circ < \alpha < 40^\circ \text{ (OK)}$

Tebal rata-rata $= \left(\frac{i}{2}\right) \times \sin \alpha = \left(\frac{30}{2}\right) \times \sin 29,12^\circ = 7,3 \text{ cm}$

Tebal rata-rata pelat tangga $= 15 + 7,3 = 23 \text{ cm}$



Gambar 6.2 Denah Tangga

6.2.1 Pembebanan Tangga

Pembebanan tangga

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{(0,23 \times 2400 \times 1,5 \text{ m})}{\cos 29,12^\circ} = 947,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 2 \times 21 \times 1,5 \text{ m} = 63 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel (1 cm)} = 1 \times 24 \times 1,5 \text{ m} = 36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Handrail} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total (DL)} = 1096,8 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (LL)

$$1,92 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times 1000/9,81 = 293,6 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Q_{u1} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2(1096,8) + 1,6(293,6) \\ &= 1785,9 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

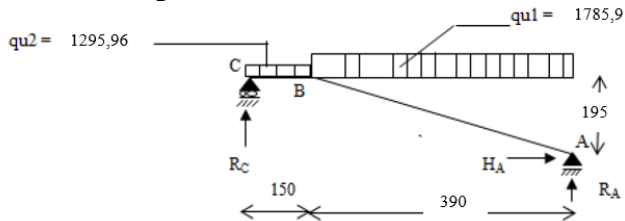
$$\text{Pelat Bordes} = 0,15 \times 2400 \times 1,5 \text{ m} = 540 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 \times 1,5 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel} = 1 \times 24 \times 1,5 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Handrail} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total (DL)} &= 656 \text{ kg/m} \\ \text{Beban Hidup (LL)} & \\ 1,92 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times 1000/9,81 &= 293,6 \text{ kg/m} \\ \text{Kombinasi Pembebanan} & \\ \text{Qu}_2 &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1,2(656) + 1,6(293,6) \\ &= 1295,96 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



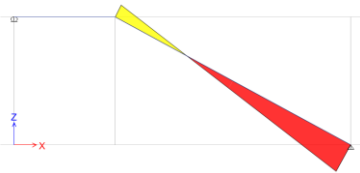
Gambar 6.3 Pembebanan Tangga

$$\text{Qu}_1 = 1785,9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Qu}_2 = 1295,96 \text{ kg/m}$$

Melalui permodelan rangaka menggunakan ETABS 2015 didapatkan bidang N,D,M sebagai berikut:

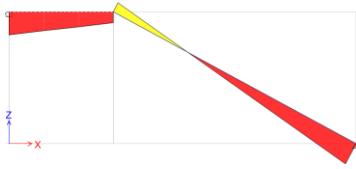
Bidang N



Gambar 6.4 Bidang N

$$\text{Nmax (pelat tangga)} = 9,65 \text{ kN (tarik), } -22,27 \text{ kN (tekan)}$$

Bidang D

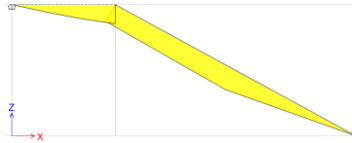


Gambar 6.5 Bidang D

D_{\max} (pelat tangga) = 41,03 kN

D_{\max} (pelat bordes) = 41,52 kN

Bidang M



Gambar 6.6 Bidang M

M_{\max} (pelat tangga) = 52,42 kNm

M_{\max} (pelat bordes) = 46,3 kNm

6.2.2 Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Data-data perencanaan

Mutu beton (f_c') = 30 MPa

Mutu bja (f_y) = 390 MPa

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Tebal pelat tangga = 150 mm

Tebal pelat bordes = 150 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$\beta_1 = 0,85 - 0,008(30 - 30) = 0,85$

$$\rho b = \frac{(0,85 \times f_c' \times \beta_1)}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,037$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,037 = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0036$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 390} = 0,0035$$

Dipilih ρ_{\min} yang terbesar 0,0036

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$d = 150 - 20 - (0,5 \times 16) = 122 \text{ mm}$$

Penulangan Pelat Tangga

$$M_{\max} = 52,42 \text{ kNm} = 5,242 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$N_{\max} = 22,27 \text{ kN} = 2,23 \times 10^4 \text{ N}$$

$$D_{\max} = 41,03 \text{ kN} = 4,10 \times 10^4 \text{ N}$$

Perhitungan Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5,242 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,34}{390}} \right) = 0,0063 > \rho_{\min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0063$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0063 \times 1500 \times 122 = 1157,73 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\phi 16) = \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1157,73}{200,96} \approx 6 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 16$ -250 mm (1205,76 mm²)

Penulangan tulangan pembagi arah melintang pelat

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan arah melintang adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,2 \times A_{\text{perlu}} \\ &= 0,2 \times 1157,7 = 231,55 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\phi 8$ -300 (251,2 mm²)

Tulangan susut

$$\rho = 0,0018$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 1500 \times 122 = 329,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\phi 8) = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{329,2}{50,24} \approx 7 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1500}{7} \approx 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan $\phi 8-200$

Sehingga untuk penulangan arah melintang menggunakan $\phi 8-200$

Penulangan Geser

$$V_u = 4,1 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$0,5\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1500 \times 122 = 51118,9 \text{ N} > V_u$$

Tidak perlu menggunakan tulangan geser

Penulangan Pelat Bordes

$$M_{\max} = 46,3 \text{ kNm} = 4,63 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$D_{\max} = 41,52 \text{ kN} = 4,15 \times 10^4 \text{ N}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{4,63 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 2,59 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

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

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,59}{390}} \right) = 0,0070 > \rho \text{ min}$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho \cdot bw \cdot d = 0,0070 \times 1500 \times 122 = 1285,42 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\phi 16) = \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1285,42}{200,96} \approx 7 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1500}{7} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 16-200 \text{ mm}$ ($1406,72 \text{ mm}^2$)

Penulangan tulangan pembagi arah melintang pelat

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan arah melintang adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,2 \times A_{\text{bruto}} \\ &= 0,2 \times 1285,42 = 257,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\phi 8-250$ ($301,44 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut

$$\rho = 0,0018$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 3000 \times 122 = 658,8 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\phi 8) = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{658,8}{50,24} \approx 14 \text{ buah}$$

$$S = \frac{3000}{14} \approx 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan $\phi 8$ -100

Sehingga untuk penulangan arah melintang menggunakan $\phi 8$ -100

Penulangan Geser

$$V_u = 3,07 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$0,5 \phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1500 \times 122 = 51118,9 \text{ N} > V_u$$

Tidak perlu menggunakan tulangan geser

6.2.3 **Penulangan Balok Bordes**

Perencanaan dimensi balok bordes 30/40 cm

- Pembebanan Balok Bordes

Beban mati

$$\text{Beban sendiri pelat} = 0,15 \times 1,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sendiri balok (0,15 x 0,3) 2400} = 108 \text{ kg/m}$$

$$Q_D = 828 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup } Q_L = 1,92 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \times 1000/9,81 = 293,6 \text{ kg/m}$$

$$Q_u \text{ total} = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L$$

$$= 1,2(828) + 1,6(293,6) = 1463,33 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan Momen Ultimate

$$M_u \text{ lapangan} = \frac{1}{10} \times q_u \times L^2$$

$$= \frac{1}{10} \times 1463,33 \times 3^2 = 1317,0 \text{ kgm}$$

- Gaya geser dari balok bordes

$$Q_u \text{ total} = 1463,33 \text{ kg/m}$$

$$V_u \text{ total} = \frac{1}{2} \times 1463,3 \times 3 = 2194,99 \text{ kg}$$

- Penulangan lentur balok bordes

Diameter sengkang = 10 mm sedang diameter tulangan utama = 16, decking 4 cm

$$d = 400 - 40 - 10 - 16/2 = 342 \text{ mm}$$

Tumpuan**Lapangan**

$$M_{lap} = 1464,78 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{1464,78 \times 10^4}{0,8 \times 150 \times 242^2} = 2,067 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,067}{390}} \right) = 0,0035 > \rho_{min}$$

Dipakai $\rho = 0,0035$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot w \cdot d = 0,0035 \times 300 \times 342 = 368,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D16 (402,1mm²)

- Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u = 2194,99 \text{ kg} = 21532,82 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \cdot w \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \cdot w \times d = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 342 = 95533,77 \text{ N} > V_u$$

Maka dibutuhkan tulangan geser praktis

Lapangan = D10-150 mm

Tumpuan = D10-200 mm

Tabel 6.1 Rekapitulasi penulangan tangga

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	
Pelat Tangga	$\phi 16-200$	$\phi 8-100$	
Pelat Bordes	$\phi 16-200$	$\phi 8-100$	
Nama Struktur	Lentur	Geser	
		Lapangan	Tumpuan
Balok Bordes	2D16	D10-200	D10-150

6.3 Perencanaan Balok Anak

6.3.1 Data Perencanaan Balok Anak

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum dan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum dan sesudah komposit.

- Dimensi Balok Anak : 40 x 60 cm
- Mutu beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu baja (f_y) : 420 MPa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang : $\phi 10$

6.3.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Beban yang bekerja pada balok anak terdiri dari berat sendiri dan semua beban merata yang terjadi pada pelat. Distribusi beban pada balok anak dianggap sebagai beban persegi dikarenakan pelat yang bertumpu pada balok anak adalah pelat satu arah

6.3.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

- Kondisi Sebelum Komposit

- Beban Mati (Q_{DL})

$$\begin{aligned} Q_{\text{sendiri balok anak}} &= 0,4 \times (0,6 - 0,16) \times 2400 \\ &= 302,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{sendiri pelat}} &= 0,16 \times 2400 \\ &= 384 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{sebelum komposit}} &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times q \times Lx \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 384 \times 2,8 \right) \\ &= 1075,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Kombinasi Beban

$$\begin{aligned} Q_u \text{ sebelum komposit} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2 \times (1075,2 + 302,4) + 1,6(0) \\ &= 1653,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Kondisi Sesudah Komposit

Kondisi sesudah komposit menggunakan output dari program bantu ETABS.

6.3.4 Perhitungan Momen dan Geser

- Kondisi Sebelum Komposit

$$M_{tump} = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = \frac{1}{8} \times q \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1653,12 \times 10^2$$

$$= 20664 \text{ kgm}$$
- Kondisi Sesudah Komposit

$$M_{tump} = -268134,6 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = 19469,93 \text{ kgm}$$

$$V = 14475,03 \text{ kg}$$

6.3.5 Perhitungan Penulangan Longitudinal Balok Anak

- **Kondisi Sesudah Komposit**

Dimensi balok anak	= 40/60
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter tulangan sengkang	= 10 mm
Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa

$$d = h - d' - \phi - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 539 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \text{ (SNI 2847: 2013 pasal 7.12.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,53$$

-Tulangan Tumpuan

$$M_{u_{tump}} = -28134 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{-28134 \times 10^4}{0,9 \times 400 \times 600^2} = 2,1708 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,53 \times 2,1708}{420}} \right) = 0,0053 > \rho_{min}$$

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,0078

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0078 \times 400 \times 600 = 1872,00 \text{ mm}^2$$

$$n_{tump} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s\phi 22}} = \frac{1282,85}{380,13} = 3,37 \approx 4 \text{ buah}$$

$$A_{s_{pasang}} 4D22 = 1519,76 \text{ mm}^2 > 1282,85 \text{ mm}^2 \dots \mathbf{OK}$$

- Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1519,76}{400 \times 600} = 0,0063 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 400 \times 40} = 46,933 \text{ mm}$$

- Kontrol Tarik tulangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46,933}{0,85} = 55,22 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{600-55,22}{64,09} \times 0,003 = 0,0263 > 0,005$$

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0,9 \times 1519,76 \times 420 \left(539 - \frac{46,939}{2} \right) \\ = 291239958,8 \text{ Nmm} = 30784,91 \text{ kgm}$$

$$M_u > M_{tump} = 28134 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **4D22**

- Tulangan Lapangan

$$M_{u_{lap}} = 19470 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{19470 \times 10^4}{0,9 \times 400 \times 600^2} = 1,4738 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,53 \times 1,4738}{420}} \right) = 0,0036 > \rho_{min}$$

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,0036

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0036 \times 400 \times 600 = 861,49 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s\phi 22}} = \frac{861,49}{380,13} = 2,27 \approx 3 \text{ buah}$$

$$A_{s_{pasang}} 3D22 = 1139,82 \text{ mm}^2 > 861,49 \text{ mm}^2 \dots \mathbf{OK}$$

- Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1139,82}{400 \times 600} = 0,0048 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times b \times fc'} = \frac{1139,82 \times 420}{0,85 \times 400 \times 40} = 35,69 \text{ mm}$$

- Kontrol Tarik tulangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,69}{0,85} = 41,45 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{600-41,45}{38,45} \times 0,003 = 0,0404 > 0,005$$

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ “OK”

$$Mu = \phi \times As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0,9 \times 1139,82 \times 420 \left(600 - \frac{35,69}{2} \right) \\ &= 250907633,6 \text{ Nmm} = 25578,80 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mu > M_{lap} = 19470 \text{ kgm..OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **3D22**

- **Kondisi Sebelum Komposit**

Dimensi balok anak = 40/44

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

Mutu beton (fc') = 40 MPa

Mutu baja (fy) = 390 MPa

$$d = h - d' - \phi - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 360 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 299 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \text{ (SNI 2847: 2013 pasal 7.12.2.1)}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Tumpuan

Digunakan $\rho_{min} = 0,0018$, karena dianggap tidak terjadi momen pada tumpuan

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 400 \times 440 = 316,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As\phi_{13}} = \frac{316,8}{200,96} = 1,57 \approx 2 \text{ buah}$$

$$As_{pasang} \text{ 2D16} = 401,92 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Lapangan

$$Mu_{lapangan} = 20664 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{20664 \times 10^4}{0,9 \times 400 \times 440^2} = 2,908 \text{ N/mm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,53 \times 2,908}{390}} \right) = 0,0072 > \rho_{min}$$

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,0072

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d \\ = 0,0072 \times 400 \times 440 = 1275,95 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As\phi 22} = \frac{1275,95}{380,13} = 3,36 \approx 4 \text{ buah}$$

$$As_{pasang} 4D22 = 1519,76 \text{ mm}^2 > 1275,95 \text{ mm}^2 \dots \mathbf{OK}$$

- Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{1519,76}{400 \times 440} = 0,008635 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times b \times fc'} = \frac{1519,76 \times 390}{0,85 \times 400 \times 40} = 46,93 \text{ mm}$$

- Kontrol Tarik tulangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46,93}{0,85} = 55,22 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{440-55,22}{51,27} \times 0,003 = 0,0209 > 0,005$$

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$Mu = \phi \times As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu = 0,9 \times 1519,76 \times 420 \left(440 - \frac{46,93}{2} \right) \\ = 239285480,2 \text{ Nmm} = 24392,00 \text{ kgm}$$

$$Mu > M_{lap} = 20664 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK}$$

6.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

- Kondisi Sebelum Komposit

$$Vu = 81,08 \text{ kN}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d \\ = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 385,5 \\ = 185520 \text{ N} = 185,52 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = 0,9 \times 185,52 = 166,96 \text{ kN}$$

$$0,5\phi Vc = 0,5 \times 166,96 = 83,48 \text{ kN}$$

Karena $0,5\phi Vc > Vu$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 10 mm

$$Vs \text{ min} = \frac{Vu}{\phi}$$

$$= \frac{81,08}{0,9} = 90,10 \text{ kN}$$

$$Av = 2 \times As$$

$$As = 78,35 \text{ mm}^2$$

$$Av = 2 \times 78,35 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$S_{max} = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{157,08 \times 390 \times 385,5}{90,10} = 299,03 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 syarat jarak maksimum antar tidak boleh melebihi dari:

- $\frac{d}{4} = \frac{440}{4} = 110 \text{ mm}$
- $6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Dengan begitu maka jarak antar sengkang diambil 110 mm

- Kondisi Sesudah Komposit

$$Vu = 142 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 539$$

$$= 252982,21 \text{ N} = 252,98 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = 0,9 \times 252,98 = 227,68 \text{ kN}$$

$$0,5\phi Vc = 0,5 \times 227,68 = 113,84 \text{ kN}$$

Karena $\phi Vc > Vu > 0,5\phi Vc$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 10 mm

$$Vs \text{ min} = \frac{Vu}{\phi}$$

$$= \frac{142}{0,9} = 157,78 \text{ kN}$$

$$Av = 2 \times As$$

$$As = 78,35 \text{ mm}^2$$

$$Av = 2 \times 78,35 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$s_{max} = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{157,08 \times 390 \times 539}{157,78} = 232,85 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 syarat jarak maksimum antar tidak boleh melebihi dari:

- $\frac{d}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm}$
- $6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Dengan begitu maka jarak antar sengkang diambil 110 mm menyesuaikan dengan kondisi sebelum komposit.

6.3.7 Pengangkatan Balok Anak

Elemen balok harus dirancang sedemikian rupa agar terhindar dari kerusakan pada proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus dihitung agar elemen balok tidak mengalami kerusakan.

- Kondisi Pengangkatan Sebelum Komposit

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 44 \text{ cm}$$

$$L = 1000 \text{ cm}$$

Dimana:

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \times tg\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \times tg\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \times tg\theta} \right)} \right)}$$

- Perhitungan:

$$Yt = Yb = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 44^3 = 283946,67 \text{ cm}^4$$

$$Yc = Yt + 5 = 22 + 5 = 27 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 27}{1000 \times tg45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{22}{22} \left(1 + \frac{4 \times 27}{1000 \times tg45^\circ} \right)} \right)} = 0,226$$

$$X \times L = 0,226 \times 1000 = 226 \text{ cm} = 2,26 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 10 - 2 \times 2,26 = 5,48 \text{ m}$$

- Pembebanan:

$$\text{Balok } (0,4 \times 0,44 \times 10 \times 2400) = 41,44 \text{ kN}$$

$$T \sin \phi = P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 41,44}{2} = 29,83 \text{ kN}$$

$$T = \frac{29,83}{\sin 45^\circ} = 42,19 \text{ kN}$$

- Tulangan angkat balok anak

$$P_u = 20,72 \text{ kN}$$

Tegangan ijin Tarik dasar baja bertulang mutu 390 Mpa adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{390}{1,5} = 260 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{(\sigma_{\text{tarik ijin}} \times \pi)}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{28,87 \times 10^2}{260 \times \pi}} = 10,07 \text{ cm} \approx 13 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan $\phi 13 \text{ mm}$

- Momen yang Terjadi

Dalam proses pengangkatan akan terjadi beban kejut sehingga momen pengangkatan harus dikalikan 1,2

Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \times tg \theta} \right)$$

$$+M = \frac{4,14 \times 10^2}{8} \left(1 - 4(0,226) + \frac{4(0,27)}{10 \times tg 45} \right) \times 1,2 =$$

$$12,69 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{12,69}{\frac{1}{6} \times 0,4 \times 0,44^2} = 983,43 \text{ kN/m}^2$$

$$f = 0,983 \text{ MPa} < f_r = 0,7 \sqrt{f'c} = 4,427 \text{ MPa} \dots \mathbf{OK}$$

Momen Tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \frac{4,14 \times 0,226^2 \times 10^2}{2} = 10,577 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

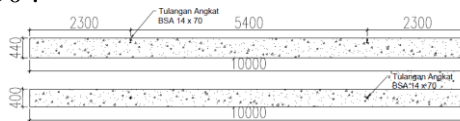
$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{10,58}{\frac{1}{6} \times 0,4 \times 0,44^2} = 819,53 \text{ kN/m}^2$$

$$f = 0,819 \text{ MPa} = < f_r = 0,7 \sqrt{f'c'} = 4,427 \text{ MPa} \dots \mathbf{OK}$$

Dari hasil perhitungan momen didapatkan nilai f akibat momen positif dan negative lebih kecil dari f_{ijin} usia beton 3 hari. Sehingga dapat disimpulkan bahwa balok anak tersebut aman saat proses pengangkatan.

- **Pemilihan Tulangan Angkat Balok Anak**

Tulangan angkat yang dipilihadlah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert 14x70* dengan kait *JL 14*. Pada titik angkat profil ini dapat menerima beban sebesar 16 kN dengan kebebasan sudut $0^0 - 90^0$.



Gambar 6.7 Tulangan Angkat Balok Anak

6.3.8 Kontrol Lentutan

Elemen balok yang menerima beban lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan yang cukup untuk batas deformasi saat masa layan. Sesuai dengan SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan adalah sebagai berikut:







$$h \text{ min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Karena saat perancangan awal ukuran balok sudah didesain menggunakan rumus di atas maka lentutan tidak perlu dihitung lagi, sebab sudah pasti masuk persyaratan.

6.3.8 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

Dengan cara perhitungan yang sama seperti Balok Anak Pracetak 1, dibuatkanlah tabel rekapitulasi tulangan Balok Anak sebagai berikut:

Tabel 6.2 Rekapitulasi Tulangan Baja pada Balok Anak

TIPE BALOK	BALOK 40/60 (L 10)		BALOK 30/50 (L 8,4)		BALOK 22/35(L <5,4)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	400 x 600	400 x 600	350 x 550	350 x 550	220 x 350	220 x 350
TULANGAN ATAS	3 D22	2 D22	3 D22	2 D22	2 D13	2 D13
TULANGAN SAMPING						
TULANGAN BAWAH	2 D22	4 D22	2 D22	3 D22	2 D13	2 D13
SENGKANG	D10-110	D10-110	D10-100	D10-110	D10-110	D10-110

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

7.1 Umum

Struktur primer adalah elemen structural yang fungsinya mempengaruhi perilaku struktur secara keseluruhan. Komponen struktur primer menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban vertical (beban gravitasi) dan beban horizontal (beban gempa dan angin). Pada tugas akhir ini komponen struktur primer bangunan atas yang direncanakan hanya berupa balok dan kolom. Berikut adalah perhitungan kebutuhan tulangan baja pada struktur primer.

7.2 Data Perencanaan Balok Induk Pracetak

Perencanaan balok induk pada struktur *Voza Apartment Tower* dihitung dalam 2 kondisi yaitu sebelum dan sesudah komposit. Dari hasil perhitungan kedua kondisi tersebut diambil jumlah kebutuhan tulangan terkritik sebagai jumlah tulangan balok induk

7.2.1 Perencanaan Balok Induk

7.2.1.1 Data Perencanaan

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum dan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua dimensi balok induk yaitu dimensi sebelum dan sesudah komposit.

- Dimensi Balok Induk : 55 x 85 cm
- Mutu beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu baja (f_y) : 420 MPa
- Tulangan lentur : D32
- Tulangan sengkang : $\phi 13$

7.2.1.2 Penulangan Tulangan Longitudinal Balok Induk

- Penulangan Setelah Komposit
 - Data Perencanaan
 - Mutu beton (f_c') = 40 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 420 MPa
 - Dimensi balok = 55/85 cm
 - Diameter tulangan utama = 25 mm
 - Diameter tulangan sengkang = 13 mm

$$d = h - d' - \phi - \frac{1}{2}d_b$$

$$d = 850 - 50 - 13 - \frac{1}{2}(25) = 774,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0,5\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,5\sqrt{40}}{420} = 0,0075$$

Digunakan $\rho_{min} = 0,0075$,

$\rho_{max} = 0,025$ (SNI 2847:2013, ps 21.5.2.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- **Balok T**

- Lebar efektif balok T

$$be_1 = \frac{1}{4} \times Lb = \frac{1}{4} \times 840 = 210 \text{ cm}$$

$$be_2 = 8 \times tp = 8 \times 16 = 128 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L - b) = \frac{1}{2} \times (840 - 55) = 145 \text{ cm}$$

- Kontrol balok T

Be = 1280 mm

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{2943,75 \times 420}{0,85 \times 1280 \times 40} = 28,41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28,41}{0,764} = 37,19 \text{ mm}$$

$$c = 37,19 \text{ mm} < tf = 160 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Momen yang terjadi sesudah komposit (ETABS)

Momen tumpuan = -1001 kNm

Momen lapangan = 410 kNm

- **Tulangan tumpuan**

$M_{tump} = -1001 \text{ kNm}$

Direncanakan menggunakan tulangan D32

b = 550 mm

dx = 774,5 mm

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1001 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 774,5^2} = 3,437 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,53 \times 3,437}{420}} \right) = 0,0081 >$$

ρ_{min}

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,0081

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0081 \times 550 \times 774,5 = 4040,89 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{Sperlu}}{A_{s\phi 22}} = \frac{4040,89}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 8,24 \approx 9 \text{ buah}$$

$$A_{S_{pasang}} \text{ 9D25} = 4415,63 \text{ mm}^2 > 4040,89 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **9D25**

Perhitungan syarat tulangan tekan

Jumlah tulangan tekan (serat bawah) tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan tarik (serat atas)

$$\circ \quad n_{bawah} \geq 1/3 \quad n_{atas}$$

$$n_{bawah} \geq 1/3 \times 9$$

$$n_{bawah} \geq 3$$

diambil jumlah tulangan tekan sebanyak 3 buah > 2 buah.

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan 3D25 ($A_s' = 1471,88 \text{ mm}^2$)

- Kontrol kekuatan:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4415,63}{550 \times 774,5} = 0,0094 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{4040,89 \times 420}{0,85 \times 550 \times 40} = 99,17 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{99,17}{0,764} = 129,04 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{774,5-129,04}{129,04} \times 0,003 = 0,014 >$$

0,005

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0,9 \times 4040,89 \times 420 \left(774,5 - \frac{99,17}{2} \right)$$

$$= 1209911085 \text{ Nmm} = 123150 \text{ kgm}$$

$$M_u > M_{tump} = 102038,736 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **9D25**

Kontrol Tulangan Rangkap:

$$\rho = 0,00944$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1471,88}{500 \times 772,5} = 0,00345 > \rho_{perlu}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00944 - 0,00345 \geq \frac{0,85 \times 40 \times 0,764 \times 75,5}{420 \times 772,5} \times \frac{600}{600 - 420}$$

$$0,00599 \leq 0,02112 \text{ (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{0,00599 \times 420} \times \frac{75,5}{774,5} \right| \leq 420$$

$$f's = 3,92 \text{ MPa} \leq 420 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A_s' \times f's}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{4040,89,44 \times 420 - 1471,88 \times 3,92}{0,85 \times 550 \times 40}$$

$$a = 98,87 \text{ mm}$$

$$Mn = (A_s \times f_y - A_s' \times f's) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \times f's \times (d - d')$$

$$Mn = (4040,89 \times 420 - 1471,88 \times 3,92) \times \left(75,5 - \frac{98,87}{2} \right) + 1471,88 \times 3,92 \times (774,5 - 75,5) =$$

$$1210,08 \text{ kNm} > Mu = 1001 \text{ kNm} \dots \mathbf{OK}$$

- **Tulangan lapangan**

Sebelum menganalisa desain tulangan lapangan, pengecekan apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan perlu dilakukan.

$$be1 = \frac{1}{4} \times Lb = \frac{1}{4} \times 840 = 210 \text{ cm}$$

$$be2 = bw + 16tp = 55 + (16 \times 16) = 311 \text{ cm}$$

$$be3 = \frac{1}{2} \times (Lb - bw) = \frac{1}{2} \times (840 - 55) = 392,5 \text{ cm}$$

$$b = be1 = 210 \text{ cm}$$

$$dx = 774,5 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_{lap} = 41794,09 \text{ kgm}$$

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

$$dx = 774,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{41794,09 \times 10^4}{0,9 \times 500 \times 774,5^2} = 1,38 \text{ N/mm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,53 \times 1,38}{420}} \right) = 0,00336 <$$

$$\rho_{min}$$

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,00753

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00753 \times 500 \times 774,5 = 3207,26 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{Sperlu}}{A_s \phi 25} = \frac{3207,26}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 6,53 \approx 7 \text{ buah}$$

$$A_{Spasang} 7D25 = 3434,36 \text{ mm}^2 > 3207,26 \text{ mm}^2 \dots \mathbf{OK}$$

Perhitungan syarat tulangan tekan

Jumlah tulangan tekan (serat atas) tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan tarik (serat bawah)

$$\circ N_{atas} \geq 1/3 n_{bawah}$$

$$N_{atas} \geq 1/3 \times 7$$

$$N_{atas} \geq 2,33$$

diambil jumlah tulangan tekan sebanyak 3 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan 3D25 ($A_s' = 1471,88 \text{ mm}^2$)

Kontrol Tulangan Rangkap:

$$\rho = 0,00806$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d} = \frac{1471,88}{550 \times 774,5} = 0,00346 > \rho_{perlu}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{fy \times d} \times \frac{600}{600 - fy}$$

$$0,00806 - 0,00346 \geq \frac{0,85 \times 40 \times 0,764 \times 75,5}{420 \times 774,5} \times \frac{600}{600 - 420}$$

$$0,00460 \leq 0,02112 \text{ (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{(\rho - \rho') \times fy} \times \frac{d'}{d} \right| \leq fy$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{0,00460 \times 420} \times \frac{75,5}{774,5} \right| \leq 420$$

$$f's = 185,19 \text{ MPa} \leq 420 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{As \times fy - As' \times f's}{0,85 \times b \times f'c} = \frac{3434,36 \times 420 - 1471,88 \times 185,19}{0,85 \times 550 \times 40} =$$

$$62,56 \text{ mm}$$

$$Mn = (As \times fy - As' \times f's) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's \times f's \times (d - d')$$

$$Mn = (3434,36 \times 420 - 1471,88 \times 185,19) \times \left(79 - \frac{37,58}{2}\right) + 1471,88 \times 185,19 \times (774,5 - 75,5) =$$

$$953,99 \text{ kNm} > Mu = 410 \text{ kNm} \dots \mathbf{OK}$$

Cek Balok T Palsu

$$T = As \times fy$$

$$= 3434,36 \times 420$$

$$= 1442437,5 \text{ N}$$

$$C = 0,85 \times f'c \times be \times hf$$

$$= 0,85 \times 40 \times 210 \times 160 = 11424000 \text{ N}$$

Karena $C > T$, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, sehingga balok diasumsi berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar be

$$a = 62,56 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{As}{bw \times d} = \frac{3434,36}{550 \times 774,5} = 0,00806 > \rho_{\text{min}}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{362,56}{0,764} = 81,88 \text{ mm}$$

$$e_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{774,5-81,88}{81,88} \times 0,003 = 0,025 >$$

$$0,005$$

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ “OK”

$$Mu = \phi \times As \times fy \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = 0,9 \times 3434,36 \times 420 \left(774,5 - \frac{63,56}{2}\right)$$

$$= 964843891,1 \text{ Nmm} = 964,8 \text{ kNm}$$

$$Mu > M_{\text{tump}} = 410 \text{ kNm} \dots \mathbf{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **7D25**

Hasil perhitungan penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut

- Tumpuan
Tulangan Atas = 9D25 ($A_s = 4415,63 \text{ mm}^2$)
Tulangan Bawah= 3D25 ($A_s = 1471,88 \text{ mm}^2$)
- Lapangan
Tulangan Atas = 3D25 ($A_s = 1471,88 \text{ mm}^2$)
Tulangan Bawah= 7D25 ($A_s = 3434,36 \text{ mm}^2$)

7.2.1.3 Penulangan Geser dan Torsi Balok Induk

Sesuai peraturan SNI 2847:2013 bab 11, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kasidah berikut ini:

Perencanaan penampang yang diakibatkan geser harus didasarkan pada perumusan:

$$\phi V_n = V_u \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.1)}$$

Dengan V_u merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana:

V_u = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

ϕ = Faktor reduksi geser (0,9)

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut

$$\phi T_n = T_u \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan Sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 sesuai persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana:

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{umin}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

- A_o = Luas bruto yang dilintasi oleh lintasan aliran geser
 A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir
 f_{yt} = kuat leleh tulangan sengkang torsi
 s = spasi tulangan geser atau punter dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal
 Sesuai peraturan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari:

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A^2 cp}{Pcp} \right)$$

Dimana:

- ϕ = faktor reduksi kekuatan (0,7)
 $f'c$ = kuat tekan beton
 A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton
 P_{cp} = Keliling luar penampang beton

• Penulangan Geser

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

Tabel 7.1 Perhitungan M_{pr} Balok induk

Letak	n D 25	As (mm ²)	a (mm)	M _{pr} (kNm)
Mtump kn	atas	9 4415.625	123.97	1651.76
	bwh	3 1471.875	41.32	582.52
Mtump ki	atas	9 4415.625	123.97	1651.76
	bwh	3 1471.875	41.32	582.52

$$M_{pr}^+ = 1651,76 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 582,52 \text{ kNm}$$

$$L_n = 7,85 \text{ m}$$

$$V_u(1,2D+L) = 330,4 \text{ kN}$$

Analisa terhadap gempa kri = gempa kanan

$$V_{e1} = \frac{1651,76+582,52}{7,85} - 330,4 = 45,78 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = \frac{1651,71+582,52}{7,85} + 330,4 = 615,02 \text{ kN}$$

Pemasangan Sengkang Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan mengaggap $V_c = 0$, apabila:

$V_e > 0,5 \times \text{total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$

$$615,02 > 0,5 \times 330,4$$

$$615,02 > 165,2 \text{ kN} \dots \mathbf{OK}$$

$$P_u < 0,2 \times A_g \times f_c'$$

$$253 \text{ kN} < 0,2 \times 550 \times 850 \times 40$$

$$253 \text{ kN} < 1870 \text{ kN} \dots \mathbf{OK}$$

Sehingga $V_c = 0$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{615,02}{0,75} - 0 = 820,03 \text{ kN}$$

Diasumsikan menggunakan Sengkang D13 3 kaki dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 420 \times 774,5}{820,03} = 157,88 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 bahwa syarat jarak antar sengkang untuk sendi plastis tidak boleh melebihi:

- $d/4 = 774,5/4 = 192,75 \text{ mm}$
- $6D_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang sebesar 150 mm, sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{398 \times 420 \times 774,5}{150 \times 1000} \\ &= 863,09 \text{ kN} > 820,03 \text{ kN} \dots \mathbf{OK} \end{aligned}$$

$$V_s \max = \frac{2}{3} \times bw \times d \times \sqrt{f'c}$$

$$= \frac{2}{3} \times 550 \times 774,5 \times \sqrt{40} = 17879,52 \text{ kN}$$

$V_s < V_s \max.$. **OK**

Sehingga 3D13-150 dapat digunakan

Pemasangan Senggang di Luar Daerah Sendi Plastis

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c}bw.d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{40} \times 550 \times 774,5 = 455,93 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{615,02}{0,75} - 455,93 = 364,10 \text{ kN}$$

Diasumsikan menggunakan senggang D13 - 3 kaki, dengan $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 420 \times 771}{364100} = 357 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan di luar sendi plastis berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

$$\frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 771 = 385,5 \text{ mm}$$

Jadi dipasang senggang 3D13 -150 mm

- **Penulangan Torsi**

$$T_u = 125 \text{ kNm}$$

$$A_{cp} = 550 \times 850 = 467500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(550 + 850) = 2800 \text{ mm}$$

$$T_u < \phi 0,083\lambda\sqrt{f'c} \left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}} \right)$$

$$125 \text{ kNm} < 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{40} \left(\frac{467500^2}{2800} \right) \times 10^{-6}$$

$$125 \text{ kNm} > 41,14 \text{ kNm}$$

sehingga dibutuhkan tulangan torsi

Kecukupan dimensi beton menahan torsi

$$x_1 = 550 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right) = 437 \text{ mm}$$

$$y_1 = 850 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right) = 737 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (437)(737) = 322069 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85A_{oh} = 273758,65 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(437 + 737) = 2348 \text{ mm}$$

$$d = 774,5$$

Pengecekan dimensi balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b.d}\right)^2 + \left(\frac{Tu.Ph}{1,7Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{b.d} + 0,66\sqrt{f'c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{578 \times 10^3}{550 \times 850}\right)^2 + \left(\frac{262,2 \times 10^6 \times 2348}{1,7(322069)^2}\right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{455,93 \times 10^3}{550 \times 850} + 0,66\sqrt{40}\right)$$

$$3,75 \text{ MPa} \leq 3,94 \text{ MPa} \text{ (penampang cukup besar)}$$

Penulangan Transversal Torsi

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{125}{0,75} = 166,67 \text{ kNm}$$

Dengan mengasumsi sudut alir 45°

$$At = \frac{Tn \times S}{2A_o.fyt.cot\theta} = \frac{166,67 \times 1000}{2 \times 273758 \times 420 \times 1} = 616,05 \text{ mm}^2$$

Luas Penampang Tulangan Transversal Geser

Penulangan transversal geser menggunakan sengkang 3 kaki

$$Av = \frac{3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{140} = 2653,3 \text{ mm}^2$$

Pemilihan Sengkang

$$At + Av = 616,05 + 2653,3 = 3629,36$$

Pemasangan sengkang 3 D13 ($A_s = 131,67 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{3 \times 131,67 \times 1000}{3629,36} = 121,7 \text{ mm}$$

Jarak sengkang maksimum

$$s = \frac{Ph}{8} = \frac{2348}{8} = 293,5 \text{ mm}$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai 3D13-120 mm

Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan D32

$$Al = \frac{At}{s} Ph \frac{f_{yt}}{f_y} cot^2 \theta = (0,616) \times 2348 \times \left(\frac{420}{420}\right) \times 1^2$$

$$= 1446,5 \text{ mm}^2$$

$$Al \text{ pasang } 4D25 = 4 \times 804,24$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2 > Al \text{ perlu.. OK}$$

- Penulangan Longitudinal Sebelum Komposit

Balok pracetak sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana yang bertumpi pada dua sendi. Cara menghitung pembebanan pada balok induk sebelum komposit sama dengan cara menghitung pembebanan balok anak yang telah dihitung sebelumnya. Beban merata yang nantinya bekerja pada balok berkonsep *tributary area*. Berikut perhitungan beban merata yang terjadi pada balok:

Beban pada Balok Anak

$$L_x = 10 \text{ m}$$

$$L_y = 2,8 \text{ m}$$

- **Beban Mati**

$$q_{\text{sendiri pelat}} = 0,16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{sendiri balok}} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{ek balok anak}} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_y = 384 \times 2,8 \\ = 1075,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban mati balok anak} = 576 + 1075,2 \\ = 1651,2 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup**

$$Q_{\text{ek pelat}} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_y = 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 2,8 \\ = 537,6 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 \times 1651,2 + 1,6 \times 537,6 = 2841,6 \text{ kg/m}$$

Kemudin berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat P_u pada saat pembebanan balok induk

$$P_u = 2841,6 \text{ kg/m} \times 10 \text{ m} = 28416 \text{ kg}$$

Beban pada Balok Induk

Beban yang bekerja pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan beban P_u dari total pembebanan dari struktur sekunder balok anak dan pelat.

- **Beban Mati**

$$q_{\text{sendiri}} = 0,55 \times 0,69 \times 2400 = 910,8 \text{ kg/}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati balok induk} &= 1,2 D \\
 &= 1,2 \times (910,8) \\
 &= 1092,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Dari data perhitungan di atas didapatkan pembebanan balok induk sebelum komposit sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Ra &= \frac{2Pu}{2} + Qu \times \frac{L}{2} \\
 &= 28416 + 1092,96 \times \left(\frac{8,4}{2}\right) = 33002,4 \text{ kg} \\
 Mu &= Ra \times \frac{L}{2} - \frac{1}{4} \times Qu \times L^2 - \frac{1}{3} Pu \times L \\
 Mu &= 33002,4 \times \frac{8,4}{2} - \frac{1}{4} \times 1092,96 \times 8,4^2 - \\
 &\quad \frac{1}{6} 28416 \times 8,4 \\
 Mu &= 79547,9 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Jadi, momen (Mu) yang akan dipakai dalam perhitungan tulangan lentur balok induk sebelum komposit adalah 79547,9 kgm

Penulangan Sebelum Komposit

- Data Perencanaan
 - Mutu beton (f_c') = 40 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 420 MPa
 - Dimensi balok = 55/69 cm
 - Diameter tulangan utama = 25 mm
 - Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - \phi - \frac{1}{2} d_b \\
 d &= 690 - 50 - 10 - \frac{1}{2} (25) = 614,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0,5\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,5\sqrt{40}}{420} = 0,0075$$

Digunakan $\rho_{min} = 0,0075$,

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013, ps 21.5.2.1)}$$

- Tulangan Tumpuan

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momen pada tumpuan adalah nol. Namun, pada daerah tumpuan tetap diberi penulangan sebesar ρ_{min} .

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d = 0,0075 \times 550 \times 611 = 2530,2 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_{s\phi 25}} = \frac{2530,2}{\frac{\pi}{4} \times 25^2} = 5,18 \approx 6 \text{ buah}$$

$$A_{spasang} = 6 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 2943,75 \text{ mm}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas dipasang 6D25 sebagai tulangan utama atas

- Tulangan Lapangan

$$M_{lap} = 79547,9 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{79547,9 \times 10^4}{0,9 \times 550 \times 61^2} = 3.31 \text{ N/mm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,31}{420}} \right) = 0,0083 >$$

$$\rho_{min}$$

Sehingga dipakai rasio tulangan sebesar 0,0083

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d = 0,0083 \times 550 \times 611 = 3151,8 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s\phi 25}} = \frac{3151,8}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 6,42 \approx 7 \text{ buah}$$

$$A_{spasang} \text{ 7D25} = 3434,38 \text{ mm}^2 > 3151,8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

- Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{3434,38}{550 \times 614,5} = 0,0090 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times b \times fc'} = \frac{3434,38 \times 420}{0,85 \times 550 \times 40} = 77,14 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{77,14}{0,764} = 100,96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{614,5-100,96}{100,96} \times 0,003$$

$$= 0,0175 > 0,005$$

Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$Mu = \phi \times As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu = 0,9 \times 3434,38 \times 420 \left(550 - \frac{77,14}{2} \right)$$

$$= 845685148,8 \text{ Nmm} = 86206,44 \text{ kgm}$$

$$Mu > M_{lap} = 79547,9 \text{ kgm..OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur **7D25**

7.2.1.4 Pengangkatan Balok Induk

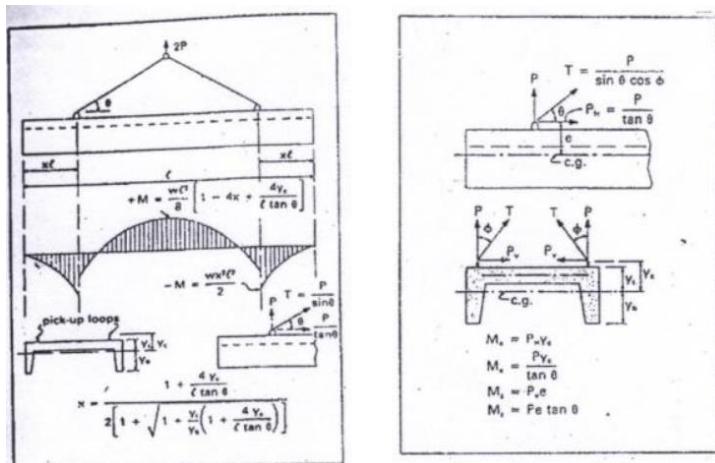
Elemen balok harus dirancang sedemikian rupa agar terhindar dari kerusakan pada proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus dihitung agar elemen balok tidak mengalami kerusakan.

- Kondisi Pengangkatan Sebelum Komposit

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h = 69 \text{ cm}$$

$$L = 840 \text{ cm}$$



Gambar 7.1 Rumus Penentuan Titik Angkat

Dimana:

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \times tg\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \times tg\theta} \right)} \right)}$$

- Perhitungan:

$$Yt = Yb = \frac{69}{2} = 34,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 55 \times 69^3 = 1505666,25 \text{ cm}^4$$

$$Yc = Yt + 5 = 34,5 + 5 = 39,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 39,5}{840 \times tg45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{34,5}{34,5} \left(1 + \frac{4 \times 39,5}{1000 \times tg45^\circ} \right)} \right)} = 0,240$$

$$X \times L = 0,240 \times 840 = 201,3 \text{ cm} = 2,01 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 8,4 - 2 \times 2,01 = 4,37 \text{ m}$$

- Pembebanan:

$$\text{Balok } (0,55 \times 0,69 \times 8,4 \times 2400) = 75,05 \text{ kN}$$

$$T \sin\phi = P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 75,05}{2} = 54,04 \text{ kN}$$

$$T = \frac{54,04}{\sin45^\circ} = 76,42 \text{ kN}$$

- Tulangan angkat balok anak

$$Pu = 76,42 \text{ kN}$$

Tegangan ijin Tarik dasar baja bertulang mutu 420 Mpa adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{tarik \text{ ijin}} = \frac{4200}{1,5} = 2800 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{tulangan \text{ angkat}} \geq 2 \sqrt{Pu / (\sigma_{tarik \text{ ijin}} \times \pi)}$$

$$\phi_{tulangan \text{ angkat}} \geq 2 \sqrt{\frac{76,42 \times 10^2}{2800 \times \pi}} = 1,86 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan $\phi 20 \text{ mm}$

BSA 20x100 dikombinasikan dengan Kait JL 20

- Momen yang Terjadi

Dalam proses pengangkatan akan terjadi beban kejut sehingga momen pengangkatan harus dikalikan 1,2

Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \frac{75,05 \times 10^2}{8} \left(1 - 4(0,240) + \frac{4(0,395)}{8,4 \times \tan 45^\circ} \right) \times 1,2 =$$

$$21,72 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{21,72}{\frac{1}{6} \times 0,55 \times 0,69^2} = 497,63 \text{ kN/m}^2$$

$$f = 0,498 \text{ MPa} = < fr = 0,7 \sqrt{f'c'} = 4,427 \text{ MPa} \dots \mathbf{OK}$$

Momen Tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \frac{75,05 \times 0,240^2 \times 8,4^2}{2} = 18,10 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi

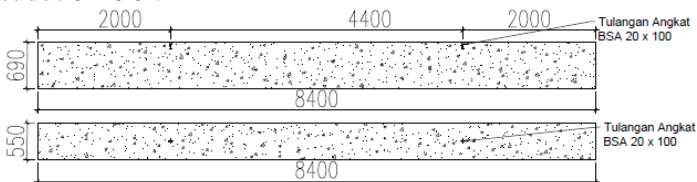
$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{18,10}{\frac{1}{6} \times 0,55 \times 0,69^2} = 414,69 \text{ kN/m}^2$$

$$f = 0,415 \text{ MPa} = < fr = 0,7 \sqrt{f'c'} = 4,427 \text{ MPa} \dots \mathbf{OK}$$

Dari hasil perhitungan momen didapatkan nilai f akibat momen positif dan negative lebih kecil dari f_{ijin} usia beton 3 hari. Sehingga dapat disimpulkan bahwa balok anak tersebut aman saat proses pengangkatan.

- **Pemilihan Tulangan Angkat Balok Anak**

Tulangan angkat yang dipilih adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert 20 x 100* dengan kait *JL 20*. Pada titik angkat profil ini dapat menerima beban sebesar 20 kN dengan kebebasan sudut $0^\circ - 90^\circ$.



Gambar 7.2 Titik Angkat Balok Induk

7.2.1.5 Kontrol Lentutan

Elemen balok yang menerima beban lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan yang cukup untuk batas deformasi saat masa layan. Sesuai dengan SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan adalah sebagai berikut:

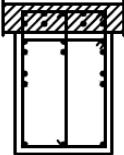
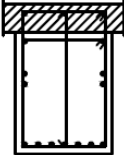
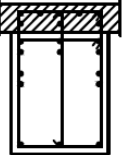
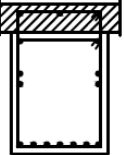
$$h \text{ min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Karena saat perancangan awal ukuran balok sudah didesain menggunakan $h = \frac{1}{12} \times Lb$ dan kemudian diperbesar lagi, maka lendutan tidak perlu dihitung lagi, sebab sudah pasti masuk persyaratan.

7.2.3 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Hasil perhitungan kebutuhan penulangan balok dilampirkan pada table di bawah ini.

Tabel 7.2 Penampang Balok Induk

TIPE BALOK	BALOK 55/85 (L 8,4)		BALOK 55/85 (L 10)	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POSISI				
DIMENSI	550 x 850	550 x 850	550 x 850	550 x 850
TULANGAN ATAS	9 D25	3 D25	8 D25	3 D25
TULANGAN SAMPING	4 D25	4 D25	4 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	7 D25	3 D25	7 D25
SENGKANG	3D13-120	3D13-120	3D13-100	2D13-120

7.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur primer yang berfungsi untuk memikul seluruh beban yang diterima struktur dan berfungsi untuk meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

7.3.1 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom akan menggunakan perhitungan sebagai berikut:

- Data Perencanaan
 - Dimensi Kolom Interior Lt B1 – 4 : 75/110 cm
 - Tebal selimut/*decking* : 40 cm
 - Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa
 - Mutu beton (f'_c) : 40 MPa
 - Pu : -13419 kN
 - Vux dan Vuy : 390 dan 410 kN
 - Mux dan Muy : 742 dan 903 kNm

7.3.1.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1 komponen struktur SPRMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat kombinasi sembarang adalah

$$Pu \geq Ag \times \frac{f'_c}{10}$$

$$13419 \text{ kN} \geq 750 \times 1100 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

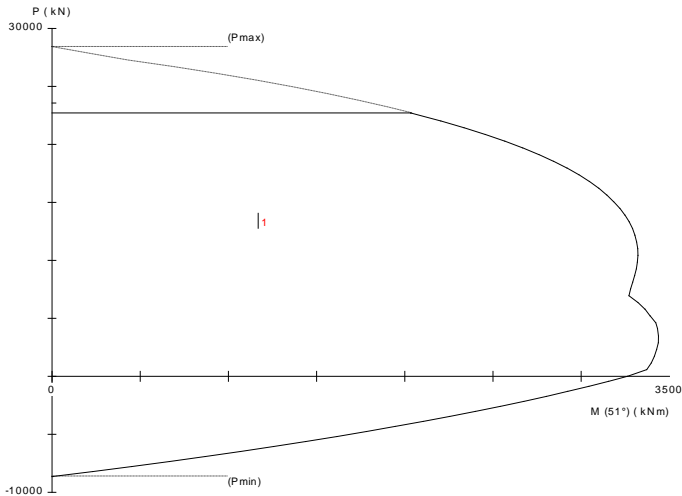
$$13419 \text{ kN} \geq 3300 \text{ kN} \text{ .. OK}$$

Maka komponen struktur tekan ini juga harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut:

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
750 mm > 300 mm
- Rasio dimensi lebih besar dari 0,4
750/1000 = 0,75 > 0,4

7.3.1.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom, perhitungan penulangan kolom menggunakan program bantu SP Column, didapatkan diagram interaksi antar aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut



Gambar 7.3 Diagram Interaksi Kolom

Grafik Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom, menyatakan pada saat kolom diberi beban aksial sebesar 13419 kN mampu memikul momen sebesar 2698 kNm

$\phi Mn = 2698 \text{ kNm} > Mux = 1244 \text{ kNm}$ dan $Muy = 1603 \text{ kNm}$. **OK**

7.3.1.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6, luas tulangan longitudinal, Ast , tidak boleh lebih dari $0,06 A_g$ atau kurang dari $0,01 A_g$.

$$A_s = 40931 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 750000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi SP Column diperoleh tulangan longitudinal 32D29, dengan rasio tulangan = 5,5 % (OK)

Cek filosofi “*Strong Column Weak Beam*”

$$M_{pr_x} = 1484 \text{ kNm} \text{ (Balok Induk } L = 10 \text{ m)}$$

$$M_{pr_y} = 1651 \text{ kNm} \text{ (Balok Induk } L = 8,4 \text{ m)}$$

Sedangkan dari hasil output SP Column seperti pada Gambar 7.6 dapat di peroleh nilai ϕMnx dan ϕMny

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:											
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA	depth mm	Dc mm	eps_t	Phi
1	13419.00	742.00	908.00	2070.70	2520.00	2.791		873	1126	0.00087	0.650

Gambar 7.4 Output SP Column

Dari hasil output SP Column:

$$\phi Mnx = 2070,7 \text{ kNm}$$

$$\phi Mny = 2520,0 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\Sigma Mncx > \Sigma Mnbx$$

$$2 \times 2070,7 > 1,2 \times 2 \times 1484$$

$$4140 > 3561,6 \dots \mathbf{OK}$$

$$\Sigma Mncy > \Sigma Mnby$$

$$2 \times 2520,0 > 1,2 \times 2 \times 1651$$

$$5040 > 3962,4 \dots \mathbf{OK}$$

7.3.1.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil Analisa struktur.

$$\phi Pn = 0,8\phi(0,85 f'c(Ag - Ast) + fy (Ast))$$

Dimana:

$$Pu = 13419 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$Ag = 825000 \text{ mm}^2$$

$$Ast = 23225 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi Pn = 22791,6 \text{ kN} > Pu = 13419 \text{ kN}$$

7.3.1.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana, V_e , berguna untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom.

$$f_s = 1,25 \times fy = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

$$L_n = 3900 - 850 = 3050 \text{ mm}$$

$$M_{pr_x} = 1484 \text{ kNm (Balok Induk L = 10 m)}$$

$$M_{pr_y} = 1651 \text{ kNm (Balok Induk L = 8,4 m)}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr_x}}{L_n} = \frac{2 \times 1484}{3,05}$$

$$= 973,11 \text{ kN} > V_u = 390 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

$$V_{ey} = \frac{2 \times M_{pr_y}}{L_n} = \frac{2 \times 1651}{3,05}$$

$$= 1065,16 \text{ kN} > V_u = 410 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

7.3.1.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan ransversal (A_{sh}) dengan spasi sebagai berikut:

- Pemasangan Tulangan Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum:

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 750 = 187,5 \text{ mm}$

- $6 d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$

- $100 \text{ mm} \leq S_{max} \leq 150 \text{ mm}$

- $S_o = 100 + \frac{375 - \left(0,5 \left(750 - \frac{2(40+16)}{2}\right)\right)}{3} = 116 \text{ mm}$

Digunakan jarak Senggang di daerah sendi plastis 100 mm
 $A_{sh_{min}}$ diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$bcx = 750 - 40 - 2 \times 16 = 678 \text{ mm}$$

$$bcy = 1100 - 40 - 2 \times 16 = 1028 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (750 - 40 \times 2)(1100 - 40 \times 2) \\ = 683400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = \frac{0,3(s \times bcx \times f'_c)}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = \frac{0,3(100 \times 678 \times 40)}{420} \left[\frac{825000}{683400} - 1 \right] \\ = 501,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,09 \frac{s \times bcx \times f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0,09 \frac{100 \times 678 \times 40}{420} = 726,43$$

$$Ashy = \frac{0,3(100 \times 1028 \times 40)}{420} \left[\frac{825000}{683400} - 1 \right] = 760,72$$

$$Ash1 = 0,09 \frac{100 \times 1028 \times 40}{420} = 1101,43$$

Sehingga digunakan 6D16-100

$$(Ash = 1205,76 \text{ mm}^2) > 994,29 \text{ mm}^2$$

- Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis
 - Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa Panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan jarak tidak lebih dari:
 - o $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - o 150 mm
 - Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.3.1.7 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani beban aksial dapat diabaikan bila nilai momen punter kurang dari T_n .

$$T_n = \phi 0,33 \sqrt{f'c} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 \sqrt{f'c}}}$$

Dimana:

$$Nu = 24138 \text{ kN}$$

$$Tu = 5,7 \text{ kNm}$$

$$Ag = 825000 \text{ mm}^2$$

$$Acp = 683400 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 3380 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0,33 \sqrt{40} \left(\frac{683400^2}{3380} \right) \sqrt{1 + \frac{13419}{0,33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 502581 \text{ kNm} > Tu = 63 \text{ kNm} \dots \mathbf{OK}$$

Tulangan torsi diabaikan

7.3.1.7 Pangkatan Kolom Pracetak

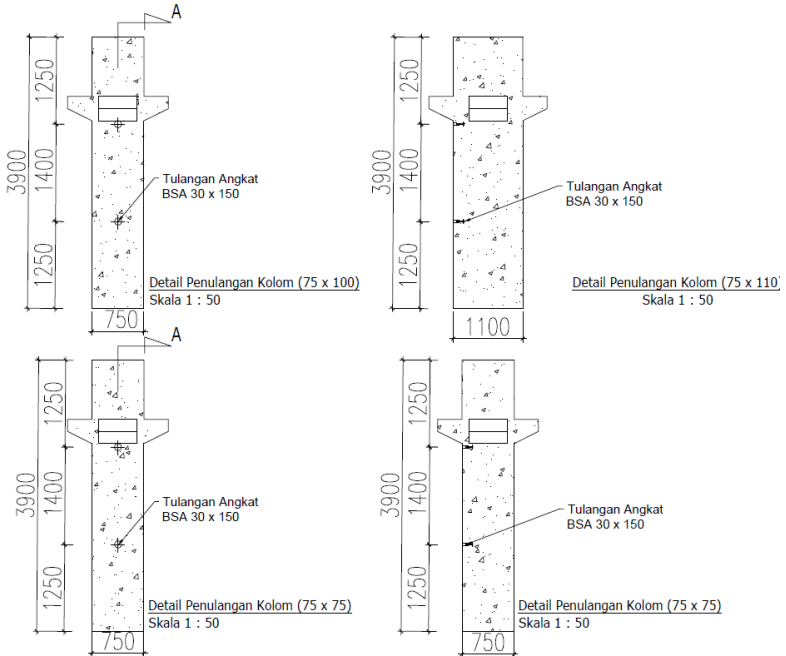
Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis JENKA *Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah JENKA BSA *Short Insert* dengan kail JL.

$$W \text{ kolom} = 0,75 \times 1 \times 3,9 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 68,86 \text{ kN}$$

$$P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 68,86}{2} = 49,58 \text{ kN}$$

$$T = \frac{49,58}{\sin 45^{\circ}} = 70,13 \text{ kN}$$

Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 40 kN dengan sudut 0° - 90° menggunakan BSA 30 x 150 dikombinasikan dengan gankail JL 30.


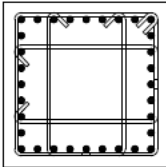

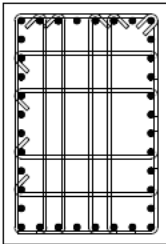


Gambar 7.5 Titik Angkat Kolom Pracetak

7.4 Rekapitulasi Penulangan Kolom Pracetak

Hasil perhitungan kebutuhan tulangan kolom-kolom dilampirkan pada table sebagai berikut:

Tabel 7.3 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Kolom

<p>LANTAI 10</p>  <p>LANTAI 5</p>	
DIMENSI	750 x 750
TULANGAN UTAMA	36 D29
SENGKANG	D16-100
MUTU BETON	K-500
<p>LANTAI 4</p>  <p>LANTAI B1</p>	
DIMENSI	750 x 1100
TULANGAN UTAMA	36D29
SENGKANG	D16-100
MUTU BETON	K-500

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VIII PERENCANAAN BALOK PRATEKAN

8.1 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

8.1.1 Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari efisiensi yang mampu diberikan oleh balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan mampu menerima momen yang lebih besar sehingga sanggup balok bisa memiliki bentang yang lebih panjang.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada gedung ini menggunakan metode beton pasca tarik dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton dicor dan mengeras.

Perencanaan beton pratekan pada balok atas lantai 10, karena ruangan akan dijadikan *ballroom*, sehingga dibutuhkan ruangan yang bebas hambatan kolom ditengahnya. Jumlah balok pratekan yang didesain adalah 1 buah, dengan panjang bentang 20 meter.

8.1.2 Data Perencanaan

Berikut data perencanaan balok beton pratekan

- Panjang bentang : 20 m
- Dimensi balok pratekan : 500/900
- f'_c (beton pratekan) : 40 MPa
- f'_c (pelat lantai) : 40 MPa
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 10 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut:

- $f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2$ MPa
- $t_f = 16$ cm
- Jarak antar balok pratekan (s) = 8,4 m

8.1.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif, maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 sebagai berikut:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + 8 \text{ } tf = 0,50 + (8 \times 0,16) = 1,78 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(8,4 - 0,50) = 3,95 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1,78 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif balok pratekan tidak boleh melebihi 5 m. Penggunaan lebar efektif hanya pada saat Analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang da lebar yang digunakan adalah lebar aktual yaitu sebesar 8,4 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

8.1.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0,94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pemuat tendon pratekan atau perangkat Ankur (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah ankur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

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

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), teganganserat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
 - o Tegangan tekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 284:2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$
 - o Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T:

- $$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f'ci} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$$
- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: $0,70 \times fci$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f'ci} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$$
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 f'c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$
 - Tegangan tarik (SNI:2013 pasal 18.3.3)

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'c} \leq ft \leq \sqrt{f'c}$$

$$= 0,62\sqrt{40} \leq ft \leq \sqrt{40}$$

$$= 3,92 \leq ft \leq 6,32 \text{ MPa}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,8\sqrt{f'c} = 5,059 \text{ MPa}$.

Dimana:

- f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa
- f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa
- $f'c$ = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa
- $f'ci$ = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

8.1.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahap, yakni:

Tahap Awal

- Tahap sebelum diberi gaya pratekan
- Tahap saat diberi gaya pratekan
- Tahap saat terjadi peralihan gaya pratekan

Tahap Akhir

- Tahap beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja pada struktur

8.1.6 Penentuan Gaya Pratekan

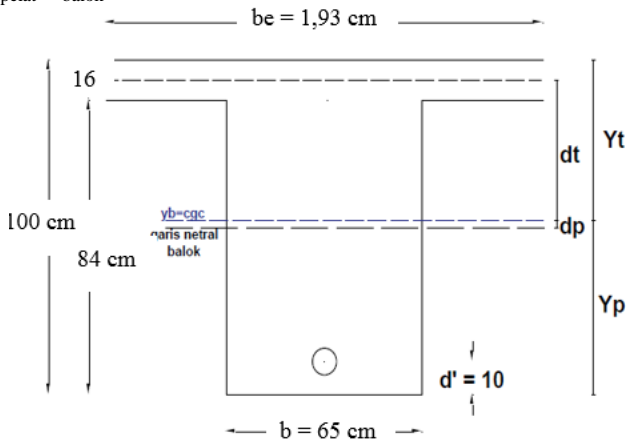
8.1.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$n = E_{\text{pelat}}/E_{\text{balok}} = 1$$



Gambar 8.1 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{be \times tf}{n} = \frac{1,78 \times 0,16}{1} = 0,2848 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b(h - tf) = 0,5 \times (0,9 - 0,16) = 0,37 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} = 0,2848 + 0,37 = 0,6548 \text{ m}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut:

$$Yb = \frac{A_{\text{balok}} \times y_{\text{balok}} + A_{\text{pelat}} \times y_{\text{pelat}}}{A_{\text{total}}}$$

$$Yb = \frac{0,37 \times 370 + 0,2838 \times 820}{0,6548} = 565,72 \text{ mm}$$

$$Y_t = 900 - 565,72 = 334,28 \text{ mm}$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{1}{12} \times 1,78 \times 0,16^3 + 0,2848 \times (0,82 - 565,72)^2 = 0,01902 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 0,50 \times 0,9^3 + 0,37 \times (0,566 - 0,37)^2 = 0,0445 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{komp}} = I_{\text{pelat}} + I_{\text{balok}} = 0,0636 \text{ m}^4$$

$$W_t = \frac{I}{Y_t} = \frac{0,0636}{0,334} = 0,190 \text{ m}^3$$

$$W_b = \frac{I}{Y_b} = \frac{0,0636}{0,566} = 0,112 \text{ m}^3$$

$$k_t = \frac{W_t}{A} = \frac{0,1910}{0,6548} = 0,290 \text{ m}^2$$

$$k_b = \frac{W_b}{A} = \frac{0,112}{0,6548} = 0,172 \text{ m}^2$$

$$e = 0,566 - 0,1 = 0,466 \text{ m}$$

8.1.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang: $\sigma_{tk} = 2,97 \text{ MPa}$

$$\sigma_{tr} = -21,12 \text{ MPa}$$

Tumpuan:

$$\sigma_{tk} = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tr} = -21,12 \text{ MPa}$$

- Pada saat servis

Tengah bentang: $\sigma_{tk} = 5,059 \text{ MPa}$

$$\sigma_{tr} = -18 \text{ MPa}$$

Tumpuan:

$$\sigma_{tk} = 5,059 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tr} = -18 \text{ MPa}$$

Eksentrisitas rencana: $e_{\text{lap}} = 0,466 \text{ m}$

$$e_{\text{tump}} = -0,2 \text{ m}$$

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kondisi 1D

Momen tumpuan = -556 kNm

Momen Lapangan = 782 kNm

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$2966,5 \geq -\frac{F_o}{0,6548} + \frac{F_o \times 0,466}{0,190} - \frac{782}{0,190}$$

$$F_o = 7679 \text{ kN}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$-21120 \geq -\frac{F_o}{0,6548} - \frac{F_o \times 0,569}{0,112} + \frac{782}{0,112}$$

$$F_o = 4950 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t}$$

$$-24640 \geq -\frac{F_o}{0,6548} + \frac{F_o \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-556}{0,274}$$

$$F_o = 10688 \text{ kN}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b}$$

$$2966,5 \geq -\frac{F_o}{0,8098} - \frac{F_o \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-556}{0,112}$$

$$F_o = 31326 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dar ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -2362 kNm

Momen lapangan = 3324 kNm

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$-18000 \geq -\frac{F_e}{0,6548} + \frac{F_e \times 0,466}{0,190} - \frac{1751,5}{0,190}$$

$$F_e = -9536,2 \text{ kN}$$

$$F_o = -11920,24 \text{ kN}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$5059,64 \geq -\frac{F_e}{0,6548} - \frac{F_e \times 0,466}{0,112} + \frac{1751,5}{0,112}$$

$$F_e = 1856,08 \text{ kN}$$

$$F_o = 2320,12 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t}$$

$$5059,64 \geq -\frac{F_e}{0,6548} + \frac{F_e \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-1248,4}{0,190}$$

$$F_e = 583,54 \text{ kN}$$

$$F_o = 729,43 \text{ kN}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b}$$

$$-18000 \geq -\frac{F_e}{0,8098} - \frac{F_e \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-1248,4}{0,112}$$

$$F_e = -27272,71 \text{ kN}$$

$$F_o = -34090,893 \text{ kN}$$

8.1.6.3 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o pada semua kondisi agar tegangan tidak melebihi tegangan ijin tarik maupun tekan. Maka F_o yang diambil adalah 2400 kN. Dengan Asumsi $F_e = 80\% \cdot F_o = 1920 \text{ kN}$.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kondisi 1D

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$2966,5 \geq -\frac{F_o}{0,6548} + \frac{F_o \times 0,466}{0,190} - \frac{782}{0,190}$$

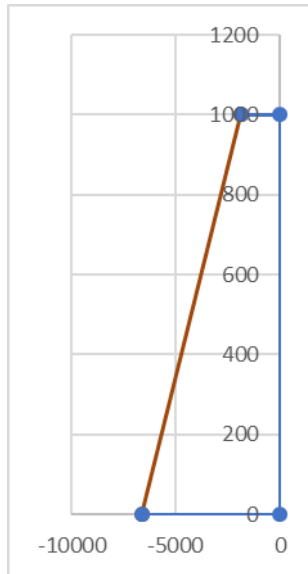
$$2966,5 \geq -1899,82 \text{ kN (OK)}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$-21120 \geq -\frac{F_o}{0,6548} - \frac{F_o \times 0,466}{0,112} + \frac{782}{0,112}$$

$$-21120 \leq -6653,02 \text{ kN (OK)}$$



Gambar 8.2 Diagram Tegangan

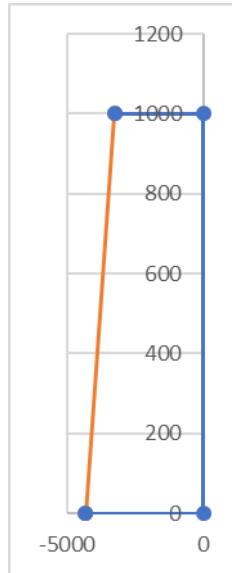
Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t} \\ -24640 &\geq -\frac{F_o}{0,6548} + \frac{F_o \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-556}{0,190} \\ -24640 &\leq -3265,6 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b} \\ 2966,5 &\geq -\frac{F_o}{0,6548} - \frac{F_o \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-556}{0,112} \\ 2966,5 &\geq -4341,6 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 8.3 Diagram Tegangan

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dar ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -1248 kNm

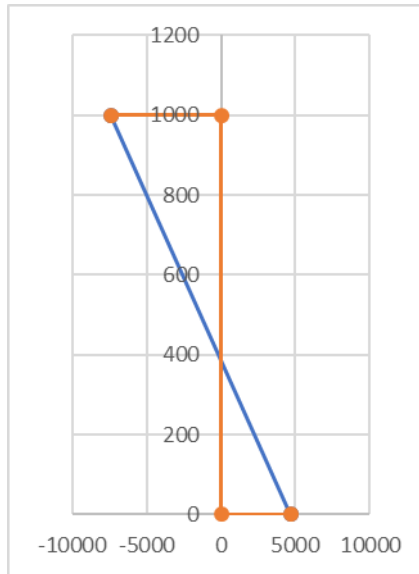
Momen lapangan = 1751,5 kNm

Serat Atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{Mlap}{Wt} \\ -18000 &\geq -\frac{Fe}{0,6548} + \frac{Fe \times 0,466}{0,190} - \frac{1751,5}{0,190} \\ -18000 &\leq -7440 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mlap}{Wb} \\ 5059,64 &\geq -\frac{Fe}{0,6548} - \frac{Fe \times 0,569}{0,112} + \frac{1751,5}{0,112} \\ 5059,64 &\geq 4697 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 8.4 Diagram Tegangan

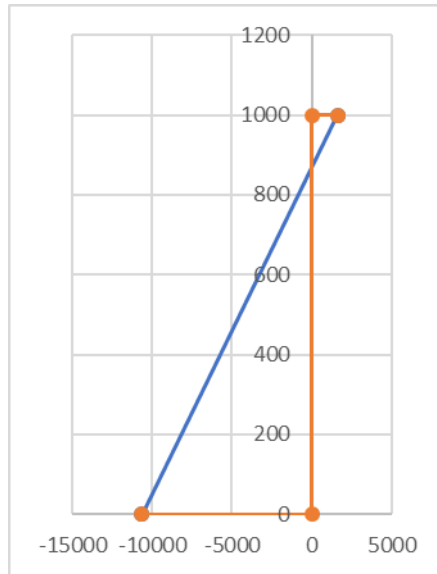
Kondisi saat beban layan gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{W_t} - \frac{Mtump}{W_t} \\ 5059,64 &\geq -\frac{Fe}{0,6548} + \frac{Fe \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-1248}{0,190} \\ 5059,64 &\geq 1613 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{W_b} + \frac{Mtump}{W_b} \\ -18000 &\geq -\frac{Fe}{0,6548} - \frac{Fe \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-1248}{0,112} \\ -18000 &\leq -10624 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 8.5 Diagram Tegangan

8.1.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (*strand stress relieve*).

$$f_{p_{\max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{\text{perlu}} = \frac{2400000}{1395} = 1720,4 \text{ mm}^2$$

Tendon bja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-19

Jumlah Strand : 15

Max. Breaking Load : 2760 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang dipakai: 1899,2 mm²

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{2400000}{1899,2} = 1263,7 \text{ MPa}$$

8.1.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibandingkan pada saat *stressing/jacking*. Kehilangan gaya prategang dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang (F_0) sesaat setelah pemberian gaya prategang pada tendon. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

a. Kehilangan akibat slip ankur (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 a)

Kehilangan akibat pengangkurn/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah penarikan dan gaya prategang dialihkan ke ankur.

Cek kehilangan gaya prategang apakah berpengaruh sampai ke tengah bentang:

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

Dengan kehilangan sebagai berikut:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2.5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1263,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,2 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,005 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 0,77 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} = 0,266$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1263,7 \times \left(0,12 \frac{0,266}{20} + 0,005\right)}} = 148,3 \text{ mm} < 10 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh nilai $x = 0,148 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 10$. Maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material betona dan baja pratekan saat proses *jacking*. Kehilangan ratakan akibat gesekan (Wobble Effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-\mu(\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L} \right) = 0,266$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-\mu(\alpha + KL)}$$

$$= 2400 \cdot e^{-0,2(0,266 + 0,016 \cdot 20)}$$

$$= 2197,95 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 2400 - 2197,95 = 202,1 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{202,1}{1899,2} = 106,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{106,4}{2400} \times 100\% = 8,42 \%$$

- d. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu memperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya *jacking* yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya

pratekan karena sebagian gaya prtekan digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang baik ratkena maka semakin besar gaya pratenag yang hilang untuk melawan kolom aga mengikuti lenturan balok akibat gaya *jacking*. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari *jacking* yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategan ang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk meneliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari moen kumulatif yangterjadi pada dasa kolom lantai dasar, maka pada saat *jacking*, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya di lapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pekekang spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen akibat *jecking*

Kehilangan akibat kekangan kolom dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\Delta p = \frac{Mb - Ma}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

- Momen akibat stressing balok prategang lantai atap:

$$M_b = 195,9$$

$$M_a = 0$$

Dari momen tersebut, diperoleh besar kehilangan prategang sebagai berikut:

- Kehilangan prategang akibat stressing balok prategang lantai atap:

$$\Delta p = \frac{195,9-0}{3,9} = 50,2 \text{ kN}$$

$$\Delta fp = \frac{50,2 \times 1000}{1899,2} = 26,45 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan patekan akibat kekangan kolom adalah:

$$\Delta fp = \frac{26,45}{1263,7} \times 100\% = 2,09\%$$

2. Kehilangan tidak langsung

Hilangnya gaya awal yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relative lama, adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 c)

$$CR = Kcr \cdot \left(\frac{Ec}{Es} \right) \cdot [fcir - fc ds]$$

Dimana:

K_{cr} = 2 untuk metode pra-tarik

= 1,6 untuk metode pasca-tarik

fc_{ds} = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati ada struktur setelah diberi gaya prategang

fc_{ir} = tegangan beton di daerah c.g.s akibat gaya awal pratekan

$$fc_{ir} = \frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e \times e}{I} - \frac{M \times e}{I} = 6,13 MPa$$

$$fc_{ds} = \frac{M \times e}{I} = 5,73 MPa$$

$$Es/Ec = 6,73$$

$$CR = 1,6 \times 6,73 \times (6,13 - 5,73) = 4,26 MPa$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai:

$$\Delta fcr = \frac{4,26}{1263,7} \times 100\% = 0,34\%$$

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 d)

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - \frac{0,0236V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

Dimana:

RH = 70% (untuk kota Surabaya)

Ksh = 0,77 (7 hari)

V/S = 13,82 cm

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times 0,77 \times 200000 \times (1 - 0,0236 \times 13,82) \times (100 - 70)$$

$$= 0,378 \text{ MPa}$$

Sehingga presentase kehilangan akibat susut adalah:

$$\Delta f_{sh} = \frac{0,378}{1263,7} = 0,030\%$$

- c. Relaksasi Baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 e)

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

Dimana:

$$Kre = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$f_{pi}/f_{pu} = 1263,7/1860 = 0,67$$

$$C = 0,95$$

$$\begin{aligned} RE &= (138 - 0,15 \times (0,378 + 4,26)) \times 0,95 \\ &= 123,57 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga presentase kehilangan akibat relaksasi baja adalah:

$$\Delta f_{re} = \frac{123,57}{1263,7} \times 100\% = 9,78 \%$$

Total kehilangan prategang:

$$8,42 + 2,09 + 0,34 + 0,03 + 9,78 = 20,66 \%$$

8.1.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 20,66}{100} \times 2400 = 1904,22 \text{ kN}$$

- a. **Kontrol akibat beban layan (1D+1L)**

Kontrol saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -1248 kNm

Momen lapangan = 1751,5 kNm

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$-18000 \geq -\frac{Fe}{0,6548} + \frac{Fe \times 0,466}{0,190} - \frac{1751,5}{0,190}$$

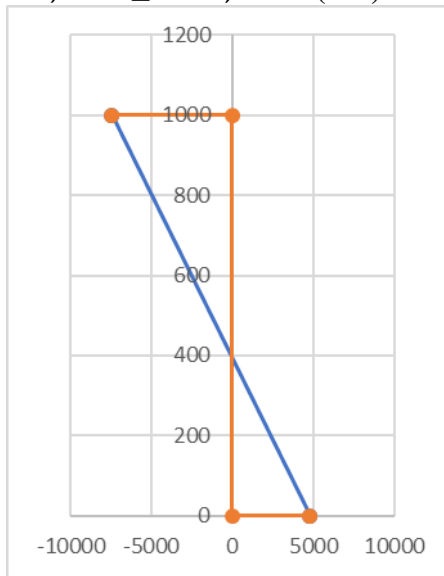
$$-18000 \leq -7454,77 \text{ kN (OK)}$$

Serat Bawah:

$$\sigma b \geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mlap}{Wb}$$

$$5059,64 \geq -\frac{Fe}{0,6548} - \frac{Fe \times 0,466}{0,112} + \frac{1751,5}{0,112}$$

$$5059,64 \geq 4786,65 \text{ kN (OK)}$$



Gambar 8.6 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan

Kondisi saat beban layan gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

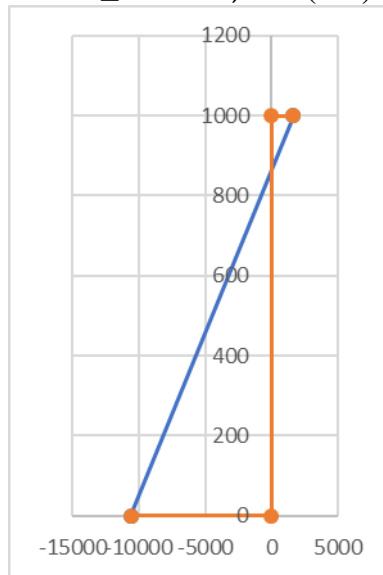
$$\sigma t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{Mtump}{Wt}$$

$$5059,64 \geq -\frac{Fe}{0,6548} + \frac{Fe \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-1248}{0,190}$$

$$5059,64 \geq 1653,82 \text{ kN (OK)}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned} \sigma b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mtump}{Wb} \\ -18000 &\geq -\frac{Fe}{0,6548} - \frac{Fe \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-1248}{0,112} \\ -18000 &\leq -10628,6 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 8.7 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, f_{pc} , 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:

$f'c/10 = 40/10 = 4 \text{ MPa}$ dan 3,5 MPa, maka diambil nilai 3,5 MPa

didapatkan f_{pc} sebesar

$f_{pc} = Fe/A = 1904,2/0,6548 = -2,91 > -3,5 \text{ MPa} \dots \text{(OK)}$

c. Kontrol akibat beban Gempa (1D+1L+Ex)

Momen tump kiri = -1574 kNm

Momen tump kanan = -1570 kNm

Kondisi saat beban layan gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t}$$

$$5059,64 \geq -\frac{F_e}{0,6548} + \frac{F_e \times (-0,2)}{0,190} - \frac{-1574}{0,190}$$

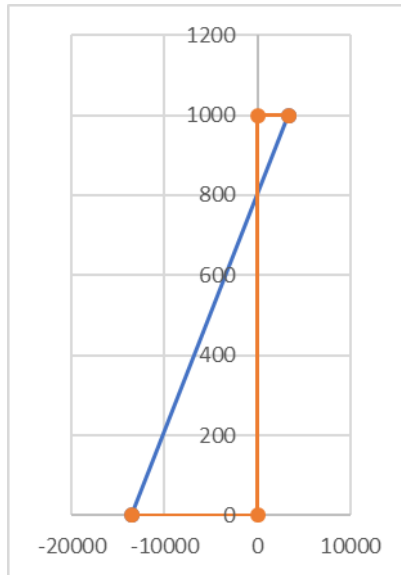
$$5059,64 \geq 3365,94 \text{ kN (OK)}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b}$$

$$-18000 \geq -\frac{F_e}{0,6548} - \frac{F_e \times (-0,2)}{0,112} + \frac{-1574}{0,112}$$

$$-18000 \leq -13426 \text{ kN (OK)}$$



Gambar 8.8 Grafik Diagram Tegangan

8.1.6.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defelksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibandingkan beton bertulang biasa sehingga control lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5 b.

$$f_{ijin} = L/480 = 20000/480 = 41,67 \text{ cm}$$

a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok menekuk ke atas sehingga terjadi *chamber*.

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 2400 \times 0,76 / 20000^2 \\ &= 31,95 \text{ N/mm (ke atas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta p' &= \frac{5}{384} \frac{p' \times L^4}{Ec \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{31,95 \times 20000^4}{29725,41 \times 0,127 \times 10^{12}} \\ &= 35,22 \text{ mm (ke atas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(-) &= F_o \times e = 2400 \times (-200) \\ &= -4,8 \times 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M(-) &= M \times L^2 / (8 \times Ec \times I) = -12,7 \text{ mm (ke bawah)} \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned} \Delta g &= \frac{5}{384} \frac{g \times L^4}{Ec \times I} \\ &= - \frac{5}{384} \frac{2400 \times 0,9 \times 0,5 \times 20000^4}{29725,41 \times 0,06357 \times 10^{12}} \\ &= -17,32 \text{ mm (ke bawah)} \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 35,22 - 12,7 - 17,32 = 5,2 \text{ mm (ke atas)}$$

b. Lendutan setelah Fo menjadi Fe

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{Fe}{F_o} \times \Delta p' + \frac{Fe}{F_o} \times \Delta g \\ &= \frac{1904,22}{2400} (35,22 - 17,32) \\ &= 14,2 \text{ mm (ke atas)} \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\Delta = - 49,15 \text{ mm (ke bawah)}$$

$$\Delta \text{ total} = 14,2 - 49,15 = - 34,95 \text{ (ke bawah)}$$

$$\Delta \text{ total} = 34,95 \text{ (ke bawah)} < 41,67 \text{ mm.} \text{ OK}$$

8.1.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negative di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior join.

a. Momen Nominal Tendon Prategang pada Tumpuan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 800 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,764$$

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

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1632,37 \text{ MPa}$$

$$f_c = 40 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 3100178,68 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3100178,68}{0,85 \times 40 \times 500} = 182,36 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot (d - a/2) \\ &= 3100178,68 (800 - 182,36/2) \\ &= 2197,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2197,46 = 1977,72 \text{ kNm}$$

$$25\% \phi M_n = 0,25 \times 1977,72 = 494,43 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ akibat gempa maks} = 1574 \text{ kNm}$$

Sehingga Momen yang harus ditanggung tulangan lunak $M_u - 25\% \phi M_n = 1574 - 494,43 = 1079,57$ kNm. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan adalah 1079,57 kNm.

b. Data – data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

$$M_u = 1079,57 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja} = 420 \text{ MPa}$$

Dimensi balok = 50/90

Dimensi kolom = 75/75

Panjang balok = 20 m

Diameter tulangan longitudinal = 25 mm

Diameter tulangan Senggang = 13 mm

Selimit beton = 40 mm

$d = 900 - 40 - 13 - 25/2 = 834,5$

c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0,0038 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0364$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho \text{ max} = 0,027 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1079 \times 10^6}{500 \times 900^2} = 3,44 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,44}{420}} \right) = 0,0087 >$$

$\rho \text{ min.} \cdot \mathbf{OK}$

$\rho \text{ pakai} = 0,0087$

Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0087 \times 500 \times 900 \\ &= 3889,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As D 25}} = \frac{3889,78}{490,62}$$

$$= 7,95 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah}$$

$$\text{As pakai} = n \times \text{As D 25} = 8 \times 490,62$$

$$= 3925 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$\text{As perlu} = \frac{1}{2} \rho \cdot b \cdot d = \frac{1}{2} \times 3925 = 1949,89 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As D 25}} = \frac{1949,89}{490,62}$$

$$= 3,97 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

$$\text{As pakai} = n \times \text{As D 25} = 4 \times 490,62$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2$$

8.1.6.9 Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 psal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$V_u = 915 \text{ kN}$$

$$M_u = -1574 \text{ kNm}$$

$$V_c = \left(0,05 \lambda \sqrt{f_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) b_w \cdot d$$

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

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$d_p = h/2 + e = 900/2 + 200 = 650 \text{ mm}$$

$$d = 834,5$$

$$V_c = \left(0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 4,8 \frac{900 \times 650}{1574} \right) \times 500 \times 834,5$$

$$= 876,32 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ min} = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 500 \cdot 834,5 = 448,62 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ max} = 0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 500 \cdot 834,5 = 1108,35 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ pakai} = 876,32 \text{ kN} \quad (V_c \text{ min} < V_c < V_c \text{ max})$$

Karena:

$$V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

$$915 \leq 0,5 \times 0,9 \times 876,32$$

$$915 \geq 394,3 \text{ kN} \text{ (memerlukan tulangan sengkang)}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan

dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh desain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

$$M_{pr} = A_s \cdot (1,25f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Sehingga didapatkan sebagai berikut

Tabel 8.1 Momen Probable

Bentang (m)	Tulangan	D	As	a (mm)	Mpr (kNm)
20 +	8	25	3925	120.4345	1595.5064
-	4	25	1962.5	60.60662	828.5739

$$V_u (1,2D + 1L) = 606 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - V_u$$

$$V_e = \frac{1595,5 + 828,57}{(20 - 0,5)} - 606 = -1034,69 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + V_u$$

$$V_e = \frac{1595,5 + 828,57}{(20 - 0,5)} + 606 = 1283,31 \text{ kNm}$$

$$V_e \text{ pakai} = 1283,31 > V_u \text{ .. OK}$$

Maka digunakan $V_e = 1283,31 \text{ kN}$

a. Pemasangan Tulangan Geser di daerah sendi plastis

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- o Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5$ total geser akibat kombinasi gravitasi (1,2D+1L)

$$V_e \geq 0,5 V_u \text{ max}$$

$$1283,31 \geq 0,5 \times 915$$

$$1283,31 \geq 457,5 \text{ kN} \text{ .. OK}$$

- o Gaya aksial tekan $< 0,2 A_g \cdot f'_c$

$$P_u < 0,2 A_g \cdot f'_c$$

$$487,9 < 0,2 \times 500 \times 900 \times 40 = 3600 \text{ .. OK}$$

Dari kedua syarat di atas terdapat bahwa kedua syarat terpenuhi sehingga $V_c = 0$

Dimana

$$\phi = 0,75$$

$$V_e = 1283,31 \text{ kN}$$

Sehingga $V_s =$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{1283,31}{0,75} = 1711,08 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times bw \times d = \frac{1}{3} \times 500 \times 834,5 = 139,08 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times bw \times d = \frac{2}{3} \sqrt{40} \times 500 \times 834,5 \\ = 1759,28 \text{ kN}$$

$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max} \dots$ **OK**

Direncanakan Sengkang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,68 \text{ mm}^2$$

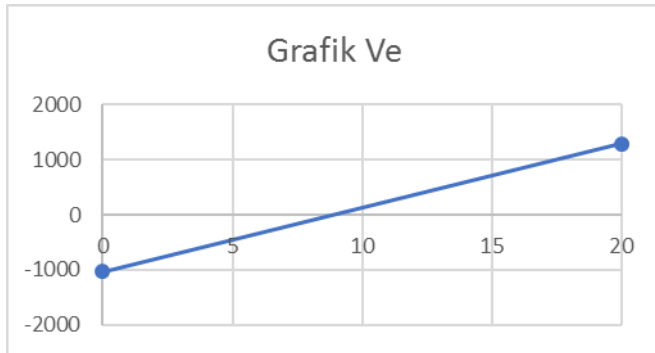
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 108,7 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar Sengkang tertutup tidak boleh melebihi persyaratan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

1. $d/4 = 1034,5/4 = 258,63 \text{ mm}$
2. $6 \times D_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3. 150 mm

Dari jarak yang sudah dihitung, diambil jarak Sengkang yang paling kecil, yaitu 100 mm . Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 900 = 1800 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

b. Pemasangan Tulangan Geser di luar daerah sendi plastis



Gambar 8.9 Grafik Ve

Dengan cara interpolasi pada grafik Ve didapatkan besarnya Ve diluar sendi plastis ($2h = 1,8 \text{ m}$)

$$V_e = 1074,9 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{1074,9}{0,75} = 1433,2 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max.. OK}$$

Direncanakan Senggang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,68 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 129,7 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar Senggang tertutup tidak boleh melebihi

1. $d/2 = 1034,5/2 = 517,25 \text{ mm}$
2. 350 mm

Sehingga dipasang Senggang 4 kaki D13 dengan jarak antar Senggang 120 mm

8.1.6.10 Penulangan Torsi

$$T_u = 136,9 \text{ kNm}$$

$$A_{cp} = 500 \times 900 = 450000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(500 + 900) = 2800 \text{ mm}$$

$$T_u < \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}} \right)$$

$$177,9 \text{ kNm} < 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{40} \left(\frac{450000^2}{2800} \right) \sqrt{1 + \frac{2,91}{0,33 \times 1 \times \sqrt{40}}} \times 10^{-6}$$

$$136,9 \text{ kNm} > 44,05 \text{ kNm}$$

sehingga dibutuhkan tulangan torsi

Kecukupan dimensi beton menahan torsi

$$x_1 = 500 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right) = 443,5 \text{ mm}$$

$$y_1 = 900 - 2 \left(40 + \frac{13}{2} \right) = 843,5 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (443,5)(843,5) = 374092,25 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 317978,4 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(443,5 + 843,5) = 2574 \text{ mm}$$

$$d = 834,5 \text{ mm}$$

Pengecekan dimensi balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b.d} \right)^2 + \left(\frac{T_u.P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b.d} + 0,66 \sqrt{f'c} \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{915 \times 10^3}{500 \times 900} \right)^2 + \left(\frac{177,9 \times 10^6 \times 2574}{1,7 (374092,25)^2} \right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{2,55 \times 10^3}{500 \times 900} + 0,66 \sqrt{40} \right)$$

$$2,89 \text{ MPa} \leq 3,94 \text{ MPa} \text{ (penampang cukup besar)}$$

Penulangan Transversal Torsi

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{136,9}{0,75} = 186,13 \text{ kNm}$$

Dengan mengasumsi sudut alir 45°

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o.f_{yt}.cot\theta} = \frac{186,13 \times 10^6}{2 \times 317978,4 \times 420 \times 1} = 0,59 \text{ mm}^2/m$$

$$A_t = 0,59 \times 1000 \text{ mm} = 592,33 \text{ mm}^2$$

untuk sengkang berkaki 1

Luas Penampang Tulangan Transversal Geser

Penulangan transversal geser menggunakan sengkang 4 kaki

$$\frac{A_v}{s} = \frac{4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{100} = 5,306 \text{ mm}^2/m$$

$$A_v = 5,306 \times 1000 \text{ mm} = 5306,6 \text{ mm}^2$$

Pemilihan Sengkang

Tulangan Sengkang sebelum torsi 4D13-100 (tumpuan)

$$\begin{aligned} \text{Luas Sengkang (Avs)} &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{s} \\ &= \frac{4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{100} \\ &= 5306,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Avs + Avt = 592,33 + 5306,6 = 5898,93 \text{ mm}^2$$

Jarak Sengkang total

$$\begin{aligned} s &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt} \\ s &= \frac{4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{5898,93} = 89,96 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan syarat:

a. $S = \text{Poh}/8 = 321,75 \text{ mm}$

b. $S < 300 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan sengkang setelah ditambah torsi sebanyak 4D13-100

Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan D25

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7) penulangan lentur akibat torsi dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Al &= \frac{At}{s} Ph \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta = (0,59) \times 2574 \times \left(\frac{420}{420}\right) \times 1^2 \\ &= 1524,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari At yang didapatkan didistribusikan sebanyak 25% ke setiap sisi, maka didapatkan Al untuk samping kiri dan kanan sebesar:

$$n = \frac{0,5Al}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{0,5 \times 1524,67}{0,25 \times 3,14 \times 25^2} = 1,55$$

Maka digunakan tulangan lentur sebanyak 1 di sisi kiri dan 1 di sisi kanan.

8.1.6.11 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 control momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimit 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 control momen nominal:

$$C = T$$

1. Momen Nominal oleh Tendon Pratekan

○ Tumpuan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 834,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right)$$

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$f_{ps} = 1860 (1 - (0,55/0,764)(0,17)) = 1632,37 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = 1899,2 \times 1632,37 = 3100178,68 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3100178,68}{0,85 \times 40 \times 500} = 182,36 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2304,42 \text{ kNm}$$

○ Lapangan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 834,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right)$$

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$f_{ps} = 1860 (1 - (0,55/0,764)(0,17)) = 1632,37 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 T &= Aps.fps = 3165,32 \times 1632,37 = 5167964,5 \text{ N} \\
 a &= \frac{Aps.fps}{0,85.f'c.b} = \frac{3100178,68}{0,85 \times 40 \times 1780} = 51,22 \text{ mm} \\
 Mn &= T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2507,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan

$$\begin{aligned}
 As &= 3925 \text{ mm}^2 \\
 fy &= 420 \text{ MPa} \\
 fc &= 40 \text{ MPa} \\
 d &= 1034,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{As.fy}{0,85.f'c.b} = \frac{3925 \times 420}{0,85 \times 40 \times 1780} = 96,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 3925 \times 420 \times \left(834,5 - \frac{96,97}{2} \right) = 1295,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 0,8 \times 1295,75 = 1036,6 \text{ kNm}$$

3. Momen Nominal Total

-Tumpuan

$$Mn \text{ total} = 25\% \phi Mn_{tendon} + \phi Mn_{lunak}$$

$$Mn \text{ total} = 1555,1 > Mu \text{ OK}$$

-Lapangan

$$Mn \text{ total} = \phi Mn_{tendon}$$

$$Mn \text{ total} = 2256,9 \text{ kNm} > Mu \text{ .. OK}$$

8.1.6.12 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimit dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 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 $\phi Mu > 1,2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0,8$.

a. Tumpuan

$$Fe = 1904,2 \text{ kN}$$

$$Kb = 0,17 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$Wt = 0,19$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= F(e+K_b) = 1904,2 \cdot (0,2+0,17) \\ &= 707,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi Mu > 1,2 M_{cr}$$

$$0,8 \times 1574 > 1,2 \times 707,63$$

$$1259,2 > 849,15.. \text{OK}$$

b. Lapangan

$$F_e = 1904,2 \text{ kN}$$

$$K_t = 0,29 \text{ m}$$

$$e = 0,47$$

$$W_b = 0,112 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= F(e+K_t) = 1904,2 \cdot (0,46+0,29) \\ &= 1439,88 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi Mu > 1,2 M_{cr}$$

$$0,8 \times 2189,3 > 1,2 \times 1439,88$$

$$1751,44 > 1439,88.. \text{OK}$$

8.1.6.13 Perencanaan Kolom Sendi

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan prateka oleh kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat post tension yang dikenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara. Setelah post-tension selesai dikerjakan, setelah creep dan pemendekan elastis berakhir setelah jacking, barulah dasar kolom tersebut digROUTING untuk dijadikan perletakan jepit (Mark Fintel dan S.K.Ghosh, 1989).

Untuk kolom dengan penampang 750 x 750mm direncanakan:

- Diameter sendi (D_c) = 150 mm
- Tulangan kolom (d) = 13 mm
- Tulangan spiral (db) = 16 mm
- Decking = 40 mm
- Jarak Sengkang = 80 mm

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2\rho_s \cdot A_c \cdot f_y$$

Dimana ρ_s = presentase tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'_c = f'_c + 4,1(\sigma_s)$$

Dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4 \cdot A_s(D_c - d_b)}{D_c^2 \cdot \rho_s}$$

$$\rho = \frac{4 \cdot A_s(D_c - d_b)}{D_c^2 \cdot s}$$

Dimana:

A_s = luas penampang spiral

d_b = diameter tulangan spiral

D_c = diameter inti beton luar keluar dari spiral

$$A_s = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0,25 \times \pi \times (150 - 13)^2 = 14733,67 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan

$$\rho = \frac{4 \times 200,96(150 - 13)}{150^2 \times 80} = 0,0598$$

Tegangan yang dihasilkan Senggang

$$T_s = 2 \times 0,0598 \times 14733,67 \times 420 = 740614,11 \text{ N}$$

untuk mendapatkan tegangan, maka T_s dibagi dengan luasan penampang beton

$$\sigma_s = \frac{740614,11}{14733,67} = 50,67 \text{ N/mm}^2$$

Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah

$$f'_c = 50 + 4,1(50,67) = 256,09 \text{ MPa}$$

Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berua sendi mampu menahan beban konstruksi yang terjadi (E.G. Nawy, 2000)

Menurut SNI 2847:2013 pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi (0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) > P_u \text{ max}$$

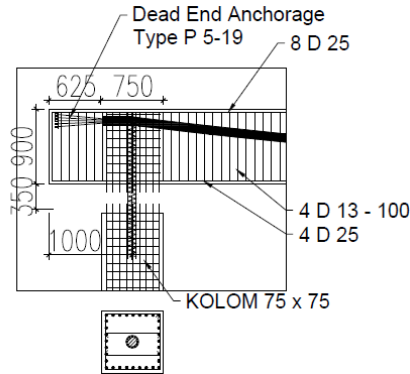
$$P_u \text{ max} = 2162 \text{ kN}$$

$$A_g = 0,25 \times \pi \times 150^2 = 17662,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 12 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 1591,98 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 50 \times (17662,5 - 1591,98) + 420 \times 1591,98$$

$$\phi P_n = 2166,77 \text{ kN} > P_u \text{ max. OK}$$



Gambar 8.10 Detail Perletakan Sendi Kolom

8.1.6.14 Rekapitulasi Data dan Hasil Perhitungan Balok Prategang Lantai Atap

Bentang (L)	= 20 m
Dimensi Balok	= 50/90 cm
Fo	= 2400
Kehilangan	= 20,4 %
Fe	= 1904,2 kN
Tulangan lentur tumpuan atas	= 8 D 25
tumpuan bawah	= 4 D 25

Tulangan sengkang
 tumpuan = 4 D 13 – 100 mm
 lapangan = 4 D 13 – 100 mm
 Tulangan torsi = 2 D 25

Tabel 8.2 Penampang Balok Pratekan

TIPE BALOK	BALOK 50/90 (L 20)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK PRATEKAN		
DIMENSI	500 x 900	500 x 900
TULANGAN ATAS	8 D25	2 D25 2D13
TULANGAN SAMPING	2 D25	2 D25
TULANGAN BAWAH	4 D25	2 D25 2D13
SENGKANG	4D13-100	4D13-100

BAB IX

PERENCANAAN SAMBUNGAN

9.1 Umum

Sambungan berfungsi untuk menyatukan elemen-elemen struktur bangunan untuk menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya.

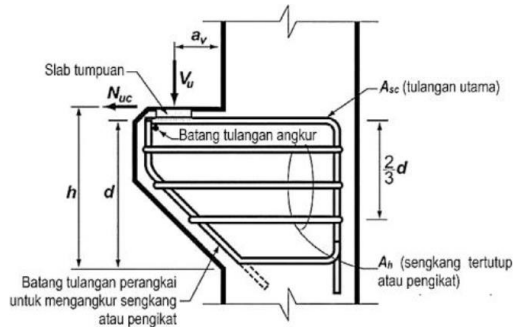
Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat (*goruitng*). Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur.

Sambungan antar elemen beton pracetak harus mempunyai kekuatan, kekakuan dan daktilitas yang cukup sesuai yang disyaratkan.

9.2 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom

9.2.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Perencanaan sambungan balok-kolom menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom mematuhi persyaratan yang tertera pada SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai adalah sebagai berikut:



Gambar 9.1 Geometrik konsol pendek

9.2.2 Kolom – Balok 55/85 (L = 8,4 m)

Data Perencanaan

$$V_u = 413 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 110 \text{ kN}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$\emptyset_s = 29 \text{ (} A_s = 660,19 \text{ mm}^2\text{)}$$

$$\emptyset_s = 13 \text{ (} A_s = 132,73 \text{ mm}^2\text{)}$$

$$\text{Lebar konsol (b)} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi konsol (h)} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tepi konsol} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 350 = 175 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - 0,5 \emptyset_s = 350 - 40 - 0,5 \times 29 = 295,5 \text{ mm}$$

Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi \times 0,85 \times f'_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{413 \times 10^3}{0,85 \times 50 \times 0,75} = 16196 \text{ mm}^2$$

Dipakai pelat landasan $550 \times 150 \text{ mm}^2 = 825000 \text{ mm}^2$
(tebal 15 mm)

Menentukan Luas Tulangan Geser Friksi

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada:

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{413 \times 10^3}{0,75} = 550666,7 \text{ N}$$

$$0,2 \times f'c \times bw \times d = 0,2 \times 50 \times 350 \times 295,5$$

$$= 1034250 \text{ N} > Vn.. \text{OK}$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 550 \times 295,5$$

$$= 1137675 \text{ N} > Vn.. \text{OK}$$

$$Avf = \frac{Vn}{fy \times \mu} = \frac{550666,7}{420 \times 1,4} = 936,5 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan Lentur

Digunakan perletakan sendi-rol dalam perencanaan konsol pendek yang mengijinkan adanya deformasi lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangkapanjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 akan digunakan Nuc minimum.

$$Mu = Vuc \times a + Nuc(h - d)$$

$$Mu = 413 \times 100 + 110(350 - 295,5)$$

$$= 41305995 \text{ Nmm}$$

$$Avf1 = \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d}$$

$$Avf1 = \frac{41305995}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 295,5} = 522,1 \text{ mm}^2$$

$$Avf2 = \frac{Vn}{\mu \times fy}$$

$$Avf2 = \frac{550666,7}{1,4 \times 420} = 936,5 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_{vf} = 522,1 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As:

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{110}{0,75 \times 420} = 394,2 \text{ mm}^2$$

Pemilihan Tulangan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_{vf} + A_n = 522,1 + 394,2 = 871,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n = \frac{2 \times 522,1}{3} + 394,2 = 697,3 \text{ mm}^2$$

$A_s = 871,3 \text{ mm}^2$ menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5(A_s - A_n)$$

$$= 0,5(871,3 - 394,2)$$

$$= 261 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan A_s 2D25 ($A_s = 981,25 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan A_h 2D13 ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 198,33$ (200) mm (vertikal)

Dengan spasi $100/2 = 50$ mm

9.2.3 Rekapitulasi Konsol Pendek

Konsol pendek digunakan pada sambungan balok induk ke kolom, selain itu juga digunakan pada sambungan balok anak ke balok induk dengan perhitungan yang sama seperti konsol pendek yang terletak pada kolom.

Tabel 9.1 Rekapitulasi Perhitungan Konsol Pendek

Sambungan	V_u (kN)	N_u (kN)	Ukuran		ϕ_s	ϕ_h	Horizontal			Senggang		
			b (mm)	h (mm)			Ah perlu	Ah pakai	n	As perlu	As pakai	n
Kolom Bl L8,4	413	110	350	350	25	13	259.3	265.3	2	867.8	981.3	2
Kolom Bl L10	319	124	350	350	25	13	200.3	265.3	2	794.2	981.3	2

9.2.4 Perhitungan Sambungan Balok – Kolom

Sambungan balok dengan kolom memanfaatkan Panjang penyaluran pada tulangan pada tulangan balok. Tulangan balok nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke dalam kolom. Diasumsikan panjang penyaluran menerima tekan dan tarik maka dihitung dalam dua kondisi.

Dalam perencanaan sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu dengan menggunakan *Anchor Bolt (Bolted Connection)*. Dalam perencanaan tulangan atas menggunakan *COPRA Anchoring Coupler* dan tulangan bawah menggunakan *BECO Beam Shoe* dengan penyaluran *COPRA Anchoring Coupler*. Untuk kait standar juga menggunakan produk *Peikko Group* yang sesuai perhitungan berikut.

9.2.4.1 Perhitungan Sambungan Balok 55/85 – Kolom Penyaluran Tulangan pada Balok Pracetak

$$D_b = 25 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tulangan} = 490,625 \text{ mm}^2$$

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5, maka:

$$l_{dc} = (0,24fy/\lambda\sqrt{f'c})d_b$$

$$l_{dc} = (0,043fy)d_b$$

$$l_{dh} \geq 200 \text{ mm}$$

Didapat:

$$l_{dc} = (0,24 \times 450 / 1\sqrt{40})25 = 398,4 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \times 450)25 = 451,5 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dc} = 460$ terbesar mm

Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok menggunakan *MODIX Rebar Coupler* sebagai penyambung tulangan (*splicing*)

Tulangan bawah menggunakan profil **MODIX Rebar Coupler SM25A- L – 460 PM25 SM25B-P-1700**

Penyaluran Tulangan pada Overtopping

$$\text{As pasang} = 5396,875 \text{ mm}^2 \text{ (11D25)}$$

$$\text{As tulangan} = 490,625 \text{ mm}^2$$

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5, maka:

$$l_{dh} = l_{hb} \times \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat:

$$l_{hb} = 100 \times \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,3 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \times \frac{f_y}{400} = 395,3 \times \frac{450}{400} = 442,1 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 442,1$ terbesar mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12d_b = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$

Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan **MODIX Coupler SM25A P12-715(415) – PM25 – SM25B P-1700**.

9.2.4.2 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Balok Induk – Kolom

Tabel 9.2 Rekapitulasi Sambungan Balok Induk-Kolom

Sambungan	Balok	Kolom	Db	kondisi	Id (mm)	Id Min. (mm)	ket.	Tipe Sambungan
single sided	BALOK	75/100	25 tarik	715(415)	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A P12-715(415)-PM25-SM25B P-1700	
	INDUK	75/100	25 tekan	460	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A L-460-PM25-SM25B P-1700	
	L 8,4	75/75	25 tarik	715(415)	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A P12-715(415)-PM25-SM25B P-1700	
		75/75	25 tekan	460	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A L-460-PM25-SM25B P-1700	
	BALOK	75/100	25 tarik	715(415)	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A P12-715(415)-PM25-SM25B P-1700	
	INDUK	75/100	25 tekan	460	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A L-460-PM25-SM25B P-1700	
double sided	L 10	75/75	25 tarik	715(415)	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A P12-715(415)-PM25-SM25B P-1700	
		75/75	25 tekan	460	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A L-460-PM25-SM25B P-1700	
	BALOK	75/100	25 tarik	750	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700	
	INDUK	75/100	25 tekan	750	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700	
	L 8,4	75/75	25 tarik	700	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700	
		75/75	25 tekan	700	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700	
BALOK	75/100	25 tarik	750	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-1000-PM25-SM 25 B P-1700		
INDUK	75/100	25 tekan	750	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-1000-PM25-SM 25 B P-1700		
L 10	75/75	25 tarik	700	150	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700		
	75/75	25 tekan	700	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-750-PM25-SM 25 B P-1700		

9.3 Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk **Penyaluran Tulangan Pada Balok Anak Pracetak**

$$D_b = 22 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tulangan} = 490,625 \text{ mm}^2$$

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5, maka:

$$l_{dc} = (0,24f_y/\lambda\sqrt{f_c'})d_b$$

$$l_{dc} = (0,043f_y)d_b$$

$$l_{dh} \geq 200 \text{ mm}$$

Didapat:

$$l_{dc} = (0,24 \times 450/1\sqrt{40})22 = 350,6 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \times 450)22 = 397,3 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dc} = 400$ terbesar mm

Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *MODIX Rebar Coupler* sebagai penyambung tulangan (*splicing*)

Tulangan bawah menggunakan profil **MODIX Rebar Coupler SM25A- L – 400 PM25 SM25B-P-1700**

Penyaluran Tulangan pada Overtopping

$$A_s \text{ pasang} = 398,0 \text{ mm}^2 \text{ (3D13)}$$

$$A_s \text{ tulangan} = 132,7 \text{ mm}^2$$

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5, maka:

$$l_{dh} = l_{hb} \times \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat:

$$l_{hb} = 100 \times \frac{d_b}{\sqrt{f_c'}} = 100 \times \frac{13}{\sqrt{40}} = 205,5 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \times \frac{f_y}{400} = 205,5 \times \frac{450}{400} = 215,8 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 13 = 104 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dh} =$ terbesar mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12d_b = 12 \cdot 13 = 156$ mm

Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan **MODIX Coupler SM14A P12-520(220) PM14 SM25B P-1700**.

9.3.1 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Balok Anak – Balok Induk

Tabel 9.3 Rekapitulasi Sambungan Balok Anak-Balok Induk

Sambungan	Balok Anak	Balok Induk	Db	kondisi	ld	ld Min. (mm)	Ket.	Tipe Sambungan
single sided	BALOK ANAK L 10	BALOK INDUK L 8,4	13	tarik	380	150	OK	MODIX Coupler SM 14 A P12-520(220)-PM14-SM14 B P-1700
		BALOK INDUK L 8,4	22	tekan	400	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A L-400-PM25-SM 25 B P-1700
double sided	BALOK ANAK L 10	BALOK INDUK L 8,4	13	tarik	550	150	OK	MODIX Coupler SM 14 A D-550-PM14-SM 14 B P-1700
		BALOK INDUK L 8,4	22	tekan	550	200	OK	MODIX Coupler SM 25 A D-550-PM25-SM 25 B P-1700

9.4 Perencanaan Sambungan Pelat Lantai – Balok

Karena pada tugas akhir ini penulis tidak membahas penulangan pelat, sehingga diasumsikan pelat menggunakan tulangan $\phi 13$ dengan $A_s \text{ perlu} = A_s \text{ pasang}$.

- Penyaluran Arah X

Kondisi tarik

$$ld \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{ld}{db} = \frac{12fy.\alpha.\beta.\lambda}{25\sqrt{fc'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.4}$$

Dengan:

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis

λ : faktor beton normal

$$\frac{ld}{13} = \frac{12.450.1.1.1}{25\sqrt{40}} = 414,39 \text{ mm} > 300 \text{ mm.} \text{ OK}$$

Dipakai $ld = 420 \text{ mm}$

Kondisi tekan

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

$$ld \geq 0,043 db fy = 0,043 \times 13 \times 450 = 234,78 \text{ mm}$$

$$ldb = \frac{db \times fy}{4 \times \sqrt{fc'}} = \frac{13 \times 450}{4 \times \sqrt{40}} = 215,825 \text{ mm}$$

$$ld = 234,78 \text{ mm} \times \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ pasang}} = 234,78 \times 1 =$$

234,78 mm

Dipakai $ld = 250 \text{ mm}$

- Penyaluran Arah Y

Kondisi tarik

$$ld \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{ld}{db} = \frac{12fy.\alpha.\beta.\lambda}{25\sqrt{fc'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \text{ ...SNI 2847:2013 pasal 12.2.4}$$

Dengan:

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis

λ : faktor beton normal

$$\frac{ld}{13} = \frac{12.450.1.1.1}{25\sqrt{40}} = 414,39 \text{ mm} > 300 \text{ mm.} \text{ OK}$$

Dipakai $ld = 420 \text{ mm}$

Kondisi tekan

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

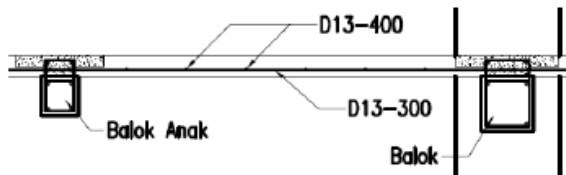
$$ld \geq 0,043 db fy = 0,043 \times 13 \times 450 = 234,78 \text{ mm}$$

$$ldb = \frac{db \times fy}{4 \times \sqrt{fc'}} = \frac{13 \times 450}{4 \times \sqrt{40}} = 215,825 \text{ mm}$$

$$ld = 234,78 \text{ mm} \times \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ pasang}} = 234,78 \times 1 =$$

234,78 mm

Dipakai $ld = 250 \text{ mm}$



Gambar 9.2 Sambungan Pelat – Balok

9.5 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom

Perencanaan sambungan antar kolom memiliki konsep yang hampir sama dengan sambungan balok ke kolom yaitu menggunakan *splicing system* tetapi tidak menggunakan baut (*bolt*). Produk yang akan digunakan pada tugas akhir ini sambungan adalah *splice sleeve* dari *NMB Splice-Sleeve Systems*.

Tabel 9.4 Spesifikasi NMB Splice Sleeve Systems

Sleeve No.	Bar Diameter	ASTM Bar Size		Sleeve Length (L) inch (mm)	Narrow End Diameter			Wide End Diameter				RECOMMENDED REBAR EMBEDMENT LENGTH				
		U.S.	Metric		I.D. (C) inch (mm)	O.D. (C') inch (mm)	Max. Dia. (B) inch (mm)	I.D. (A) inch (mm)	Total Tolerance inch (mm)	O.D. (A') inch (mm)	Factory Dowel (E1) inch (mm)		Field Dowel (E2) inch (mm)			SS Mortar lbs. per Sleeve (kg)
											Min.	Max.	Min.	Avg.	Max.	
5U-X	0.625	#5	16 MM	9.65 (245)	0.87 (22)	1.50 (38)	1.81 (46)	1.26 (32)	0.63 (16)	1.89 (48)	4.13 (105)	4.33 (110)	4.13 (105)	4.53 (115)	4.92 (125)	1.26 (0.57)
6U-X	0.750	#6	20 MM	11.22 (285)	1.02 (26)	1.65 (42)	1.97 (50)	1.42 (36)	0.67 (17)	2.05 (52)	4.92 (125)	5.12 (130)	4.92 (125)	5.32 (135)	5.71 (145)	1.76 (0.80)
7U-X	0.875	#7	22 MM	12.80 (325)	1.14 (29)	1.77 (45)	2.28 (58)	1.73 (44)	0.86 (22)	2.36 (60)	5.71 (145)	5.91 (150)	5.71 (145)	6.11 (155)	6.50 (165)	2.65 (1.20)
8U-X	1.000	#8	25 MM	14.57 (370)	1.30 (33)	1.93 (49)	2.48 (63)	1.89 (48)	0.89 (23)	2.52 (64)	6.50 (165)	6.69 (170)	6.50 (165)	6.99 (178)	7.48 (190)	3.46 (1.57)
9U-X	1.128	#9	28 MM	16.34 (415)	1.42 (36)	2.06 (52)	2.60 (66)	2.01 (51)	0.89 (23)	2.67 (68)	7.40 (188)	7.56 (192)	7.40 (188)	7.88 (200)	8.35 (212)	3.95 (1.79)
10U-X	1.270	#10	32 MM	17.91 (455)	1.57 (40)	2.28 (58)	2.80 (71)	2.16 (55)	0.89 (23)	2.87 (73)	8.19 (208)	8.35 (212)	8.19 (208)	8.66 (220)	9.13 (232)	4.94 (2.24)
11U-X	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	2.40 (61)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.98 (228)	9.13 (232)	8.98 (228)	9.45 (240)	9.92 (252)	6.02 (2.73)
SNX11	1.410	#11	35 MM	19.99 (495)	1.69 (43)	3.03 (77)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.96 (225)	9.25 (235)	8.27 (210)	8.86 (240)	9.45 (260)	5.71 (2.59)
A11W	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	3.11 (84)	3.30 (84)	2.60 (66)	1.19 (30)	3.30 (84)	8.96 (225)	9.69 (246)	8.27 (210)	8.96 (228)	9.50 (241)	6.99 (3.17)
14U-X	1.693	#14	40 MM	24.41 (620)	2.01 (51)	2.80 (71)	3.46 (88)	2.60 (66)	0.91 (23)	3.46 (88)	11.42 (290)	11.42 (290)	11.42 (290)	11.91 (303)	12.40 (315)	9.19 (4.17)
18U	2.257	#18	57 MM	36.22 (920)	2.68 (68)	3.66 (93)	4.72 (120)	3.27 (83)	1.01 (26)	4.25 (108)	17.00 (432)	18.11 (460)	17.56 (446)	18.11 (460)	18.11 (460)	25.31 (11.48)

- Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka:

$$ld = \left(\frac{f_y (\Psi_t \Psi_e)}{1,7\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b$$

$$ld = \left(\frac{450}{1,7 \times 1} \frac{(1,3 \times 1)}{\sqrt{40}} \right) \times 29 = 1472,69 \text{ mm}$$

$ld > 300 \text{ mm} \dots \mathbf{OK}$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $ld = 1500 \text{ mm}$

- Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan kolom-kolom digunakan NMB Splice Sleeve 10 U-X

Kontrol Kekuatan Splice Sleeve

- f_y NMB Splice Sleeve = 586 MPa
- Diameter splice sleeve = 32 mm
- f_y baja tulangan = 420 mm
- $D_b = 29 \text{ mm}$

$$f_{y_{splicing}} \times A_{s_{splicing}} > 1,5 f_y \times A_s$$

$$586 \times \frac{1}{2} \times \pi \times 32^2 > 1,5 \times 420 \times \frac{1}{2} \times \pi \times 29$$

$$471050,24 \text{ N} > 415916,55 \text{ N} \dots \mathbf{OK}$$

NMB Splice Sleeve 10-UX bisa dipakai.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB X

PERENCANAAN PONDASI

10.1 Umum

Pondasi adalah suatu struktur bangunan bawah yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Pondasi yang digunakan pada gedung Voza Office Tower direncanakan memakai pondasi tiang pancang berdasarkan brosur yang ada, dengan kedalaman tiang direncanakan 21 meter. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter = 800 mm
- Tebal selimut = 120 mm
- Type = A1
- Allowable axial = 415 ton
- Bending Momen Crack = 40,7 ton.m
- Bending Momen Ultimate = 63,6 ton.m

Pada perhitungan pondasi menggunakan hanya 1 tipe poer, Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil out put semua reaksi perletakkan (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban ultimate, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban)

- Pu = 1052000 kg
- Mx = 9000 kgm
- My = 800 kgm
- Hx = 600 kg
- Hy = 10300 kg

10.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). 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). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982)

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana:

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = resistance ultimate di dasar tiang

Q_S = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$Q_S = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana:

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan

$$3 \leq N \leq 50$$

A_s = luas selimut tiang

$$N_p = \frac{16+17+19+17}{4} = 17,25$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 = 0,503 \text{ m}^2$$

$K = 23 \text{ t/m}^2$ (untuk tanah dominan lempung-berlanau)

$$Q_P = N_p \cdot K \cdot A_p = 17,25 \times 23 \times 0,503 = 199,33 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{7+13+17+17+16+16+15+16+17+19}{10} = 15,3$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 21 \times \pi \times 0,8^2 = 42,2 \text{ m}^2$$

$$Q_S = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left(\frac{15,3}{3} + 1 \right) \times 42,2 = 337,43 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_P + Q_S = 199,33 + 337,43 = 536,76 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_L / SF = \frac{536,76}{3} = 178,67 \text{ ton}$$

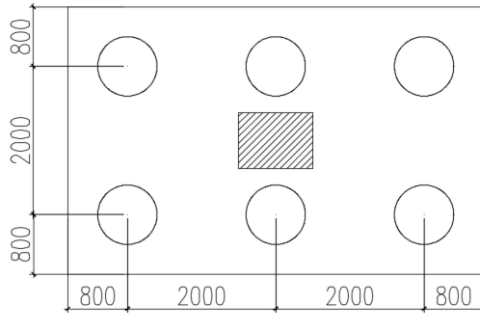
Rencana jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P_n}{P_u} = \frac{1052}{178,67} = 5,88 \approx 6 \text{ buah}$$

10.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 800mm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan dibawah ini:

Untuk jarak antar tiang pancang
 $S \geq 2,5D = 2,5 \times 800 = 2000 \text{ mm}$
 Untuk jarak tepi tiang pancang
 $1D \leq S_1 \leq 2D$
 $800 \leq S_1 \leq 1600 \text{ mm}$
 Dipakai:
 $S = 2000 \text{ mm}$
 $S_1 = 800 \text{ mm}$



Gambar 10.1 Denah Pile Cap

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam group

Efisiensi:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{3000}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) = 0,72$$

$$Q_L (\text{group}) = 456,76 \times 6 \times 0,72 = 1965,64 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

- a. Reaksi kolom = 1052000 kg
 b. Berat Pile Cap = $3,6 \times 5,6 \times 2400 = 72576$ kg
 Total = 1124576 kg

Q_L (group) = 1965,65 ton > P = 1124,576 ton ... **OK**

10.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

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:

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y.X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x.Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol dilakukan dengan nilai P ijin (D80) = 178,66

$$P_{max} = \frac{1052000}{6} + \frac{800.2}{(4 \times 2^2)} + \frac{9000.1}{(6 \times 1^2)}$$

$$P_{max} = 176,93 < 178,66 \text{ (OK)}$$

10.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Direncanakan tiang pancang beton dengan:

- Diameter : 800 ton
- Tebal Selimut : 120 mm
- Tipe : A1
- Allowable axial : 415 ton
- Bending Moment Crack : 40,7 ton.m
- Bending Moment Ultimate : 63,6 ton.m

Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada brosur, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 415 ton.

$$P_{max} = 117,03 \text{ ton} < 415 \text{ ton} \dots \text{ (OK)}$$

Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku "Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)":

$$M_{max} = H(e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9Cu.d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

d = diameter pondasi dalam

$$Cu = 0,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{H}{9Cu.d} = \frac{10300}{9 \times 0,95 \times 80} = 15,05 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 10300(0 + 1,5 \times 80 + 0,5 \times 15,05) \\ = 1313551,17 \text{ kg. cm}$$

$$M_{\max} = 13,13 \text{ ton.m} > M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ ton.m (OK)}$$

Kontrol terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan control terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang:

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

n = 6 buah

Hmax = 36,9 ton

Hmax 1 tiang = 6,15 ton

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$f = 0,352 \text{ kg/cm}^3$$

$$E = 297254,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times 3,14 \times 56^4 = 482944 \text{ cm}^4$$

$$Fd = 0,9 \text{ (koefisien defleksi)}$$

$$T = \left(\frac{297254,1 \times 482944}{0,352} \right)^{\frac{1}{5}} = 209,94 \text{ cm}$$

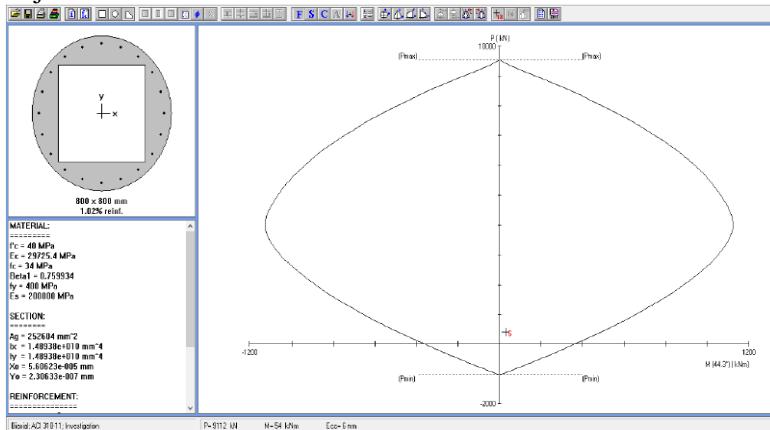
$$\delta = 0,9 \left(\frac{6,15 \times 209,94^3}{297254,1 \times 482944} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,357 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm}$$

Kontrol Momen:

$$\begin{aligned}
 M &= F_m(PT) \leq M_{\text{bending crack}} \\
 F_m &= 0,9 \\
 M &= 0,9(6,15 \times 209,94) \\
 M &= 11,61 \text{ ton.m} < 40,7 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan hasil control dimensi tiang pancang dengan menggunakan SpCol terhadap beban aksial dan momen yang terjadi:



Gambar 10.2 Diagram Interaksi Tiang Pancang

10.6 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu, pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pondasi dan lentur.

Data perencanaan pile cap:

$$P_u = 1052 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (\text{tiang}) = 117,03 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 6$$

$$\text{Dimensi kolom} = 750 \times 1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 3,6 \times 5,6 \times 0,75 \text{ m}^2$$

$$D_b = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut} = 75 \text{ mm}$$

$$D \text{ efektif } x = 750 - 75 - \frac{1}{2} (25) = 662,5$$

$$D \text{ efektif } y = 750 - 75 - \frac{1}{2} (25) = 637,5$$

Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

Dimana:

$$\beta_c = \text{rasio dari sisipanjang terhadap sisi pendek beton} \\ = 1,56$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

$\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

Kontrol geser pons pada tiang pancang

$$b_o = 2(1000 + 662,5) + 2(750 + 637,5)$$

$$b_o = 6150 \text{ mm}$$

Batas geser pons 1

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,56}\right) 1\sqrt{40} \times 6150 \times 637,5$$

$$V_c = 10012,95 \text{ kN}$$

Batas geser pons 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 637,5}{6150} + 2\right) \lambda \sqrt{40} \times 6150 \times 637,5$$

$$V_c = 13493,5 \text{ kN}$$

Batas geser pons 3

$$Vc = 0,33\lambda\sqrt{f'c}bo.d$$

$$Vc = 0,33\lambda\sqrt{40} \times 6150 \times 637,5$$

$$Vc = 8503,64 \text{ kN}$$

Jadi Vc yang dipakai adalah 8503,64 kN

$$\phi Vc = 0,75 \times \frac{8503,64}{10} = 637,77 \text{ ton}$$

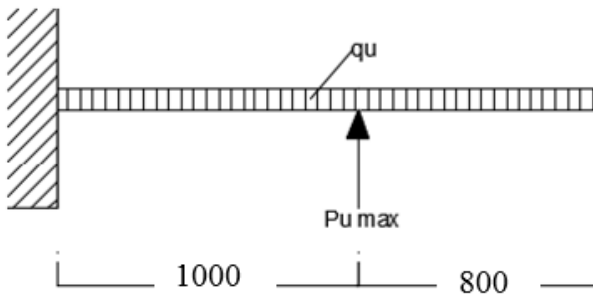
Kontrol geser pons

$$P < \phi Vc$$

$$Pu = \frac{1052}{6} = 177,03 < 637,77 \text{ ton}$$

Penulangan Pile Cap

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



Gambar 10.3 Analisa Pile Cap Sebagai Kantilever

a = jarak pile cap ke tepi kolom = 1000 mm

b = jarak tepi tiang pancang = 800 mm

Penulangan Pile Cap

Penulangan lentur:

$$P_{\max} = 117,03 \text{ ton}$$

$$q = 2 \times 2,4 \times 0,75 = 3,6 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja

$$M = (117,03 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 3,6 \times 1,8^2\right)$$

$$M = 171 \text{ ton.m} = 1712013333 \text{ Nmm}$$

Menentukan ρ balance

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times f'c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho b = 0,0363$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho \text{ max} = 0,025$$

$$\rho \text{ max pakai} = 0,025$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0033$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0038$$

$$\rho \text{ min pakai} = 0,0038$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,36$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{1712013333}{0,8 \times 2000 \times 637,5} = 2,63$$

$$\rho = \frac{1}{12,36} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,63 \times 12,36}{420}} \right)$$

$$= 0,0065 > \rho \text{ min OK}$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0065 \times 2000 \times 637,5$$

$$= 8328,62 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{\text{pakai}}}{As_{\text{tul}}} = \frac{8328,62}{490,63} = 17 \text{ buah}$$

$$s = \frac{L}{n} = \frac{1800}{17} = 105,88 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan D25 - 100 mm

10.7 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 berat sloof

sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D10}$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$q_u = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Panjang sloof} = 4,8 \text{ m}$$

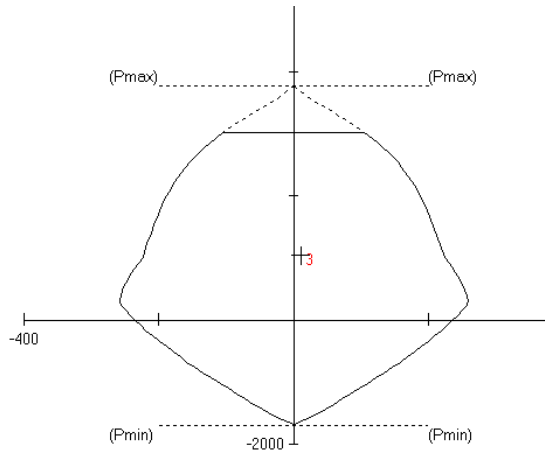
$$M_{u \text{ tump}} = \frac{1}{8} q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 403,2 \times 4,8^2 \text{ kgm}$$

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan

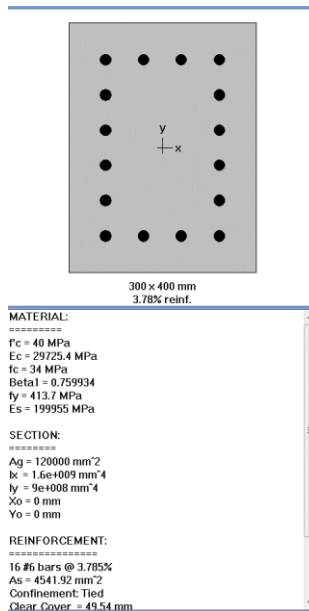
beban:

$$P = 10\% P_u = 10\% \cdot 10520 \text{ kN} = 1052 \text{ kN}$$

$$M = 11,61 \text{ kNm}$$



Gambar 10.4 Diagram Interaksi P-M



Gambar 10.5 Spesifikasi Penulangan Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$Vu = \frac{1}{2}qu \times L = \frac{1}{2} \times 403,2 \times 4,8 = 967,68 \text{ kg}$$

$$= 9676,9 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5$$

$$Vc = \frac{bw \times d \times \sqrt{f'c'}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{60} = 107675,55 \text{ N}$$

$\phi Vc > Vu$ (tulangan geser tidak diperlukan)

Jadi dipasang tulangan geser min

Smaks = $d/2$ atau 300 mm

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$Av \text{ min} = \frac{bw \times s}{3fy} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 420} = 40,53 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150mm

10.8 Penulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan penulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 yaitu sebesar 2% dari inner diameter tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 800 mm dengan ketebalan 1s20 mm. Inner diameter = $800 - 120 = 680 \text{ mm}$

$$As \text{ perlu} = \rho \times \frac{1}{4} \times \pi d^2 = 0,02 \times \frac{1}{4} \pi 680^2 = 7263,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = \frac{7263,4}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 16$$

$$S = \pi \times \frac{680}{16} = 130 \text{ mm}$$

Digunakan s = 130 mm

BAB XI

METODE PELAKSANAAN

11.1 Umum

Pekerjaan konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi modern saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur merupakan salah satu permintaan yang besar. Metode pelaksanaan merupakan komponen penting yang tidak bias dipisahkan dalam desain struktur pracetak. Sebelum direncanakan, harus terlebih dahulu diketahui apakah struktur yang nantinya dibangun bias direalisasikan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material-material pendukung yang digunakan untuk pelaksanaan metode beton pracetak.

11.2 Fabrikasi Beton Pracetak

Proses percetakan elemen pracetak dilakukan secara pabrikasi di dalam industry beton pracetak Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses prabrikasi adalah:

- a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum
- b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
- c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik

11.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Elemen struktur pracetak

1. Balok Induk 55/85 (10 m)
 $W = 0,55 \times (0,85 - 0,16) \times 10 \times 2400 = 9108 \text{ kg}$
2. Balok Induk 55/85 (8,4m)
 $W = 0,55 \times (0,85 - 0,16) \times 8,4 \times 2400 = 7651 \text{ kg}$
3. Balok Anak 40/60 (10 m)
 $W = 0,4 \times (0,6 - 0,16) \times 10 \times 2400 = 4224 \text{ kg}$
4. Pelat $5 \times 2,8$ (t = 8 cm)

$$W = 5 \times 2,8 \times 0,08 \times 2400 = 2688 \text{ kg}$$

5. Kolom terbesar 75/100 cm ($h = 3,9 \text{ m}$)

$$W = 0,75 \times 1 \times 3,9 \times 2400 = 7020 \text{ kg}$$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu balok induk 55/85 panjang 10 m yaitu sebesar 9,1 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 penentuan titik angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memaai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan, Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane Jiang Lu JL 7050 Tower Crane
- Jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 9,8 ton
- Tower crane yang digunakan 2 buah

11.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi:

- a. Pemandahan beton pracetak di areal prabrik
- b. Pemandahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
- c. Pemandahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Tahap pemandahan 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 x 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 temple dimana kapasitasnya dapat mencapai 80

ton. Di areal lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak mempergunakan tower crane.

11.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

11.5.1 Pemasangan Elemen Kolom Pracetak

Setelah dilakukan pemancangan dan pembuatan pile cap maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pengecoran pile cap. Penulangan kolom yang diletakkan pada pile cap disesuaikan dengan perhitungan pada sambungan fastening plate menggunakan *NMB Splice Sleeve Systems*.



Gambar 11.1 Pemasangan Profil Sambungan Kolom

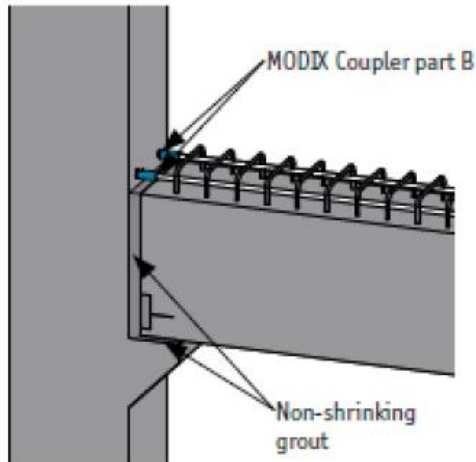
11.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk dan Balok Anak

Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu 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 balok

11.5.2.1 Penyambungan Balok Induk

Penyambungan balok induk dengan kolom menggunakan konsol pendek dan penyambungan baut yang dilakukan cor setempat pada

bagian sambungan. Tahap-tahap pengerjaannya adalah sebagai berikut.



Gambar 11.2 Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan MODIX Coupler

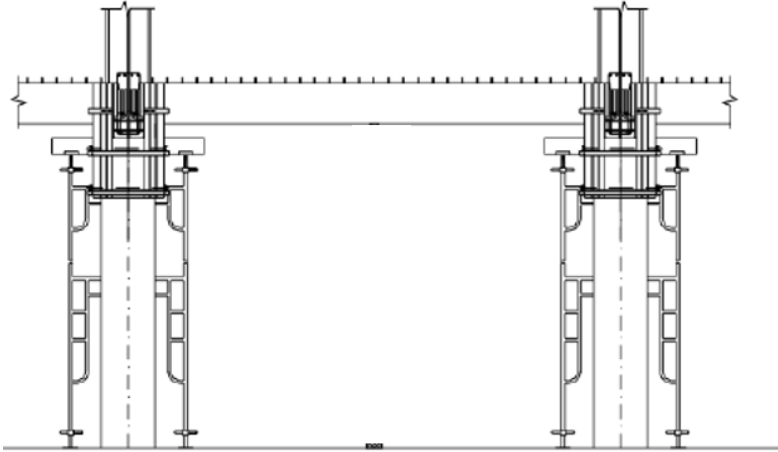


Gambar 11.3 Detail Penyambungan Modix Coupler

11.5.2.2 Pemasangan Elemen Balok Anak Pracetak

Pelaksanaan penyambungan balok anak – balok induk sama halnya dengan penyambungan balok induk ke kolom hanya dalam pelaksanaannya karena tidak menggunakan konsol maka untuk mencegah kerusakan pada balok anak dan balok induk

dipasang tiga buah perancah pada elemen balok anak yaitu dua ada tepi dan satu di tengah bentang.

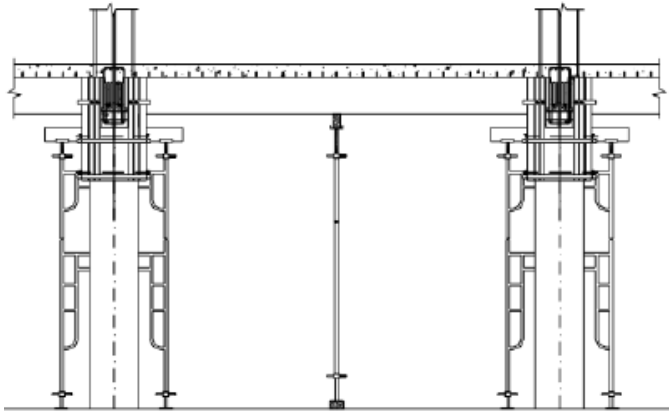


Gambar 11.4 Pemasangan Balok Anak Pracetak

11.5.3 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 untuk penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak dan balok induk agar menjadi satu kesatuan. Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing-masing komponen pelat, balok anak dan balok induk.



Gambar 11.5 Pengecoran Topping

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas samapai semua elemen pracetak terpasang.

BAB XII

PENUTUP

12.1 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan struktur yang dilaksanakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini maka disimpulkan beberapa data sebagai berikut:

1. Berdasarkan SNI 2847:2013 didapatkan perhitungan tebal dimensi struktur sekunder dan struktur primer dari beberapa elemen struktur berikut:
2. Analisa gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS. Perhitungan respon spektrum dengan bantuan *puskim.pu.go.id* wilayah gempa Surabaya dan perhitungannya berdasarkan SNI 1726:2012. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIGU 1983. Gaya yang dimasukkan dalam permodelan adalah beban mati dan beban hidup berdasarkan peraturan diatas.
3. Perencanaan struktur beton menggunakan peraturan SNI 2847:2013 dengan sistem gedung Sistem Rangka Penahan Momen Khusus.
4. Perencanaan dengan menggunakan sistem beton pratekan berdasarkan kebutuhan ruangan bebas halangan
5. Penyambungan elemen pracetak menggunakan produk sambungan dari *peikko group* yaitu dengan menggunakan konsep *bolted-connction* dengan menggunakan *anchor-bolt* dan *coupler*. Sambungan bersifat monolit dan dalam analisisnya panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 dan analisis kekuatan gaya aksial maksimum yang dapat dipikul oleh sambungan dibandingkan dengan gaya aksial setelah tulangan mengalami leleh (1,25fy).
6. Pendetailan sambungan pracetak dirancang bersifat onolit 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 perhitungan tiang pancang (*spun pile*) produk dari WIKA Beton dengan metode tegangan ijin dan pile cap (poer) berdasarkan metode tegangan ultimate.
8. Hasil Analisa struktur yang telah dilakukan pada Gedung Voza Office Tower akan dituangkan pada gambar teknik dengan program bantu AutoCad.

12.2 Saran

Berdasarkan analisa keseluruhan dari proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat disampaikan oleh penulis antara lain adalah:

1. Urutan yang benar dalam perencanaan gedung dengan metode pracetak adalah menentukan design gambar 3D, menentukan kriteria desain dan konsep desain sambungan. Dikarenakan hal ini merupakan hal terpenting dalam perencanaan metode beton pracetak adalah konsep yang dimiliki, karena untuk perhitungan hamper sama dengan metode konvensional.
2. Dalam pelaksanaan di lapangan terutama pada bagian pengangkatan elemen pracetak dan sambungan antar elemen pracetak dan sambungan antar elemen pracetak harus diberi pengawasan yang baik dan benar. Dalam pengangkatan harus diperhatikan tinggi kegagalan struktur akibat momen tak terduga saat pengangkatan. Pada saat penyambungan, sambungan beton pracetak tidak semonolit sambungan cor insitu dan rawan terjadi keretakan akibat gaya-gaya yang tidak diinginkan karena kurang sempurnanya pekerjaan sambungan.
3. Perencanaan menggunakan beton pratekan sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya pratekan yang terjadi, idsesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.

DAFTAR PUSTAKA

- Abduh, M. (2007). Inovasi Teknologi dan Sistem Beton Pracetak di Indonesia: Sebuah Analisa Nilai Rantai.
- ACI. (n.d.). *ACI 318-14M Building Code Requirements For Structural Concrete*. U.S.A: American Concrete Institute.
- Affandi, M. A. (2004). Perbedaan Sistem Konvensional dan Sstem Pacetak.
- Ananda, F. (2014). Perencanaan Penulangan Dinding Geser (Shear Wall) Berdasarkan Tata Cara SNI 03-2847-2002.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *SNI 03-1727-2012 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bngunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nsional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Ferdinandus E.H., J. (2013). Pekerjaan Sambungan Beton Pracetak Antara Struktur Pedestal, Kolom dan Balok Atas Untuk Rumah Sederhana .
- Negro, P., & Giandomerico, T. (2012). *Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Action*. Luxemborg: Publication Office of the European Union.
- PCI. (2010). *PCI Design Handbook 7th Edition*. U.S.A: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Rosentern, K. (1968). Precaster's Consideration For Total Project Cost Reduction. *PCI Journal*.
- Sianturi, N. M. (2012). Tinjauan Penggunaan Balok Pracetak pada Pembangunan Gedung. *Jurnal Rancang Sipil Volume 1 Nomor 1*.
- Sudarmoko. (1996). Perencanaan dan Analisis Beton Bertulang.
- Sudarsono, S., & Kazuto, N. (1994). *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Wahyudi, H., & Hanggoro, H. D. (2010). Perencanaan Struktur Gedung Bps Provinsi Jawa Tengah Menggunakan Beton Pracetak.

LAMPIRAN

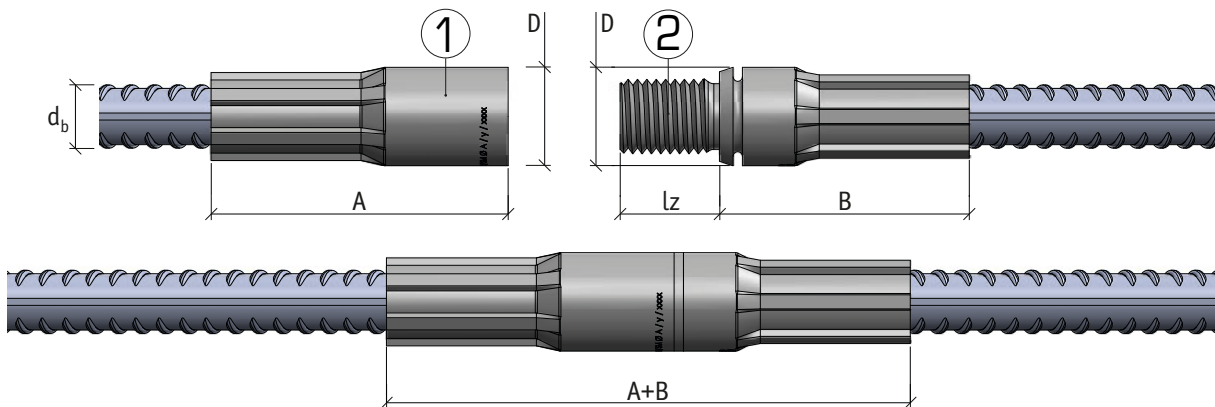
MODIX® SM (Standard Coupler)

- For connecting bars with the same diameter
- At least one bar can be moved axially and rotated

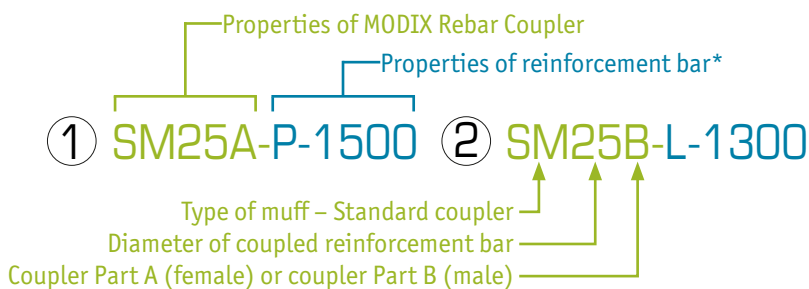


Coupler type	Bar \varnothing d_b [mm]	Coupler \varnothing D [mm]	Length Part A [mm]	Length Part B [mm]	Parts A+B fitted together [mm]	ISO metric thread M	Thread length l_z [mm]	Color of thread protector
SM10	10	17.5	52	46	96	M 12 x 1.75	16.0	Orange
SM12	12	21.0	63	52	113	M 16 x 2	21.2	Yellow
SM14	14	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.



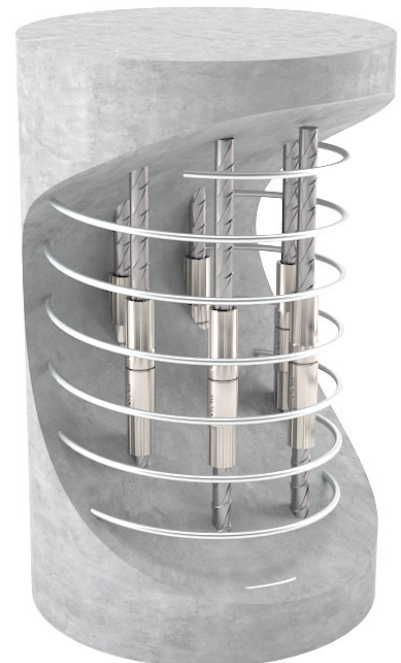
Example of a product code:



*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.

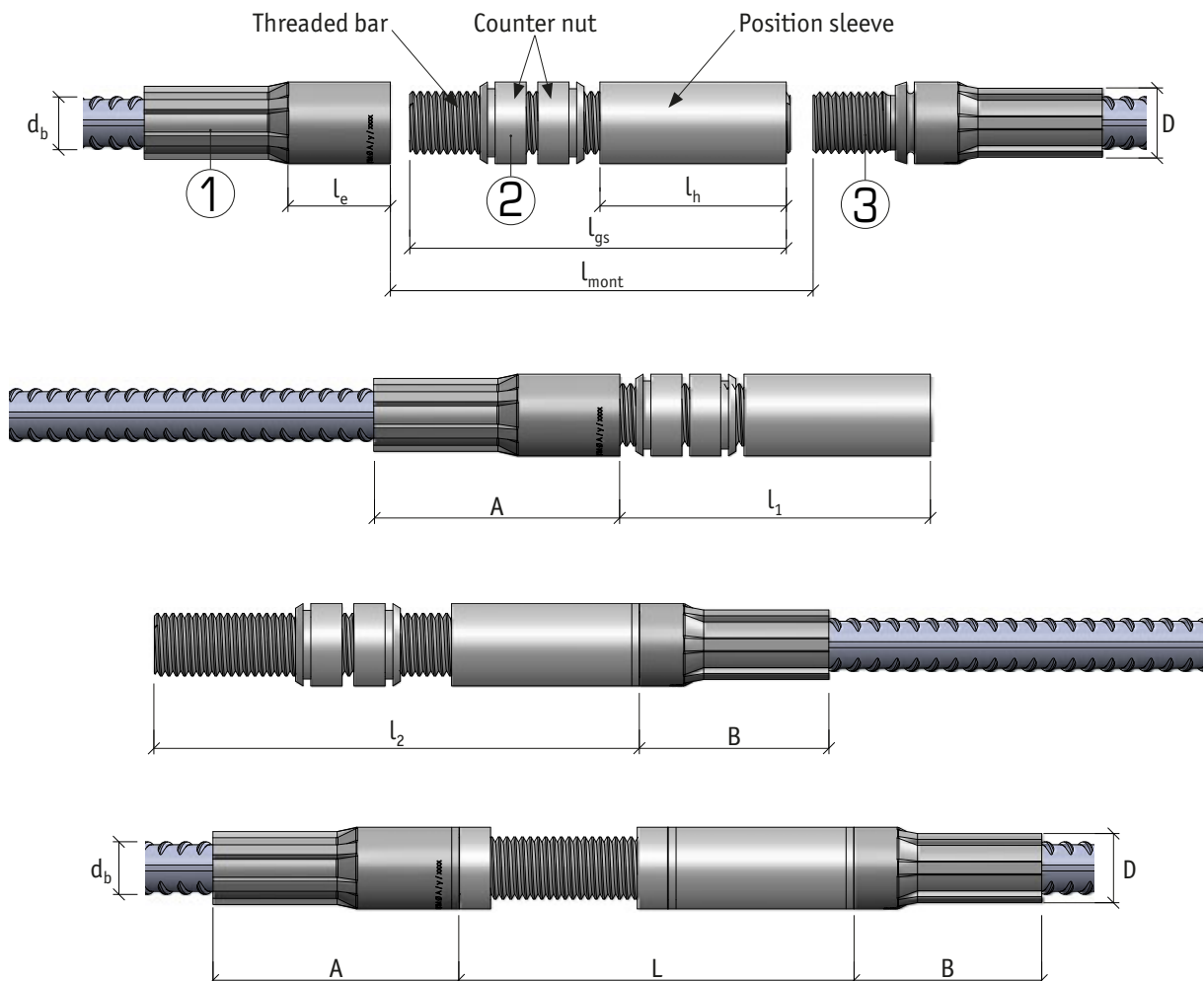


MODIX® PM (Position Coupler)

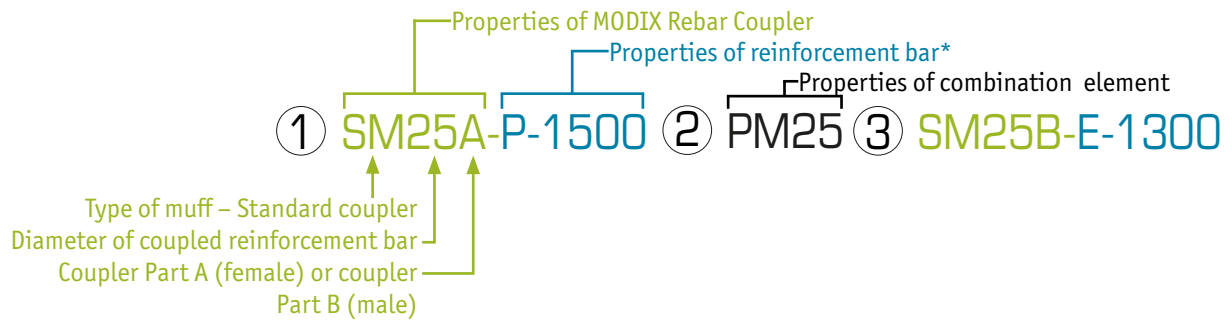
- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate



Coupler type	Bar $\varnothing d_b$ [mm]	Coupler $\varnothing D$ [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).

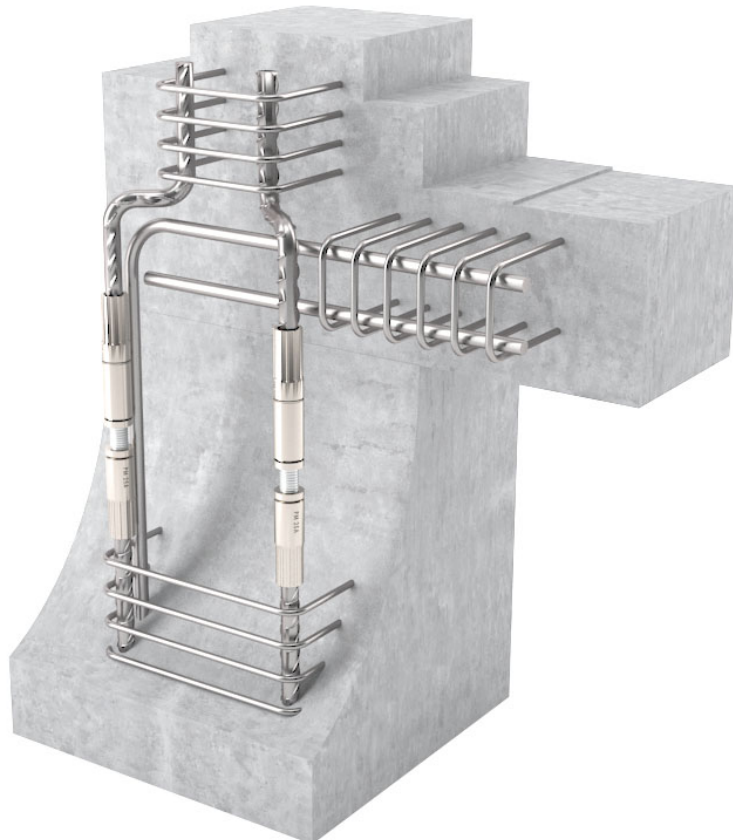
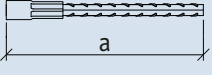
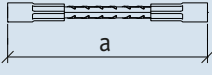
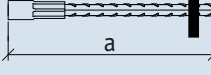
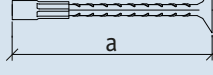
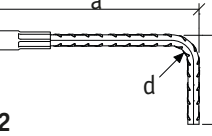
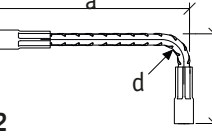
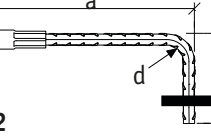
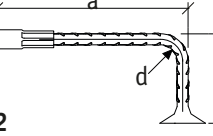
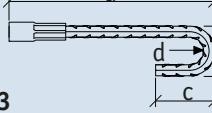
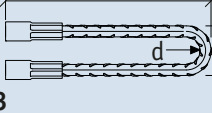
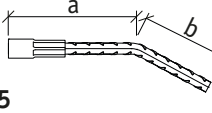
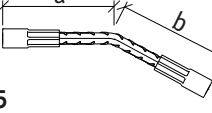
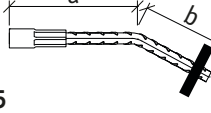
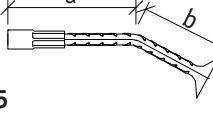
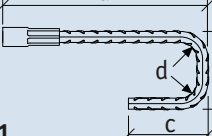
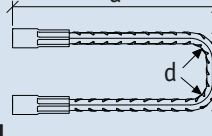
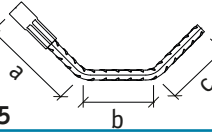
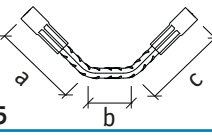
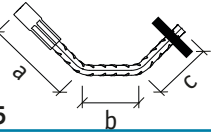
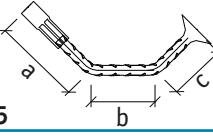
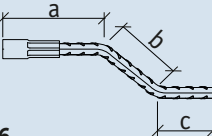
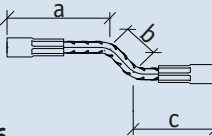
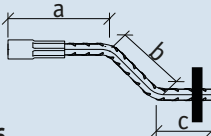
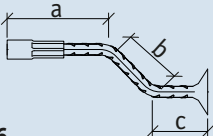


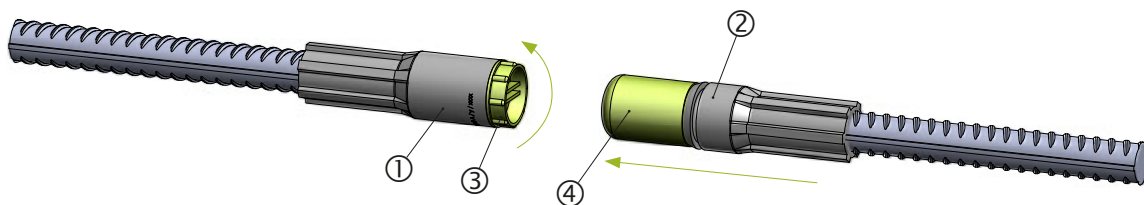
Table 3. MODIX rebar Product shape list.

P – Straight end	D – Double sided	E – End plate	L - Headed stud
			
<p>P D E L</p> <p>Total length calculation: $l_e = a$ Example of product code: SM25A-E-1200</p>			
			
<p>P12 D12 E12 L12</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + b - \frac{1}{4}d - d_b$ Example of product code: SM25A-P12-1200(500)</p>			
			
<p>P13 D13</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + 0.57b + c - 1.57d_b$ or $l_e = 2a + 0.57b - 1.57d_b$ Example of product code: SM25A-D13-SM25A-1200(500-300)</p>			
			
<p>P15 D15 E15 L15</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + b$ Example of product code: SM25A-E15-1000(500-(-30))</p>			
			
<p>P21 D21</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + b + c - \frac{1}{2}d - 2d_b$ Example of product code: SM25A-P21-1500(700-600)</p>			
			
<p>P25 D25 E25 L25</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + b + c$ Example of product code: SM25A-L25-1500(700-(45)-600-(45))</p>			
			
<p>P26 D26 E26 L26</p> <p>Total length calculation: $l_e = a + b + c$ Example of product code: SM25A-L26-1500(700-(-45)-600-(45))</p>			

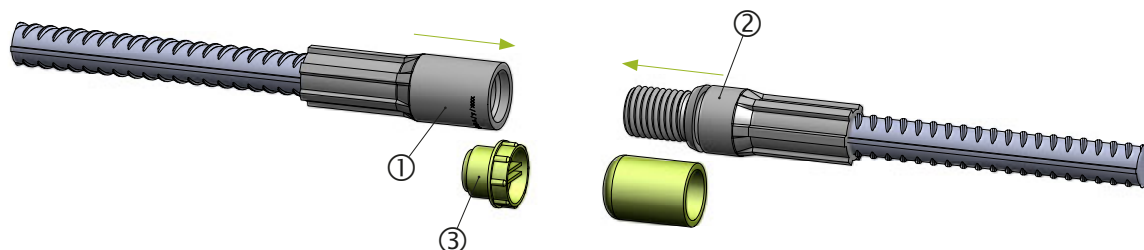
Modix connected inside of the concrete elements

MODIX SM and RM:

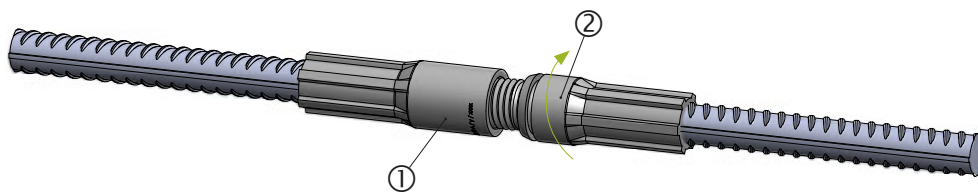
1. Coupler Part A ① and coupler Part B ②, including the attached bar, are delivered with thread protectors ③ and ④.



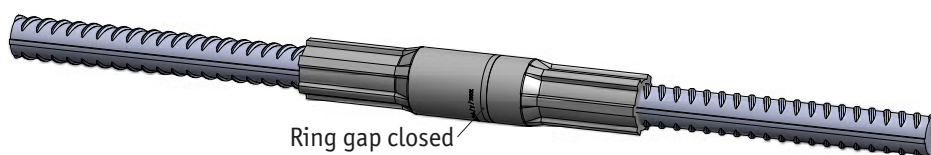
2. Remove plugs from couplers directly before installation. Clean the thread properly. Visually check that the thread is not damaged. Carefully center the counterpart (SMB) to avoid causing damage to the first pitches.



3. Coupler Part B ② is screwed onto coupler Part A ①. Carefully turn Part B ② on the first pitches into Coupler Part A ①. Never use force to connect coupler Part A ① and coupler Part B ②. Correct use enables a screw connection to be made by hand.

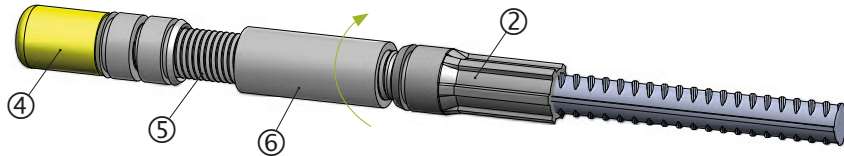


4. It is tightened using a wrench until the ring gap is completely closed.

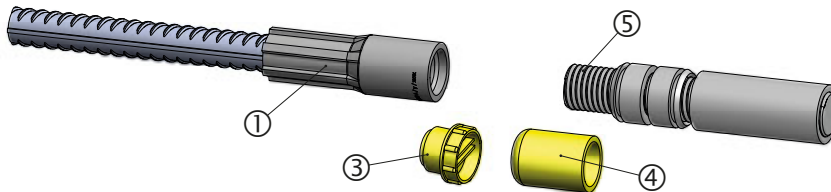


MODIX PM:

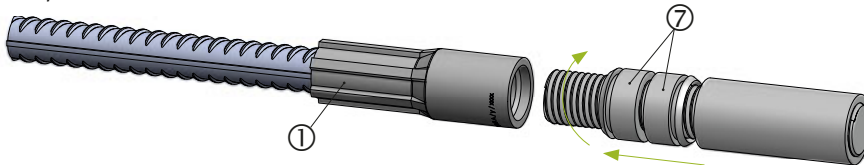
1. If the MODIX PM ⑤ and coupler Part B ②, including the attached bar, are delivered pre-assembled to the site, the positioning sleeve ⑥ must be screwed off the coupler Part B ②.



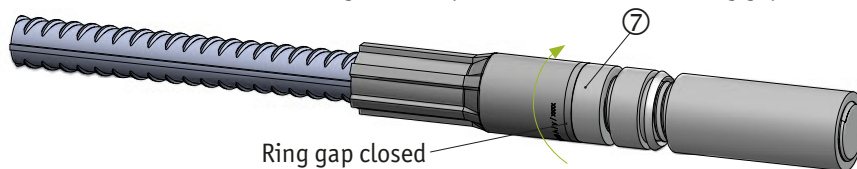
2. Remove the thread protective plug ③ from coupler Part A ① and the thread protective cap ④ from the MODIX PM ⑤.



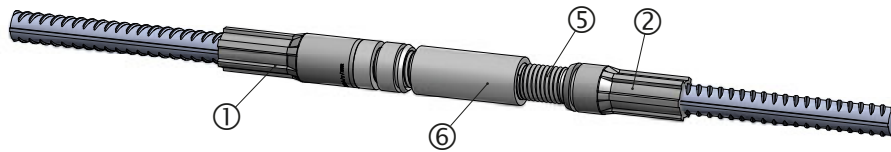
3. Clean all threads properly. Visually check that the thread is not damaged. Hand-tighten the threaded bar so it sits tightly in coupler Part A ①.



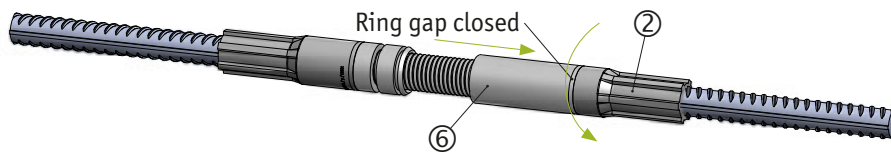
4. Tighten counter nut ⑦ of MODIX PM ⑤ against coupler Part A ① until the ring gap is closed.



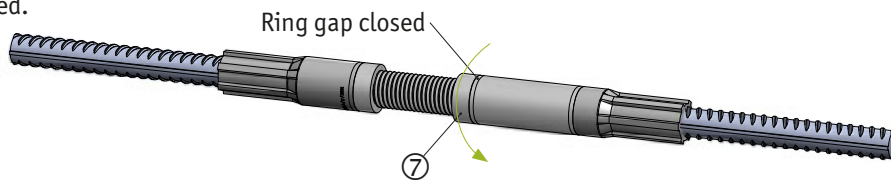
5. Align the thread of coupler Part B ②, including the attached reinforcing bar, with the threaded bar of the MODIX PM ⑤.

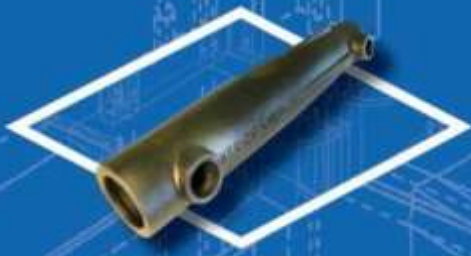


6. Turn the positioning sleeve ⑥ of the MODIX PM ⑤ over the threaded part of coupler Part B ② until the ring gap is closed.



7. The second counter nut ⑦ of the MODIX PM is then tightened against the positioning sleeve until the ring gap is closed.





NMB

SPLICE-SLEEVE

NMB SPLICE-SLEEVE

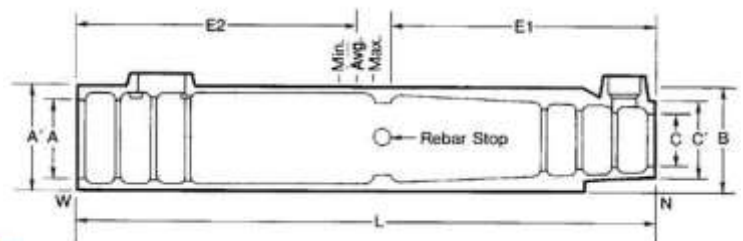
Steel Specification: The material properties of the NMB Splice-Sleeve® iron castings conform to proprietary specification based on ASTM A536-84. The Models 5U-X and 6U-X satisfy the ASTM A536 Grade 65-45-12 [minimum yield and tensile strength of 65,000 and 45,000 psi respectively], Models 7U-X through Model 14U-X, Model A11W, and Model SNX 11 satisfy ASTM A536 [Grade 80-55-06] with a Grade of 85-60-06 [minimum yield and tensile strength of 85,000 and 60,000 psi respectively].

Grout Specification: The grout used in the NMB must be non-metallic, “SS Mortar®”. Minimum grout strength requirements for ASTM A615 Grade 60 rebars:

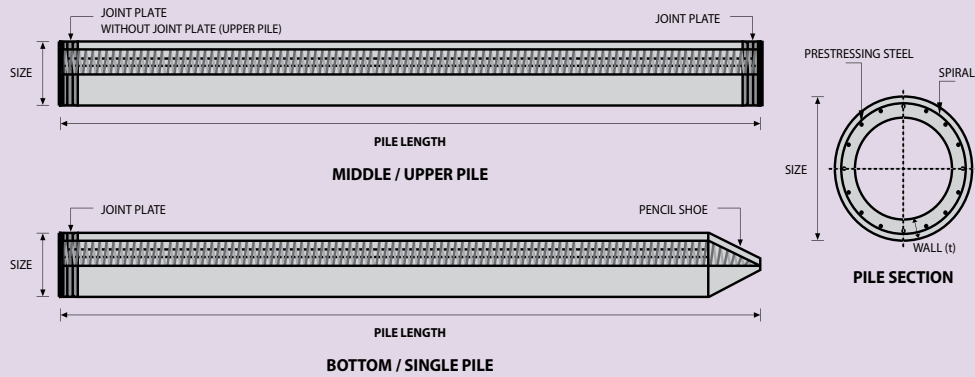
Type 2 (ACI)	(100% Fu = 150% Fy = 90 ksi)	9,500 psi
Type 1 & AASHTO	(125% Fy = 75 ksi)	6,500 psi
Yield Strength	(100% Fy = 60 ksi)	3,000 psi

NOTE: To allow for variations in curing, typically cube breaks of 4, 000-psi are specified by the EOR for removal of bracing and continued erection.

DIMENSIONS OF NMB SPLICE-SLEEVES*											RECOMMENDED REBAR EMBEDMENT LENGTH					
Sleeve No.	Bar Diameter	ASTM Bar Size		Sleeve Length (L) inch (mm)	Narrow End Diameter		Max. Dia. (B) inch (mm)	Wide End Diameter			Factory Dowel (E1) inch (mm)		Field Dowel (E2) inch (mm)			SS Mortar lbs. per Sleeve (kg)
		U.S.	Metric		I.D. (C) inch (mm)	O.D. (C') inch (mm)		I.D. (A) inch (mm)	Total Tolerance inch (mm)	O.D. (A') inch (mm)	Min.	Max.	Min.	Avg.	Max.	
5U-X	0.625	#5	16 MM	9.65 (245)	0.87 (22)	1.50 (38)	1.81 (46)	1.26 (32)	0.63 (16)	1.89 (48)	4.13 (105)	4.33 (110)	4.13 (105)	4.53 (115)	4.92 (125)	1.26 (0.57)
6U-X	0.750	#6	20 MM	11.22 (285)	1.02 (26)	1.65 (42)	1.97 (50)	1.42 (36)	0.67 (17)	2.05 (52)	4.92 (125)	5.12 (130)	4.92 (125)	5.32 (135)	5.71 (145)	1.76 (0.80)
7U-X	0.875	#7	22 MM	12.80 (325)	1.14 (29)	1.77 (45)	2.28 (58)	1.73 (44)	0.86 (22)	2.36 (60)	5.71 (145)	5.91 (150)	5.71 (145)	6.11 (155)	6.50 (165)	2.65 (1.20)
8U-X	1.000	#8	25 MM	14.57 (370)	1.30 (33)	1.93 (49)	2.48 (63)	1.89 (48)	0.89 (23)	2.52 (64)	6.50 (165)	6.69 (170)	6.50 (165)	6.99 (178)	7.48 (190)	3.46 (1.57)
9U-X	1.128	#9	28 MM	16.34 (415)	1.42 (36)	2.06 (52)	2.60 (66)	2.01 (51)	0.89 (23)	2.67 (68)	7.40 (188)	7.56 (192)	7.40 (188)	7.88 (200)	8.35 (212)	3.95 (1.79)
10U-X	1.270	#10	32 MM	17.91 (455)	1.57 (40)	2.28 (58)	2.80 (71)	2.16 (55)	0.89 (23)	2.87 (73)	8.19 (208)	8.35 (212)	8.19 (208)	8.66 (220)	9.13 (232)	4.94 (2.24)
11U-X	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	2.40 (61)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.98 (228)	9.13 (232)	8.98 (228)	9.45 (240)	9.92 (252)	6.02 (2.73)
SNX11	1.410	#11	35 MM	19.09 (485)	1.69 (43)	3.03 (77)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.86 (225)	9.25 (235)	8.27 (210)	8.86 (225)	9.45 (240)	5.71 (2.59)
A11W	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	3.31 (84)	3.30 (84)	2.60 (66)	1.19 (30)	3.30 (84)	8.86 (225)	9.69 (246)	8.27 (210)	8.96 (228)	9.50 (241)	6.99 (3.17)
14U-X	1.693	#14	40 MM	24.41 (620)	2.01 (51)	2.80 (71)	3.46 (88)	2.60 (66)	0.91 (23)	3.46 (88)	11.42 (290)	11.61 (295)	11.42 (290)	11.91 (303)	12.40 (315)	9.19 (4.17)
18U	2.257	#18	57 MM	36.22 (920)	2.68 (68)	3.66 (93)	4.72 (120)	3.27 (83)	1.01 (26)	4.25 (108)	17.00 (432)	18.11 (460)	17.00 (432)	17.56 (446)	18.11 (460)	25.31 (11.48)



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	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



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.1.1. BORING LOG (1)

BOREHOLE #: DB-1

Project : Office 33 Lantai.

Location : Jl. HR Muhammad No.209, Surabaya.

Started : 8 September 2014

Finished : 14 September 2014

Total Depth : 70 m

Coordinates : Unrecorded.

Ground Surface Elevation : ± 0.00 m

Ground Water Level : Undetected.

Drilling Method : Core Drilling

Ø of core : 76 mm

Ø of chasing : 89 mm

Logged by : JP.

Date	Depth (m)	GWL	Symbol	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST																												
									No. of Blows (blows/cm)			NSPT - Value (Blow/ft)																									
									N ₁	N ₂	N ₃	0	10	20	30	40	>50																				
8/9/2014	0			Clay and silt, inorganic, trace of sand, trace of gravel.	Grey	☐	Soft	-	1 / 15	1 / 15	1 / 15	2																									
	1																																				
	9/9/2014	2			Clay and silt, inorganic, trace to little of fine sand at some depths.	Yellowish Brown	☐	Medium	-	1 / 15	3 / 15	4 / 15	7																								
		3																																			
		4																																			
		5																																			
		6																																			
		7																																			
		8																																			
		9																																			
		10																																			
		11																																			
12																																					
10/9/2014		13																			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Greyish Brown	☐	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	11 / 15	17								
	14																																				
	15																																				
	16																																				
	17																																				
	18																																				
	19																																				
	20																																				
	21																																				
	22																																				
	23																																				
	10/9/2014	24			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☐	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17																								
25																																					
26																																					
27																																					
28																																					
29																																					
30																																					
31																																					
32																																					
33																																					
34																																					
35																																					

NOTE

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

☐ = Undisturbed sample
 ☐ = SPT
 ☒ = Core sample



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.1.2. BORING LOG (2)

BOREHOLE #: DB-2

Project : Office 33 Lantai
 Location : Jl. HR Muhammad No.209, Surabaya.
 Started : 31 August 2014
 Finished : 6 September 2014

Total Depth : 70 m
 Coordinates : Unrecorded.
 Ground Surface Elevation : ± 0.00 m
 Ground Water Level : Undetected.

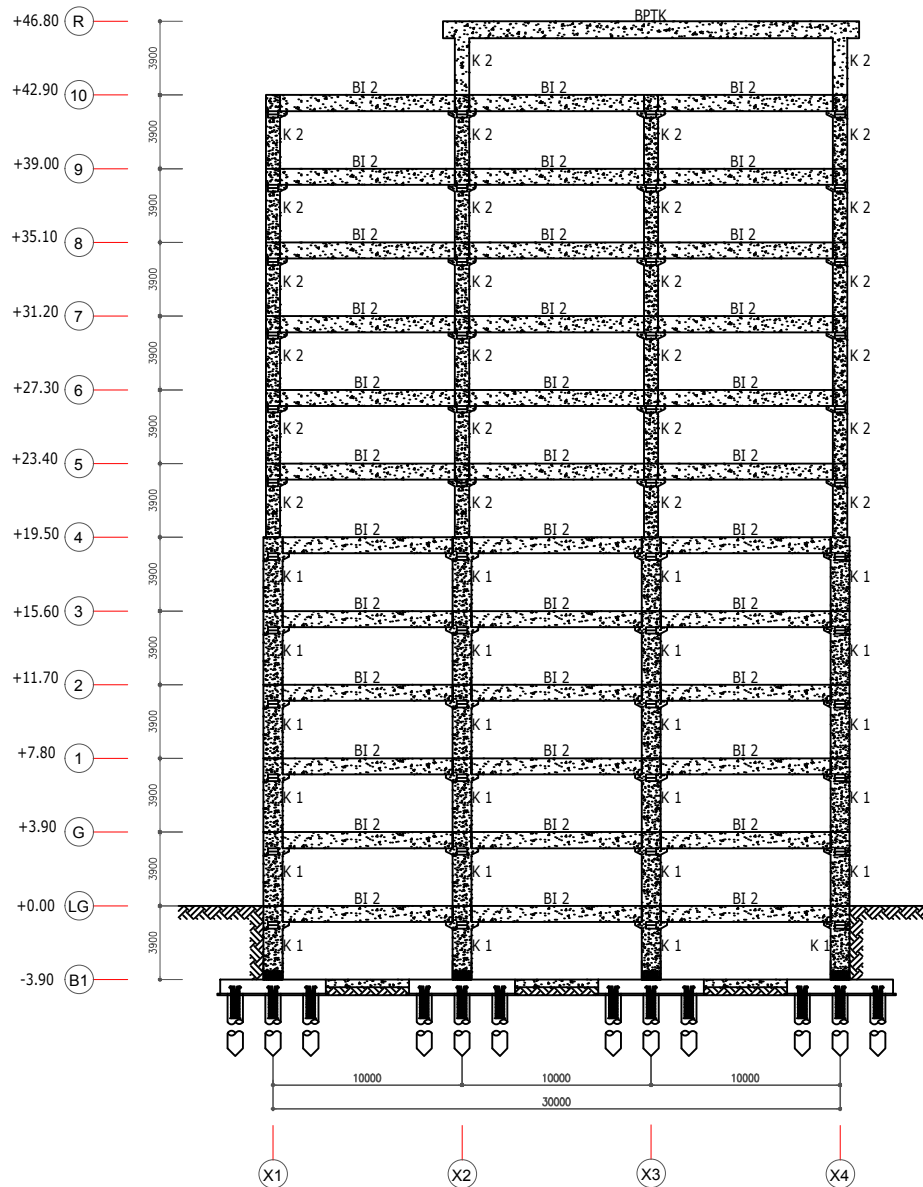
Drilling Method : Core Drilling
 Ø of core : 76 mm
 Ø of casing : 89 mm
 Logged by : JP

Date	Depth (m)	GWL	Symbol	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST			NSPT - Value (Blow/ft)					
									No. of Blows (blows/cm)								
									N ₁	N ₂	N ₃						
	35						☑	Very Stiff	-	3 / 15	7 / 15	9 / 15	16				
	36						☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17				
	37						☑	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	13 / 15	22				
	38						☑	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23				
	39						☑	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	12 / 15	21				
	40						☑	Very Stiff	-	4 / 15	10 / 15	14 / 15	24				
	41						☑	Very Stiff	-	5 / 15	10 / 15	15 / 15	25				
	42						☑	Very Stiff	-	6 / 15	12 / 15	16 / 15	28				
	43						☑	Very Stiff	-	5 / 15	10 / 15	16 / 15	26				
	44						☑	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23				
	45						☑	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	15 / 15	24				
	46			Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Grey		☑	Very Stiff	-	7 / 15	15 / 15	21 / 10	36				
	47						☑	Hard	-	20 / 15	40 / 15	10 / 5	>50				
	48			Clay and silt, inorganic, little to some sand, cemented.	Grey		☑	Hard	-	7 / 15	14 / 15	18 / 15	32				
	49						☑	Hard	-	6 / 15	13 / 15	18 / 15	31				
	50						☑	Hard	-	5 / 15	11 / 15	19 / 15	30				
	51			Clay and silt, inorganic, trace of sand, weekly cemented at some depths.	Dark Grey		☑	Hard	-	5 / 15	11 / 15	18 / 15	29				
	52						☑	Very Stiff	-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31				
	53						☑	Hard	-								
	54						☑	Hard	-								
	55						☑	Hard	-								
	56						☑	Hard	-								
	57						☑	Hard	-								
	58						☑	Hard	-								
	59						☑	Hard	-								
	60						☑	Hard	-								
	61						☑	Hard	-								
	62						☑	Hard	-								
	63						☑	Hard	-								
	64						☑	Hard	-								
	65						☑	Hard	-								
	66						☑	Hard	-								
	67						☑	Hard	-								
	68						☑	Hard	-								
	69						☑	Hard	-								
	70						☑	Hard	-								
				End of boring													

NOTE:

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

☐ = Undisturbed sample
 ☑ = SPT
 ☒ = Core sample



POTONGAN MELINTANG

SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

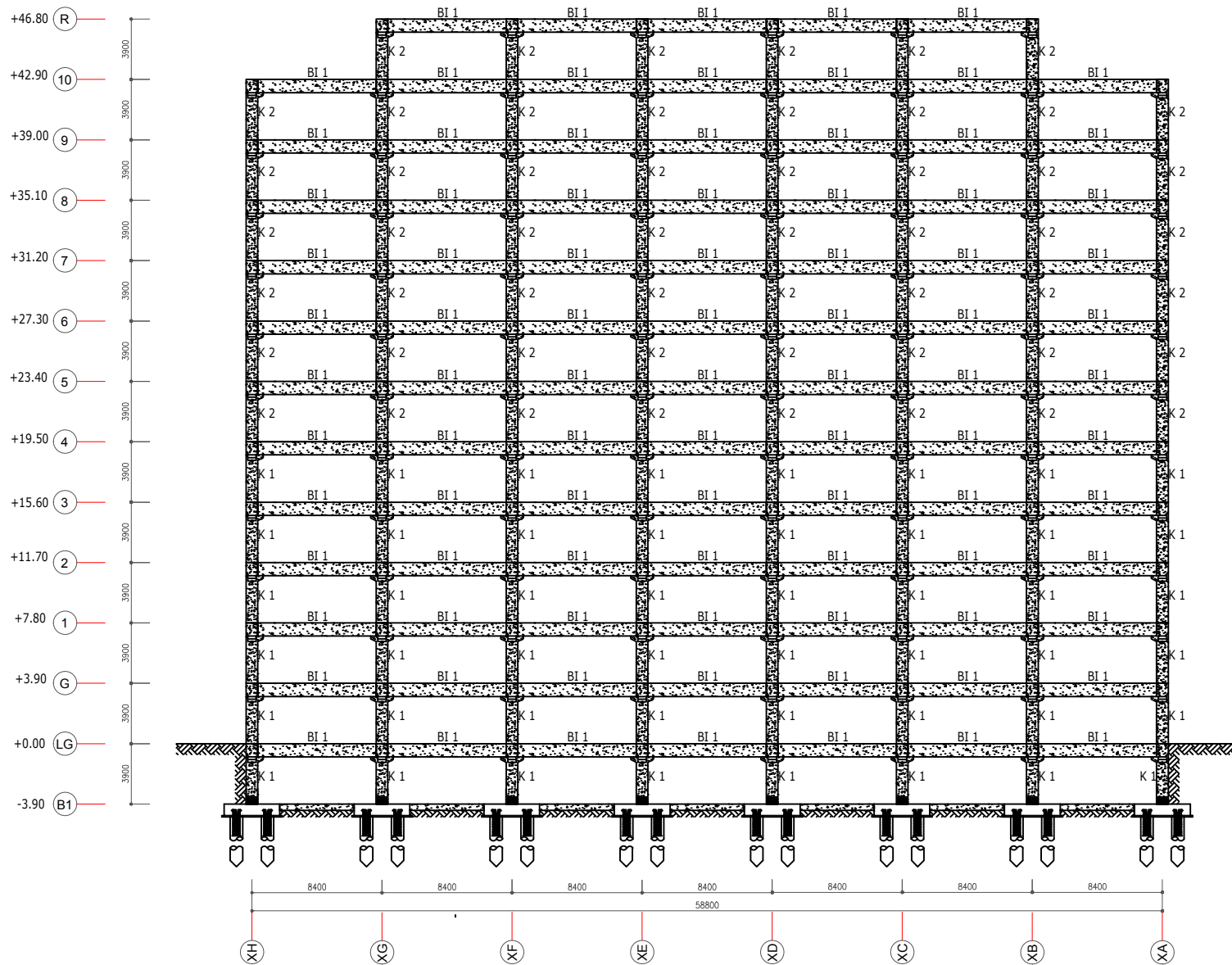
NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

POTONGAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
01	22	1:400



POTONGAN MEMANJANG

SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

POTONGAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
02	22	1:400

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

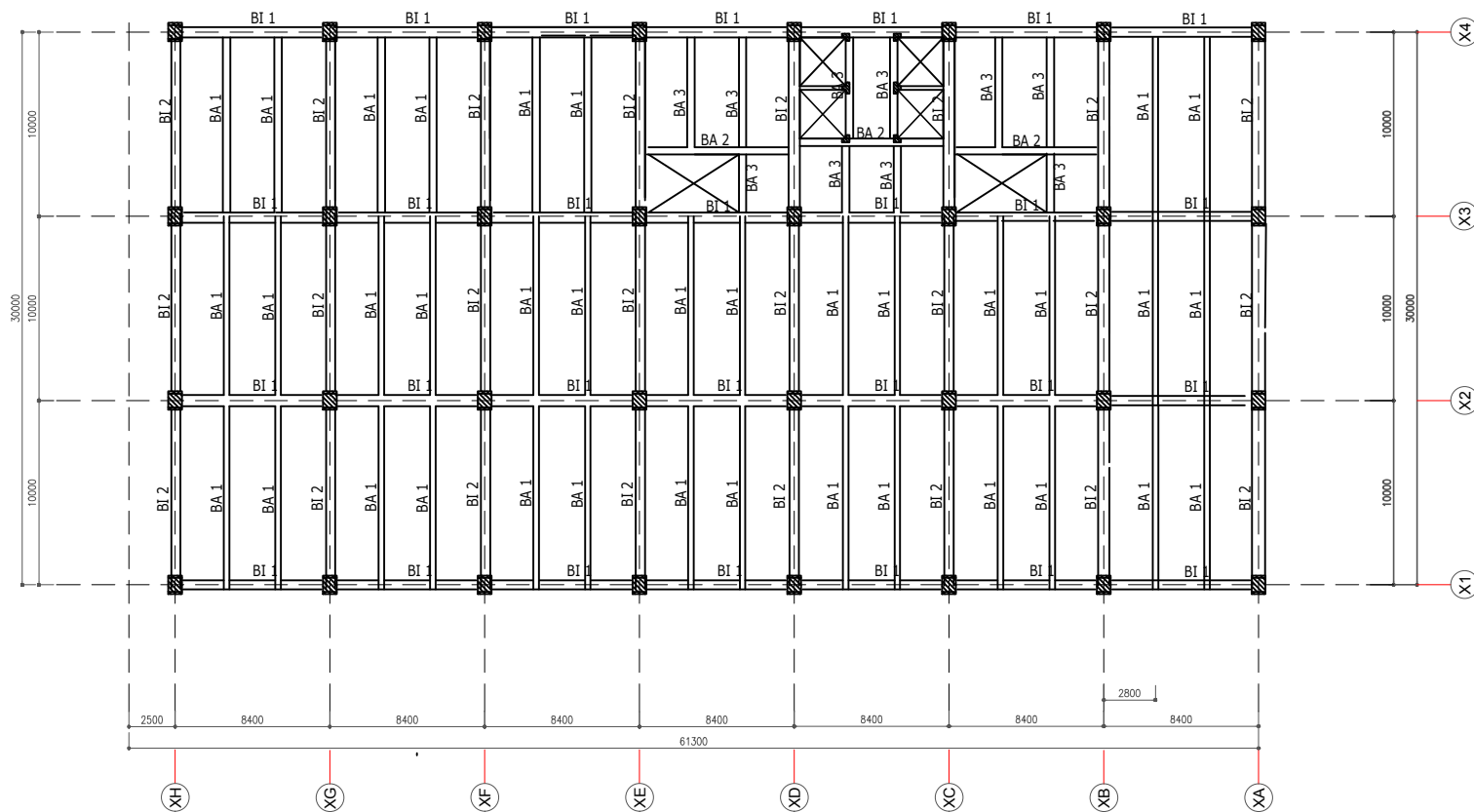
NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

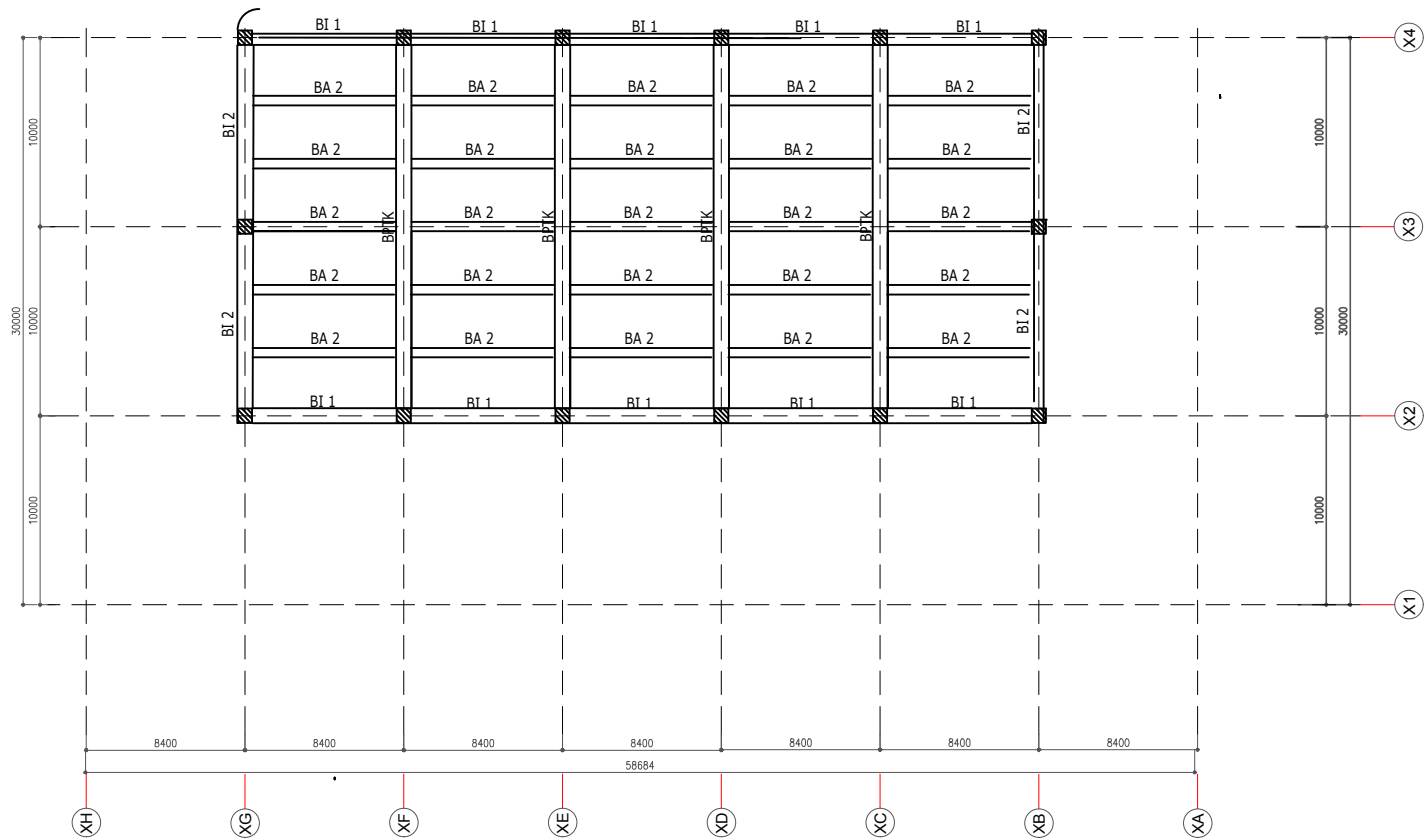
DENAH PEMBALOKAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
03	22	1:400



DENAH BALOK LANTAI LG-10
SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm



DENAH BALOK ROOF
SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

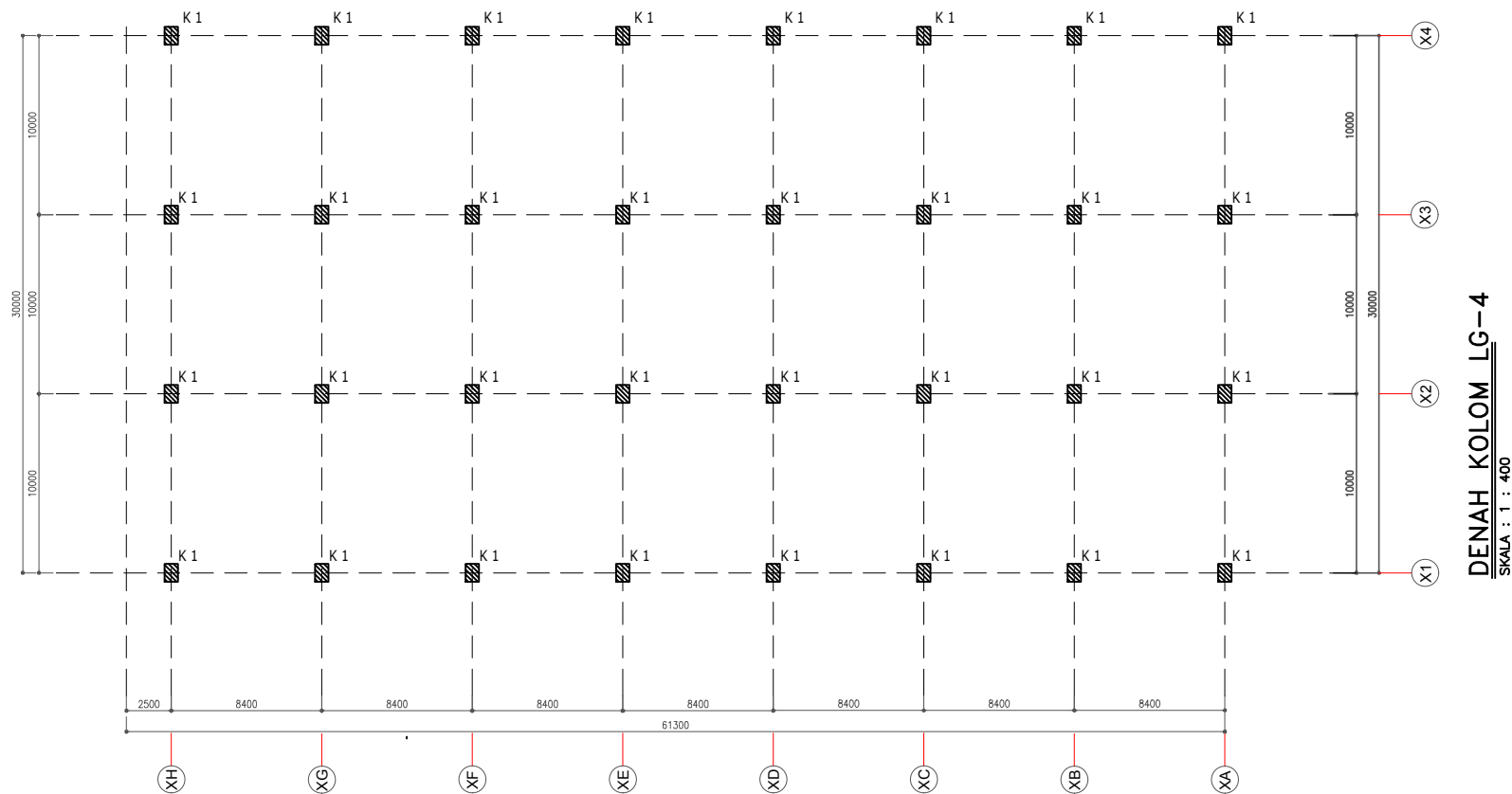
NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
04	22	1:400



No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

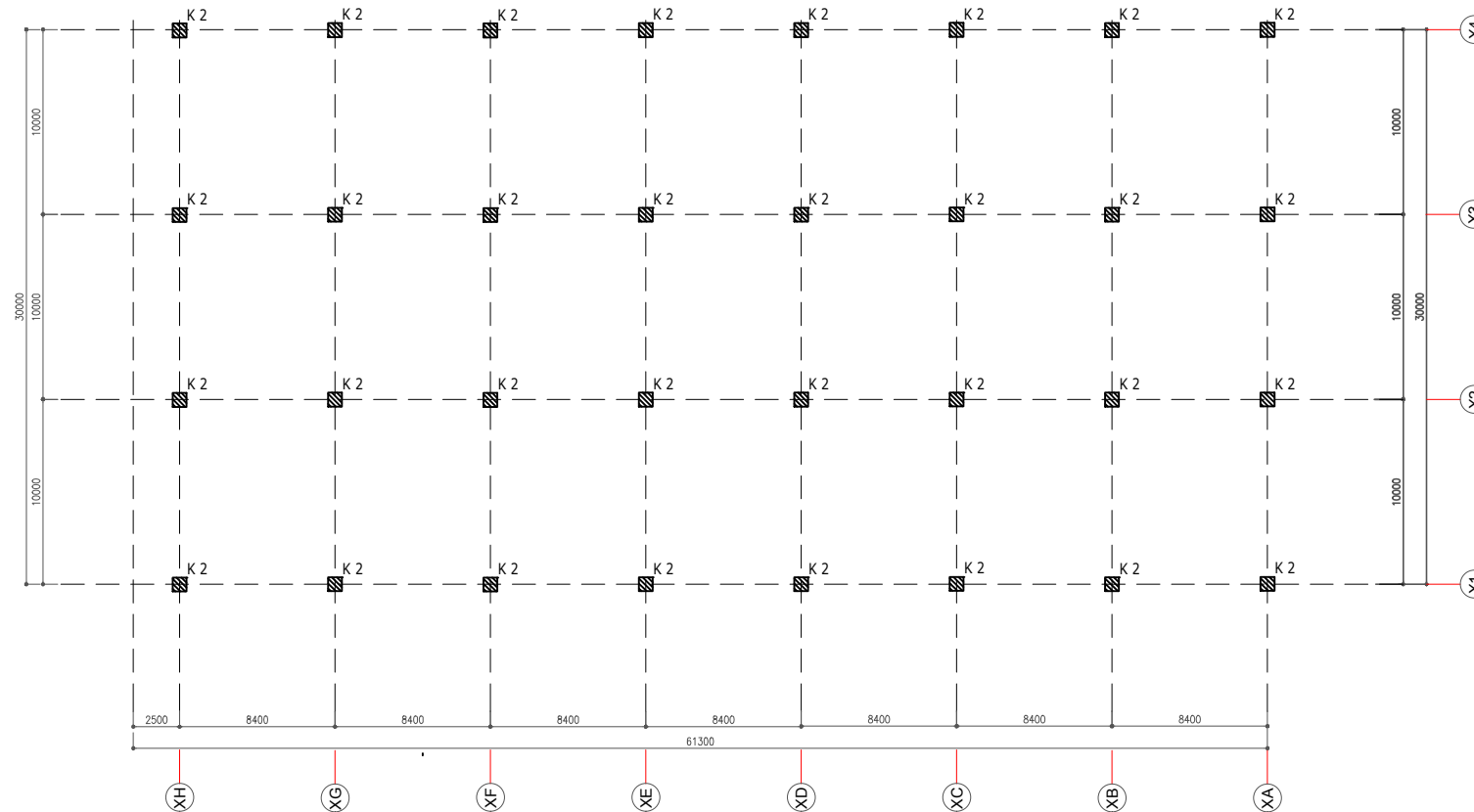
DENAH KOLOM

NO GMB	JML GMB	SKALA
--------	---------	-------

06

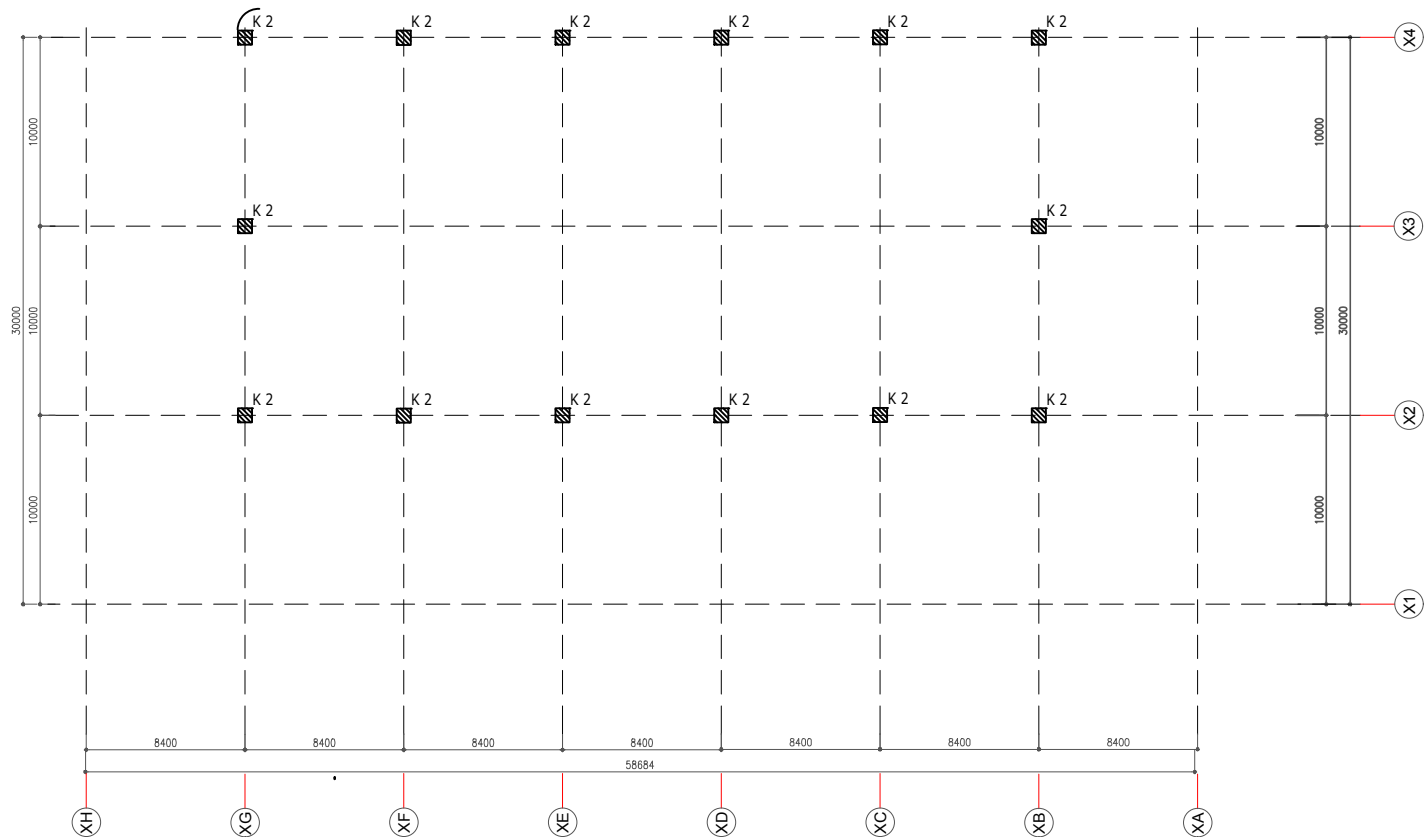
22

1:400



DENAH KOLOM 5-10
SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/110 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm



DENAH KOLOM ROOF
SKALA : 1 : 400

No	Kode	Keterangan
1	BI 1	Balok Induk 55/85 cm (L 8,4 m)
2	BI 2	Balok Induk 55/85 cm (L 10 m)
3	BPTK	Balok Pratekan 50/90 cm (L 20 m)
4	BA 1	Balok Anak 40/60 cm (L 10 m)
5	BA 2	Balok Anak 40/60 cm (L 8,4 m)
6	BA 3	Balok Anak 20/35 cm (L <5,4 m)
7	K 1	Kolom 75/100 cm
8	K 2	Kolom 75/75 cm

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

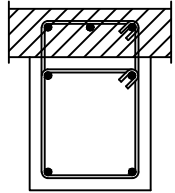
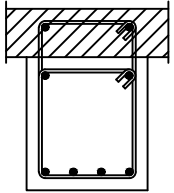
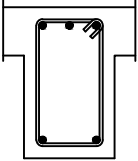
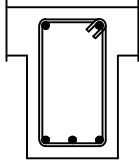
NRP

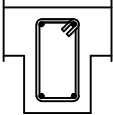
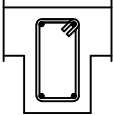
0311144000052

JUDUL GAMBAR

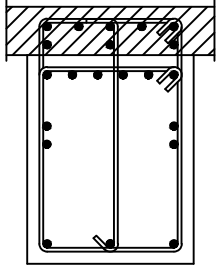
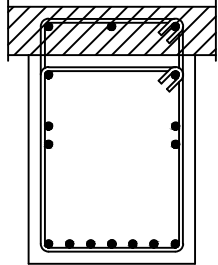
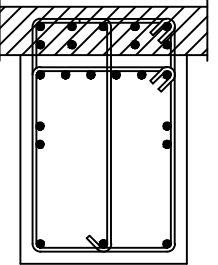
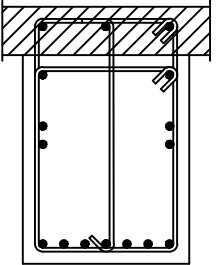
DENAH KOLOM

NO GMB	JML GMB	SKALA
07	22	1:400

TIPE BALOK POSISI	BALOK 40/60 (L 10)		BALOK 30/50 (L 8,4)	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	400 x 600	400 x 600	350 x 550	350 x 550
TULANGAN ATAS	3 D22	2 D22	3 D22	2 D22
TULANGAN SAMPING				
TULANGAN BAWAH	2 D22	4 D22	2 D22	3 D22
SENGKANG	D10-110	D10-110	D10-100	D10-110

TIPE BALOK POSISI	BALOK 22/35 (L <5,4)	
	TUMPUAN	LAPANGAN
		
DIMENSI	220 x 350	220 x 350
TULANGAN ATAS	2 D13	2 D13
TULANGAN SAMPING		
TULANGAN BAWAH	2 D13	2 D13
SENGKANG	D10-110	D10-110

PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS		
JUDUL TUGAS AKHIR		
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN		
DOSEN PEMBIMBING		
Prof. Tavio, ST.MT.PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka		
MAHASISWA		
WILLY CHANDRA		
NRP		
0311144000052		
JUDUL GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN BALOK & KOLOM		
NO GMB	JML GMB	SKALA
08	22	1:25

TIPE BALOK	BALOK 55/85 (L 10)		BALOK 55/85 (L 8,4)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	550 x 850	550 x 850	550 x 850	550 x 850
TULANGAN ATAS	8 D25	3 D25	9 D25	3 D25
TULANGAN SAMPING	4 D25	4 D25	4 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	7 D25	3 D25	7 D25
SENGKANG	3D13-100	2D13-120	3D13-120	3D13-120

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

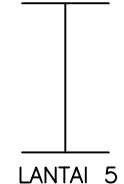
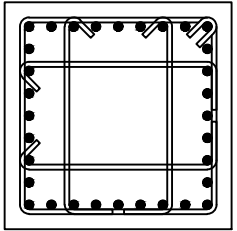
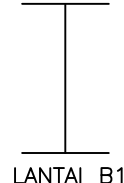
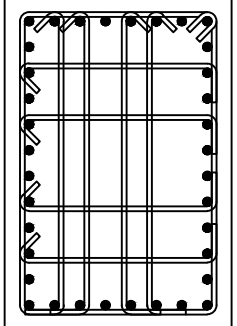
NRP

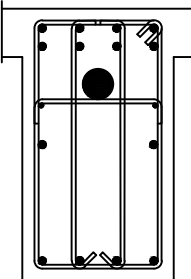
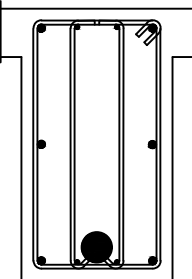
0311144000052

JUDUL GAMBAR

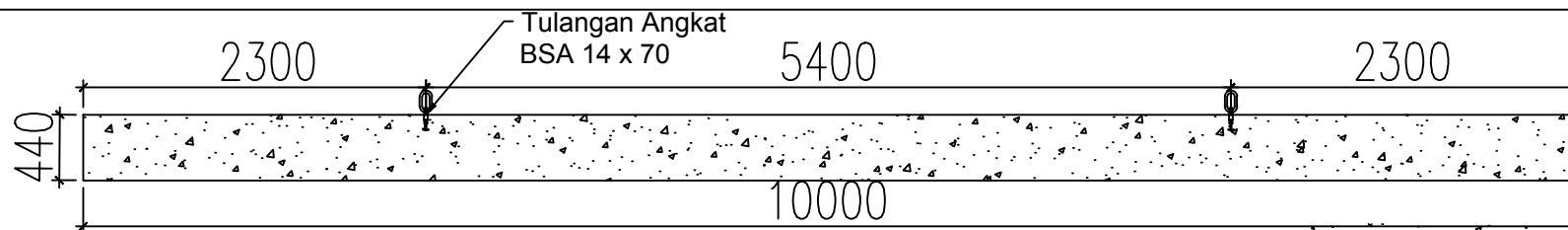
DETAIL PENULANGAN
BALOK & KOLOM

NO GMB	JML GMB	SKALA
09	22	1:25

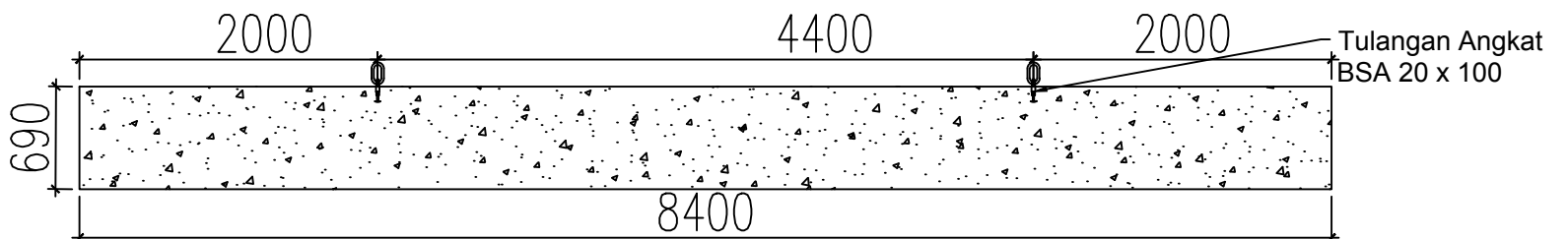
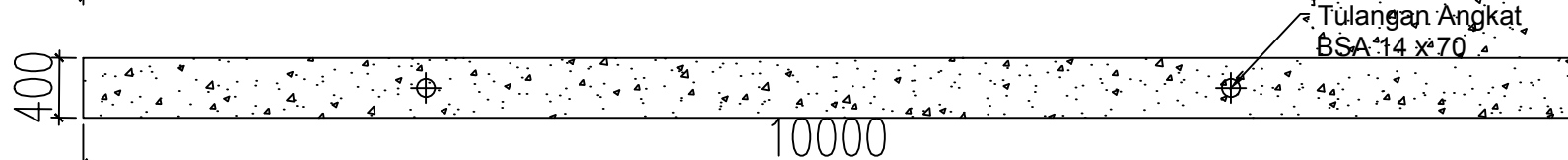
<p>LANTAI 10</p>  <p>LANTAI 5</p>	
DIMENSI	750 x 750
TULANGAN UTAMA	36 D29
SENGKANG	D16-100
MUTU BETON	K-500
<p>LANTAI 4</p>  <p>LANTAI B1</p>	
DIMENSI	750 x 1100
TULANGAN UTAMA	36D29
SENGKANG	D16-100
MUTU BETON	K-500

TIPE BALOK	BALOK 50/90 (L 20)	
	POSISI	TUMPUAN
BALOK PRATEKAN		
DIMENSI	500 x 900	500 x 900
TULANGAN ATAS	8 D25	2 D25 2D13
TULANGAN SAMPING	2 D25	2 D25
TULANGAN BAWAH	4 D25	2 D25 2D13
SENGKANG	4D13-100	4D13-100

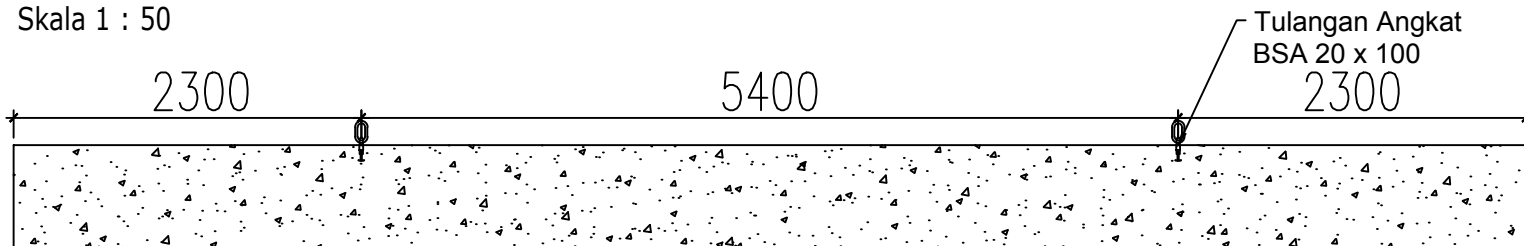
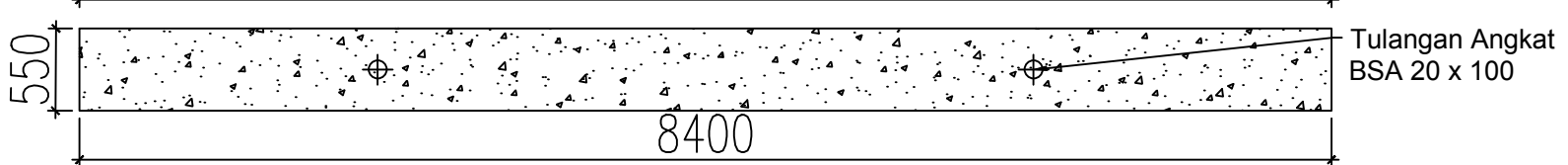
PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK-ITS		
JUDUL TUGAS AKHIR		
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN		
DOSEN PEMBIMBING		
Prof. TAVIO, ST.MT.PHD Prof. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA		
MAHASISWA		
WILLY CHANDRA		
NRP		
03111440000052		
JUDUL GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN BALOK & KOLOM		
NO GMB	JML GMB	SKALA
10	22	1:25



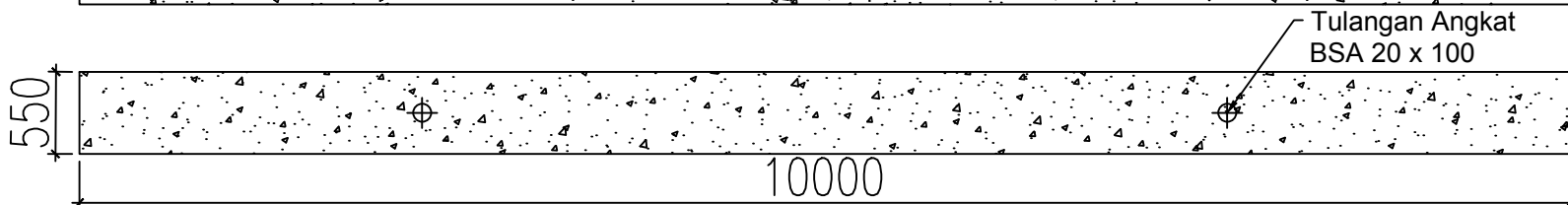
Detail Tulangan Angkat Balok Anak (L 10 m)
Skala 1 : 50



Detail Tulangan Angkat Balok Induk (L 8,4 m)
Skala 1 : 50



Detail Tulangan Angkat Balok Induk (L 10 m)
Skala 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

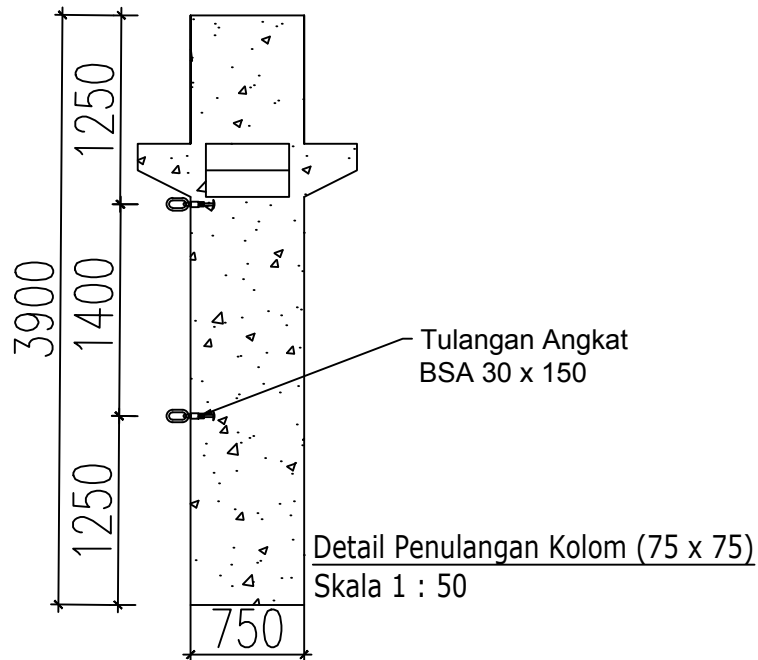
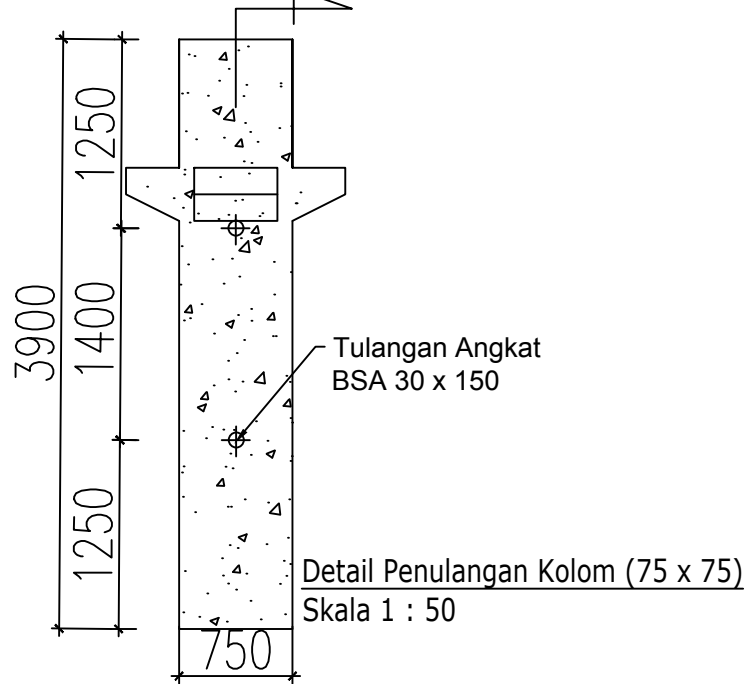
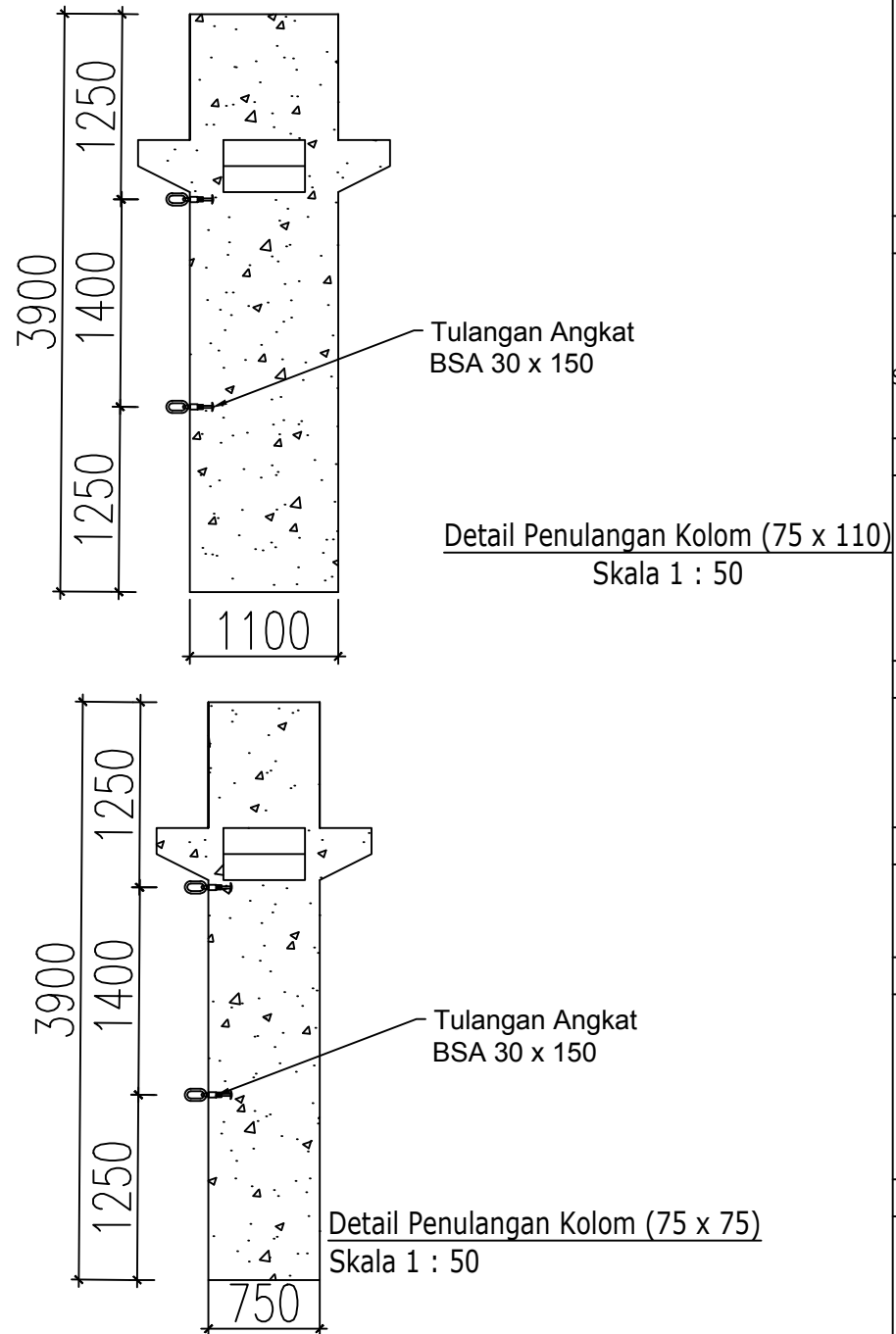
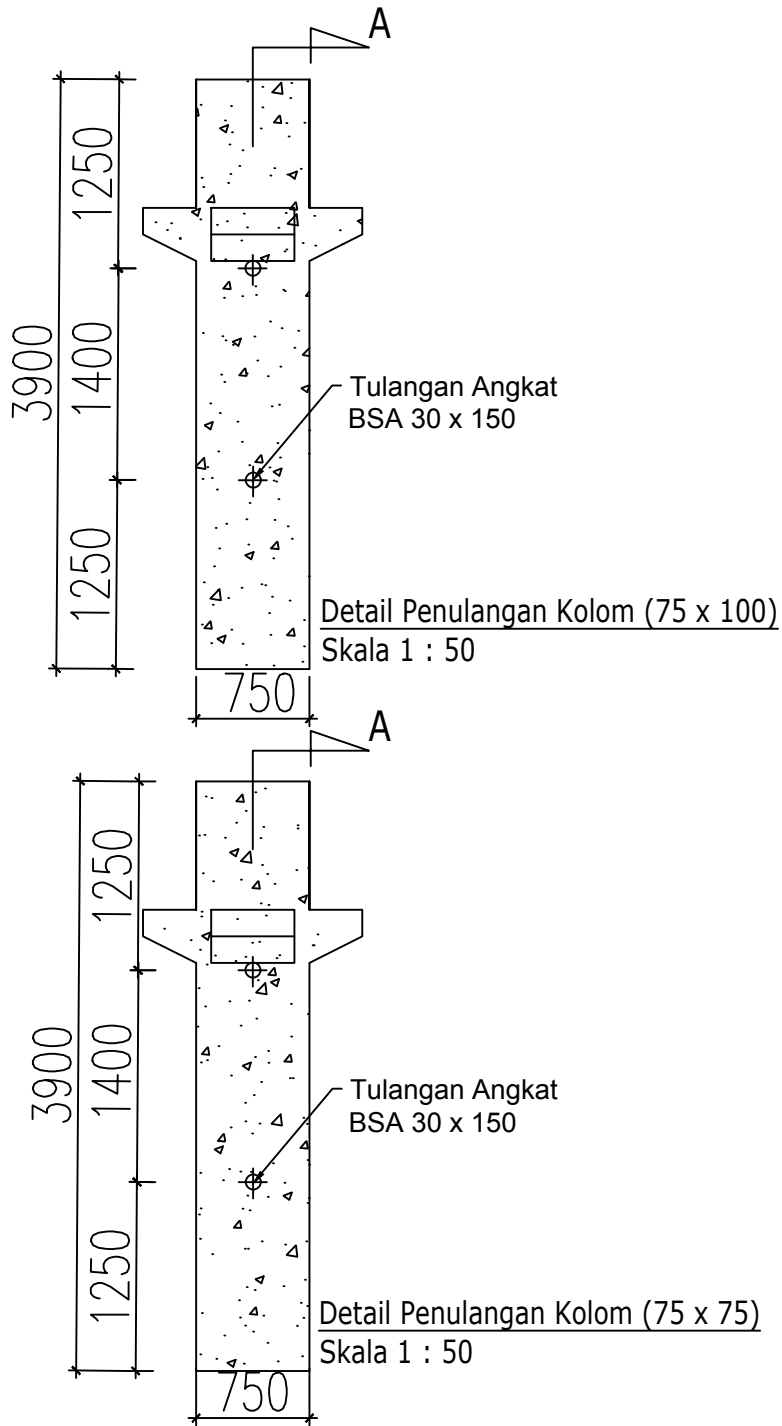
NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN ANGKAT
BALOK & KOLOM

NO GMB	JML GMB	SKALA
11	22	1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

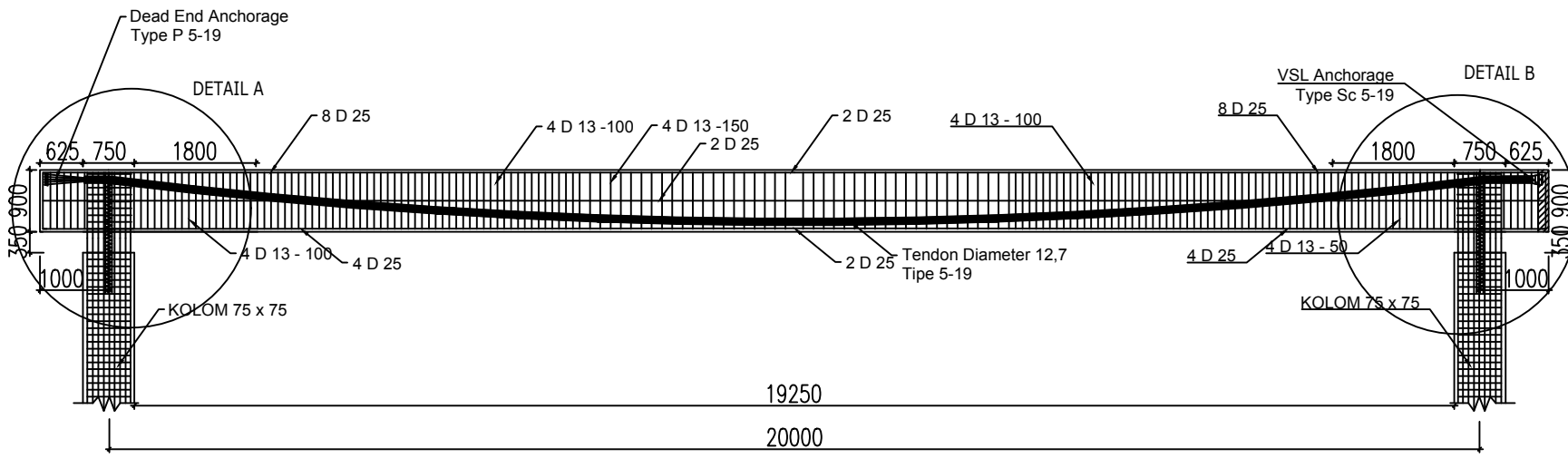
NRP

0311144000052

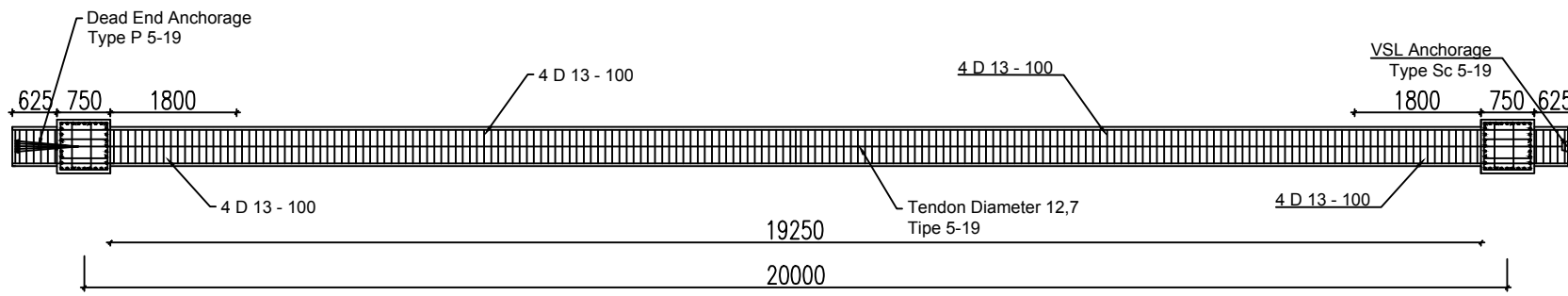
JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN ANGKAT
BALOK & KOLOM

NO GMB	JML GMB	SKALA
12	22	1:50



TAMPAK SAMPING
SKALA 1 : 100



TAMPAK ATAS
SKALA 1 : 100

X	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	20000
Y	700	590	490	400	320	250	195	155	125	105	100	105	125	155	195	250	320	400	490	590	700

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

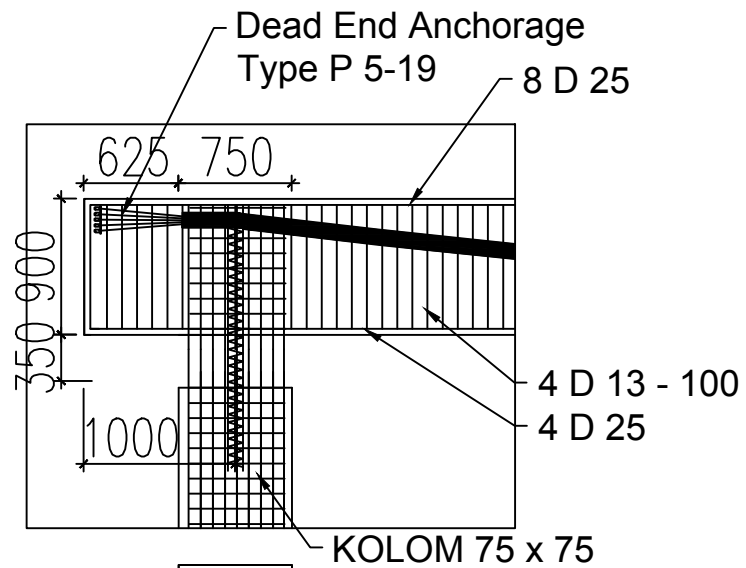
NRP

0311144000052

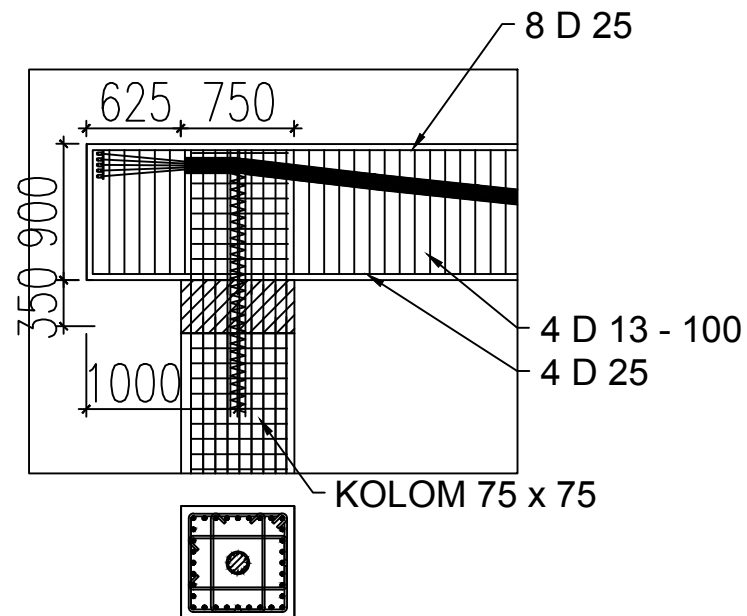
JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
13	22	1:100



DETAIL A
SKALA 1 : 50



DETAIL A (Setelah di-Grout)
SKALA 1 : 50

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavoio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

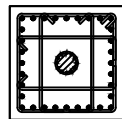
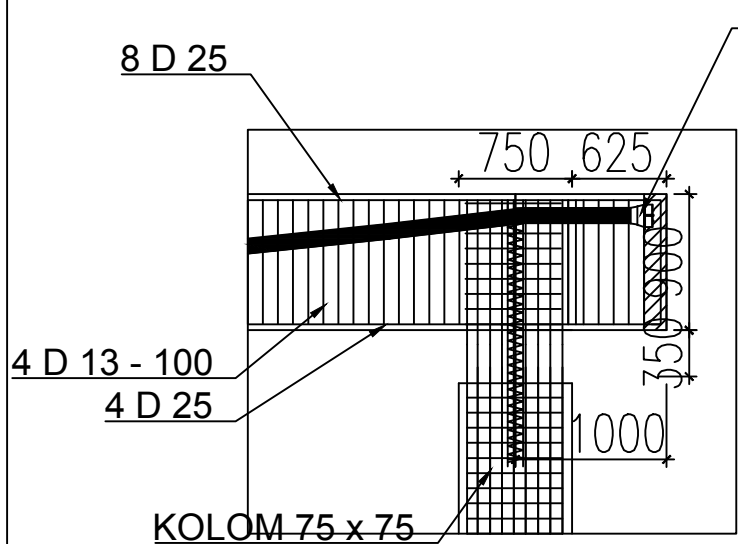
NRP

0311144000052

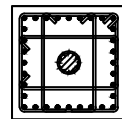
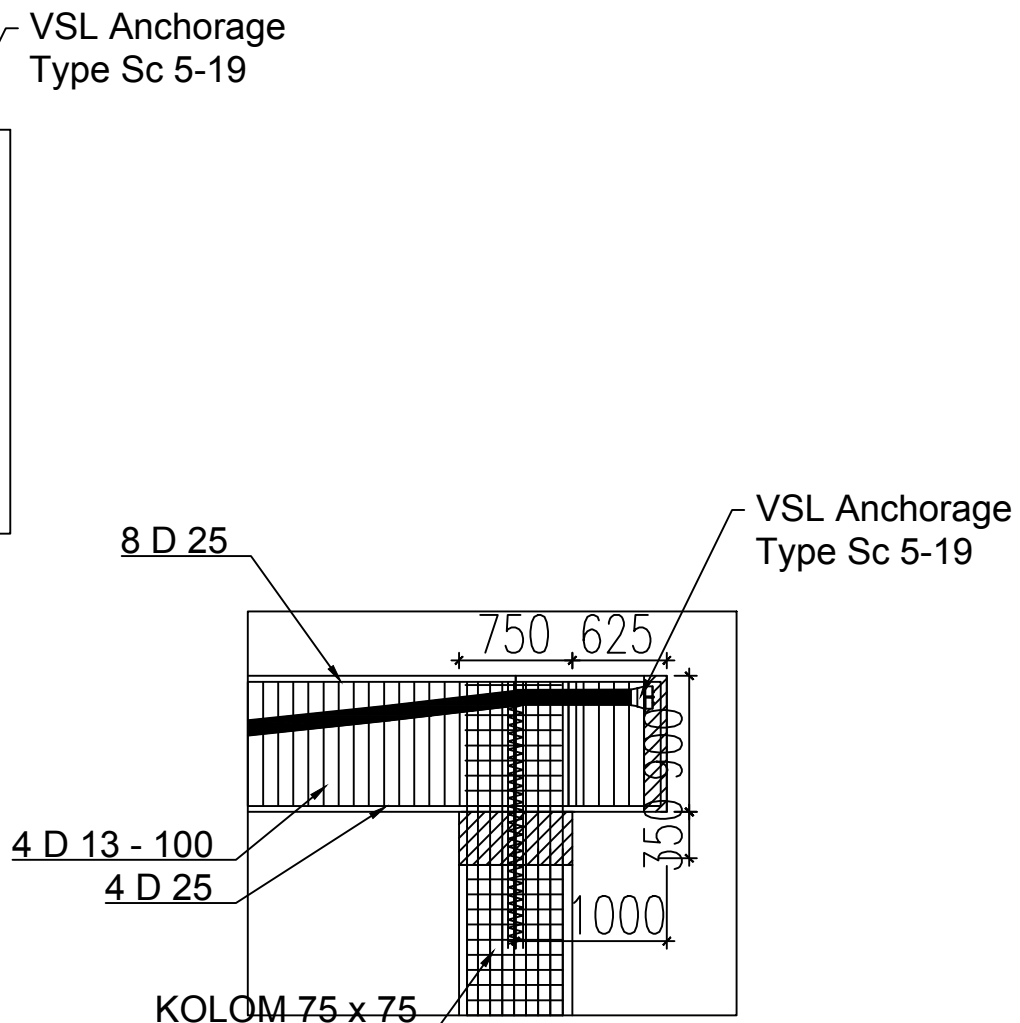
JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
14	22	1:50



DETAIL B
SKALA 1 : 50



DETAIL B (Setelah di-Grout)
SKALA 1 : 50

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

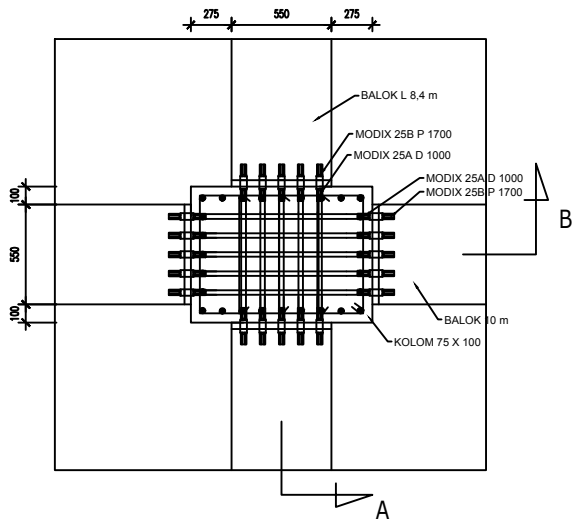
NRP

0311144000052

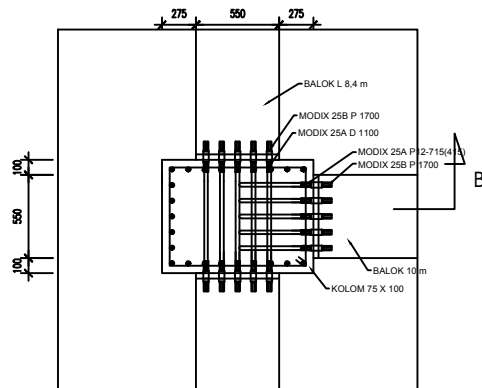
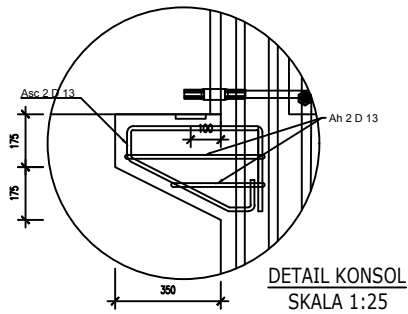
JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

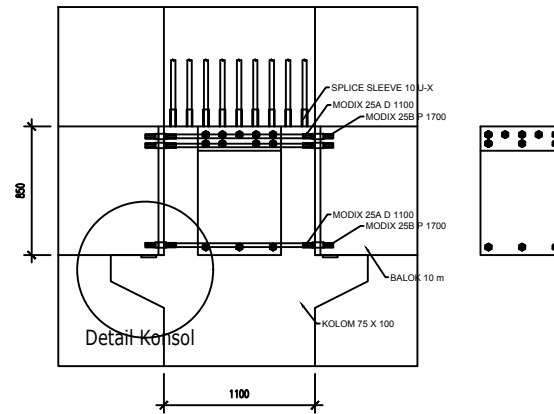
NO GMB	JML GMB	SKALA
15	22	1:50



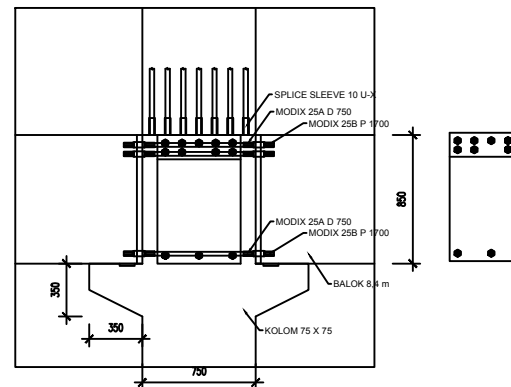
TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 110 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



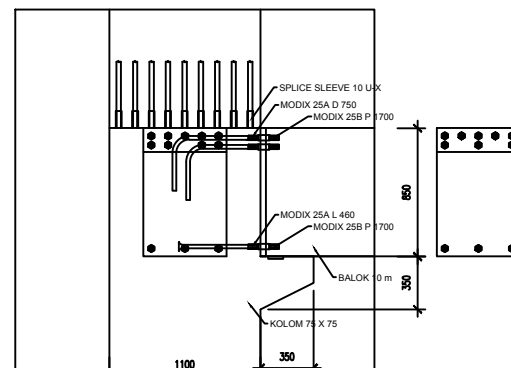
TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 110 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



POTONGAN A



POTONGAN B



POTONGAN B

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

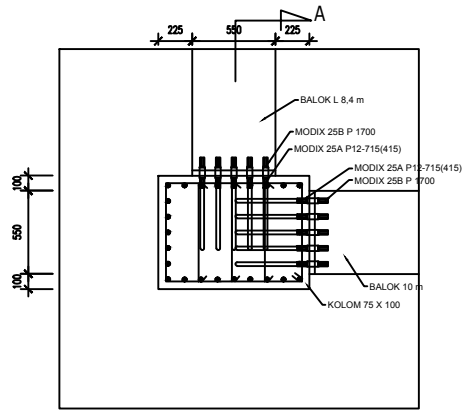
NRP

0311144000052

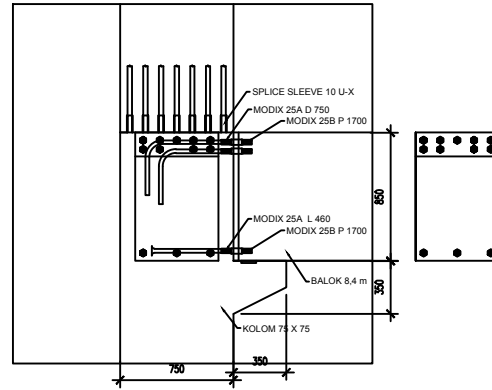
JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

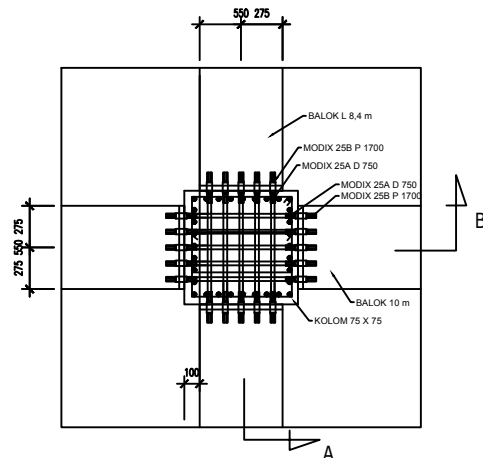
NO GMB	JML GMB	SKALA
16	22	1:50



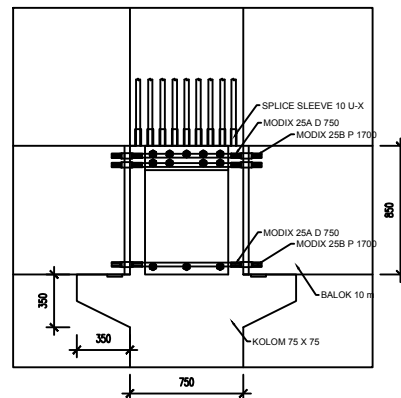
TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 110 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



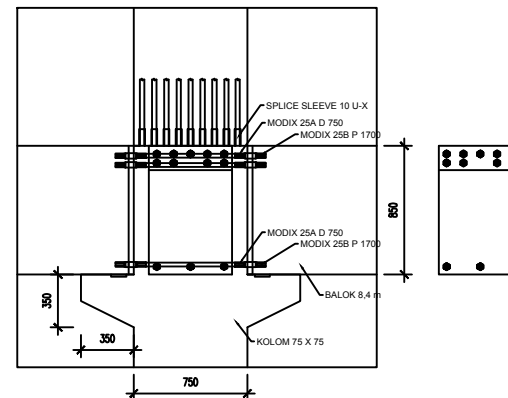
POTONGAN A



TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 75 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



POTONGAN A



POTONGAN B

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PHD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

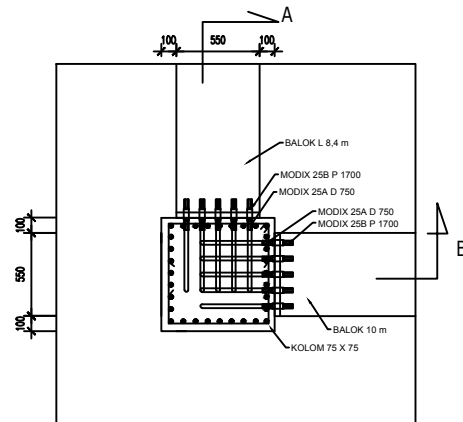
NRP

03111440000052

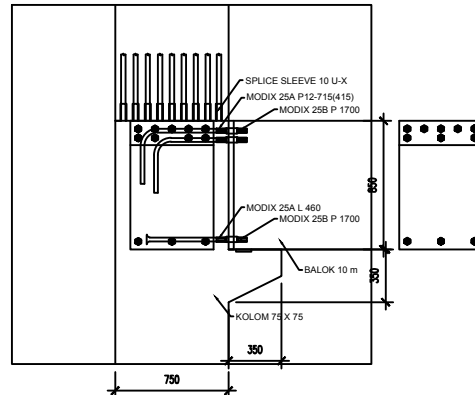
JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

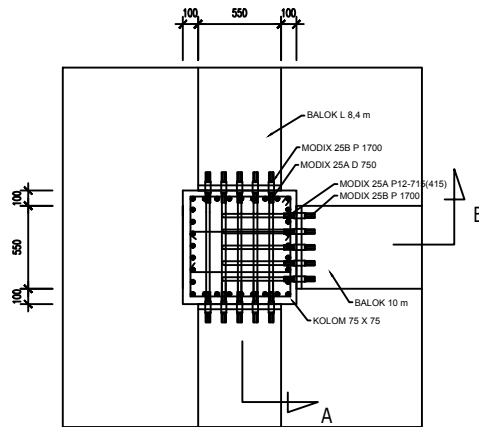
NO GMB	JML GMB	SKALA
17	22	1:50



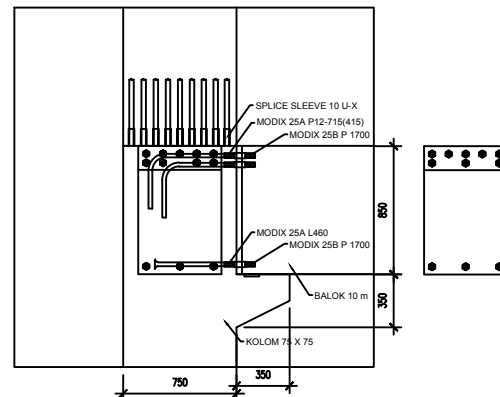
TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 75 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



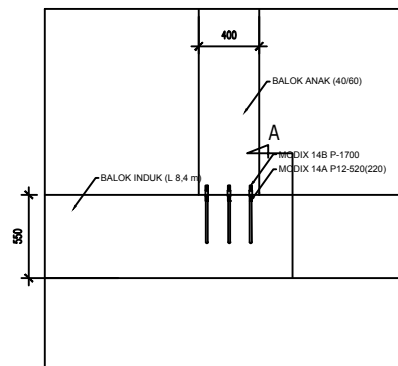
POTONGAN A & B



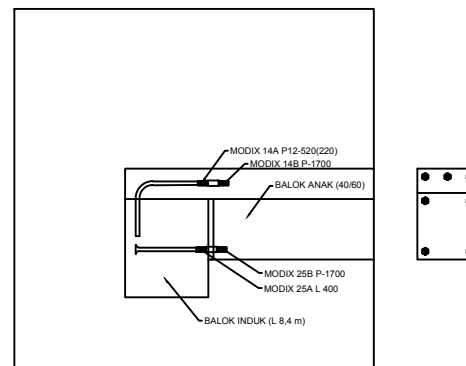
TAMPAK ATAS
Kolom 75 x 75 - Balok 1(L 8,4) & Balok 2(L10)



POTONGAN A & B



TAMPAK ATAS
BALOK ANAK - BALOK INDUK



POTONGAN A

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

NRP

03111440000052

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

NO GMB	JML GMB	SKALA
18	22	1:50

PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
 BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
 SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, ST.MT.PHD
 Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

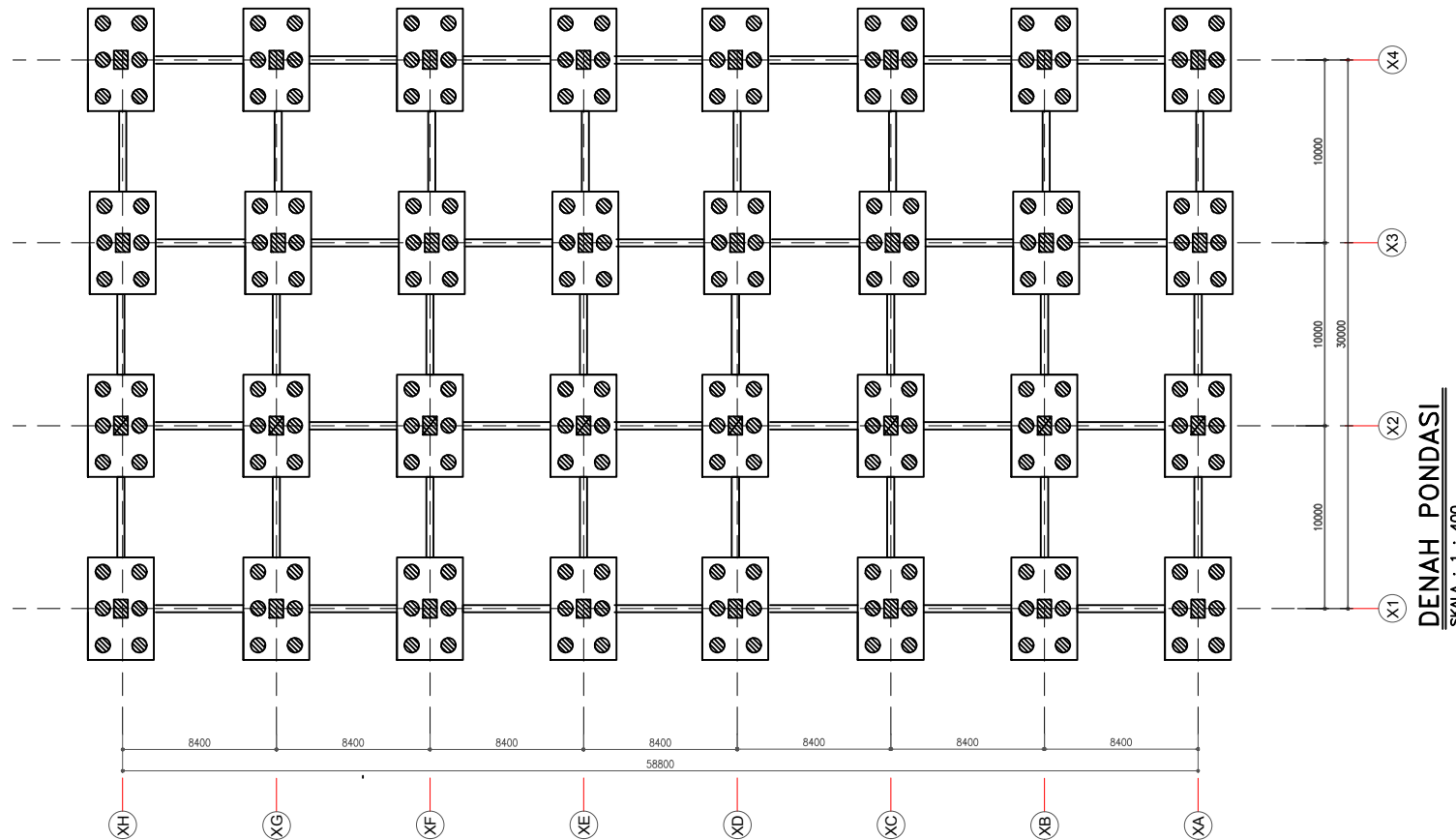
NRP

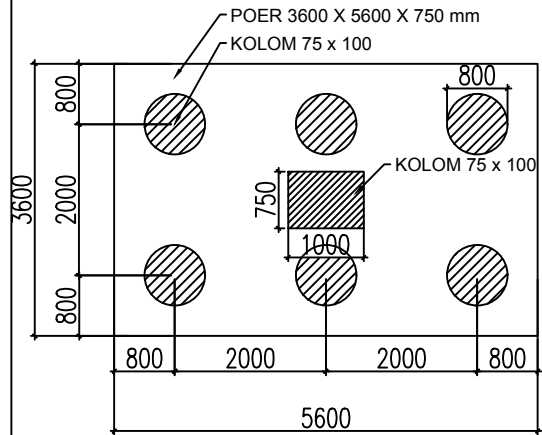
0311144000052

JUDUL GAMBAR

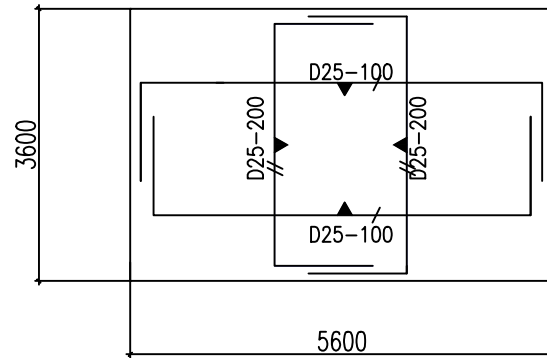
DENAH PONDASI

NO GMB	JML GMB	SKALA
19	22	1:400

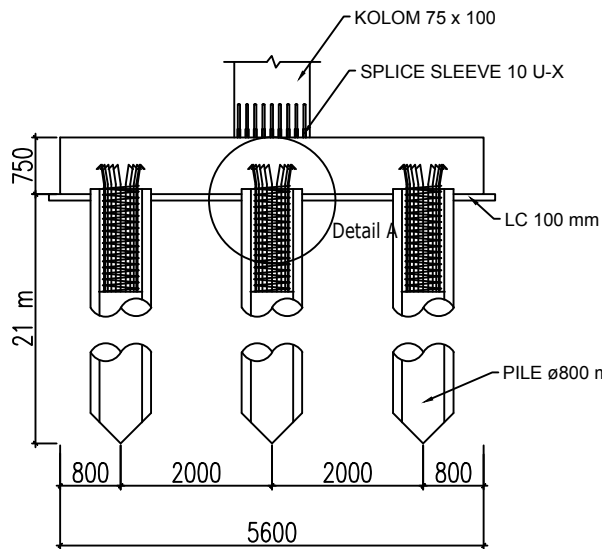




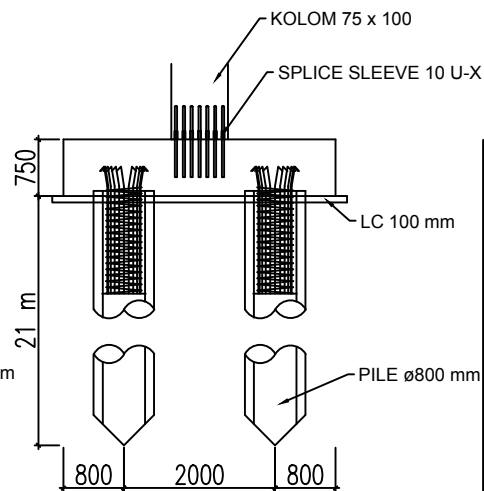
DENAH PILE CAP
SKALA 1 : 100



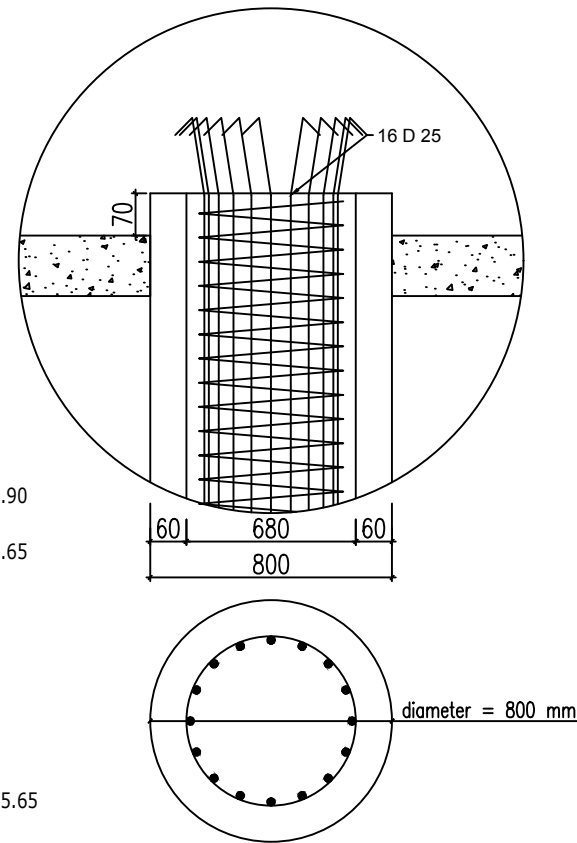
PENULANGAN PILE CAP
SKALA 1 : 100



POTONGAN A
SKALA 1 : 100



POTONGAN B
SKALA 1 : 100



DETAIL A
SKALA 1 : 25

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

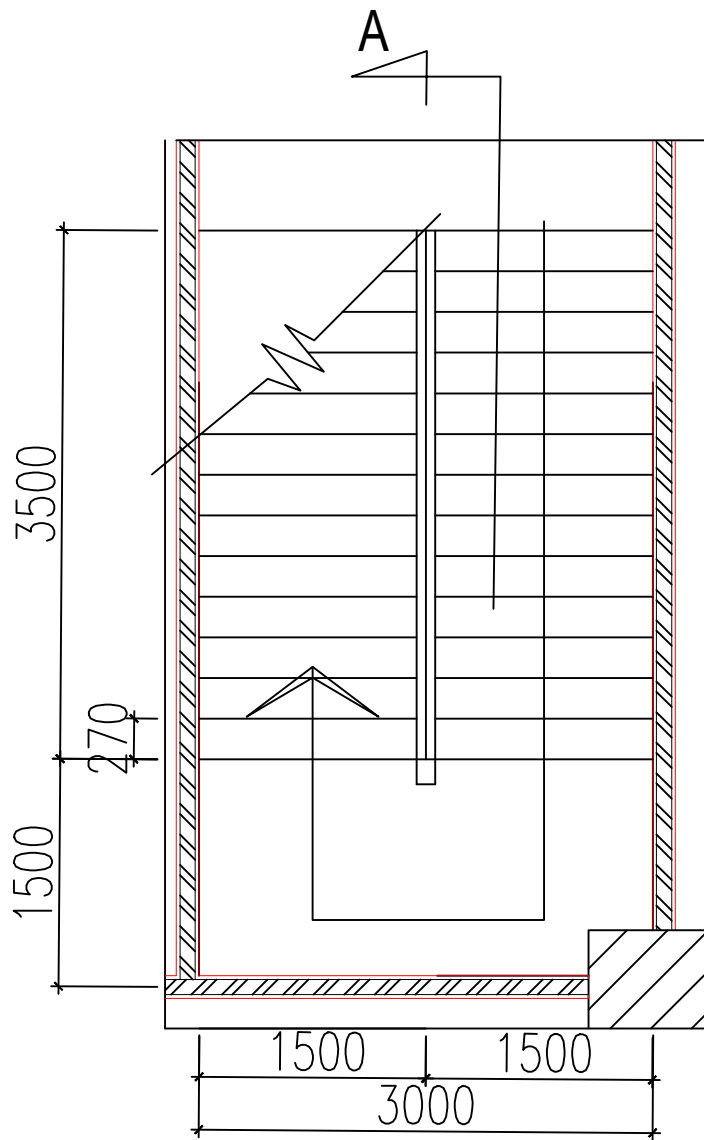
NRP

0311144000052

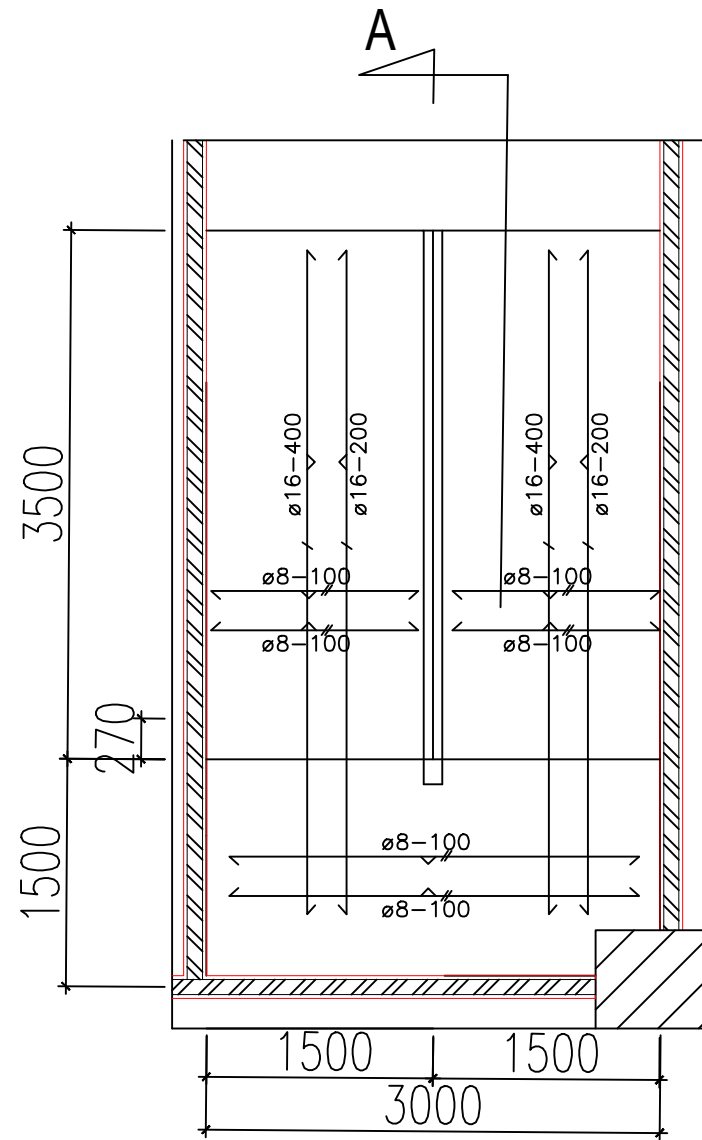
JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI

NO GMB	JML GMB	SKALA
20	22	1:100



DENAH TANGGA
SKALA 1 : 50



PENULANGAN TANGGA
SKALA 1 : 50

PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavier, ST.MT.PHD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

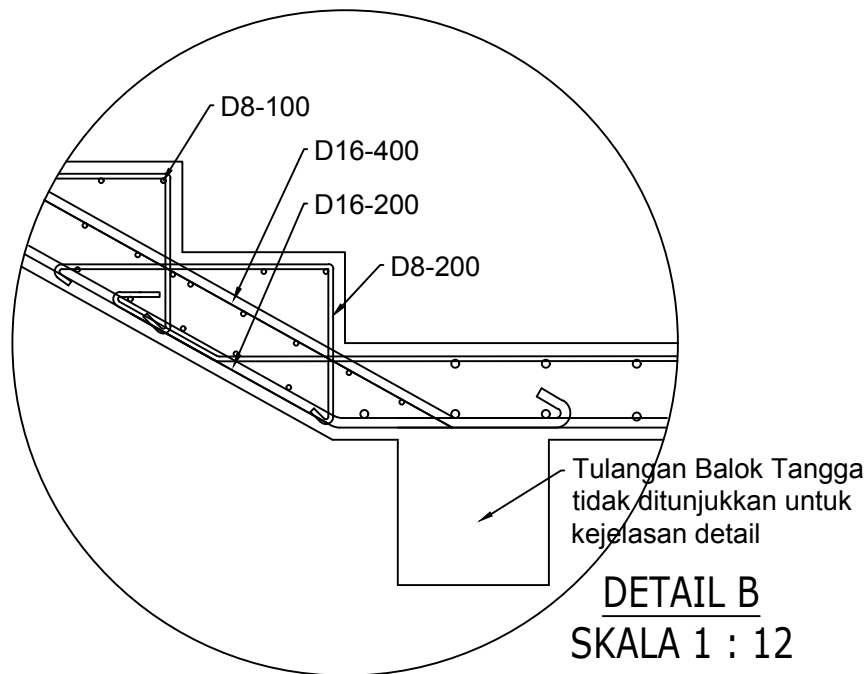
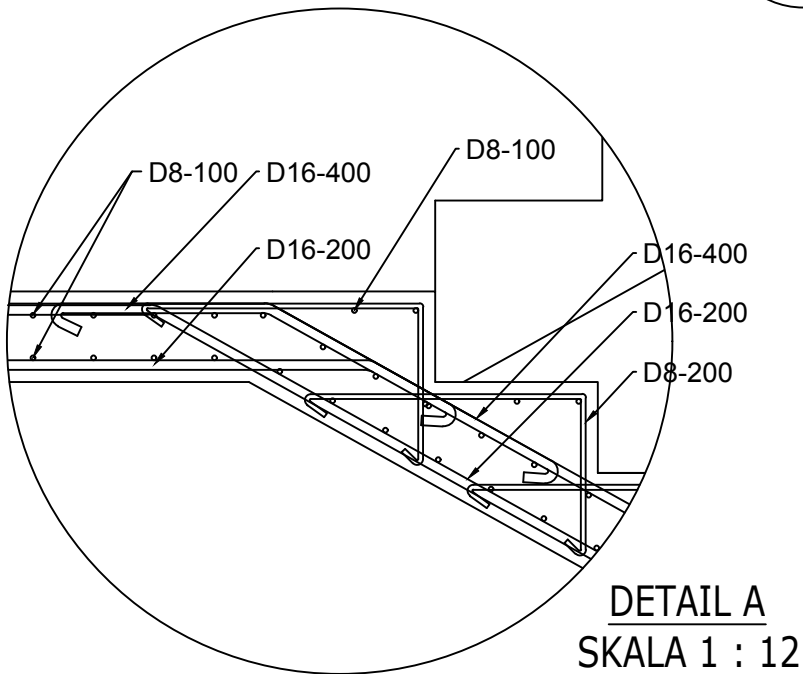
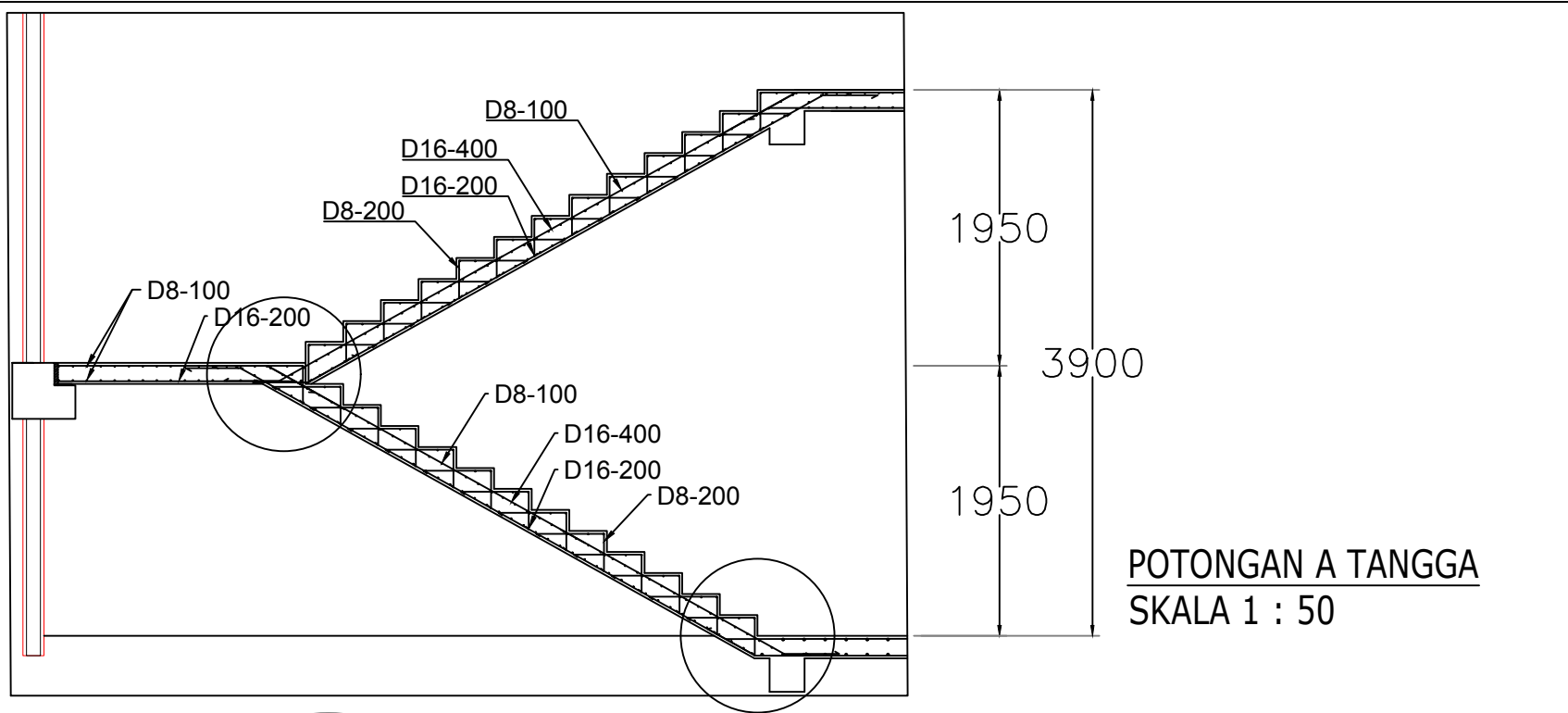
NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

DENAH DAN PENULANGAN
TANGGA

NO GMB	JML GMB	SKALA
21	22	1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VOZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK SAMBUNGAN BASAH
SESUAI ACI 318M-14 DAN BETON PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

MAHASISWA

WILLY CHANDRA

NRP

0311144000052

JUDUL GAMBAR

POTONGAN TANGGA

NO GMB	JML GMB	SKALA
22	22	1:50

BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Willy Chandra dilahirkan di Medan pada tanggal 9 Maret 1996. Penulis telah menempuh Pendidikan formal di SD Widya Merti Surabaya, SMP Petra 1 Surabaya, dan SMA Petra 1 Surabaya. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan Pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2014 melalui jalur SNMPTN Undangan dan terdaftar dengan NRP 3114100052. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2018 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung Voza Office Tower Menggunakan Beton Pracetak Sambungan Basah Sesuai ACI 318M-14 dan Beton Pratekan*”. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: willychandra37@gmail.com

