



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
HARRIS SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON PRACETAK**

HASAN ADHITYA JULIRFAN PASARIBU
NRP. 3114 106 015

Dosen Pembimbing
Ir. Djoko Irawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
HARRIS SURABAYA PADA SKYLINE TOWER DENGAN
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

HASAN ADHITYA JULIRFAN PASARIBU
NRP. 3114 106 015

Dosen Pembimbing
Ir. Djoko Irawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**MODIFICATION DESIGN BUILDING STRUCTURE OF
HARRIS HOTEL SURABAYA AT SKYLINE TOWER
USING PRECAST CONCRETE**

HASAN ADHITYA JULIRFAN PASARIBU
NRP. 3114 106 015

Supervisor
Ir. Djoko Irawan, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
HARRIS SURABAYA PADA SKYLINE TOWER DENGAN
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

HASAN ADHITYA JULIRFAN PASARIBU
NRP. 3114106015

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir
Tanggal Ujian
Periode Wisuda



I. Ir. Djoko Irawan, MS.

SURABAYA
Januari, 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL HARRIS SURABAYA PADA SKYLINE TOWER DENGAN MENGUNAKAN BETON PRACETAK

Nama Mahasiswa : Hasan Adhitya Julirfan Pasaribu
NRP : 3114106015
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing :
1. Ir. Djoko Irawan, MS

Abstrak.

Pada era globalisasi saat ini, metode kegiatan konstruksi semakin maju, salah satunya beton pracetak. Beton Pracetak adalah suatu proses produksi elemen struktur bangunan pada suatu lokasi yang berbeda dengan tempat dimana elemen struktur tersebut akan digunakan menjadi suatu kesatuan dalam sebuah bangunan. Metode pracetak (precast) juga digunakan pada pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia, seperti pada rumah susun, mall, hotel maupun apartemen.

Metode pracetak (precast) memiliki beberapa kelebihan dibandingkan metode cor setempat (cast in site). Kelebihan tersebut antara lain adalah pada metode pracetak (precast) waktu pengerjaan yang relatif singkat, proses produksinya tidak tergantung cuaca, tidak memerlukan tempat penyimpanan material yang luas, hemat akan bekisting dan penopang bekisting, kontrol kualitas beton lebih terjamin, tidak memerlukan treatment atau perlakuan khusus, serta praktis dan cepat dalam pelaksanaannya sehingga dapat mereduksi durasi proyek dan secara otomatis biaya yang dikeluarkan menjadi kecil.

Gedung Hotel Harris Surabaya merupakan gedung yang menyediakan fasilitas jasa penginapan yang terdiri dari 28 lantai dimana dalam hal pelaksanaan pembangunannya menggunakan metode beton bertulang konvensional (cast in place). Dalam hal ini, penulis akan merencanakan ulang struktur gedung tersebut dengan menggunakan metode beton bertulang pracetak (precast)

pada balok dan pelat. Pondasi gedung ini akan dirancang menggunakan pondasi tiang pancang. Gedung ini juga akan dirancang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang dipaduukan dengan dinding geser (sistem ganda).

Hasil dari modifikasi gedung Hotel Harris Surabaya ini meliputi ukuran balok induk 50/70 dan 60/80, ukuran balok anak 35/50, 30/40 dan ukuran kolom yaitu lantai 1-10 100x100 cm, lantai 11-22 90x90 cm, lantai 25-Top 80x80 cm, dan dinding geser tebal = 35 cm. Sambungan antar elemen pracetak digunakan sambungan basah, menggunakan konsol pendek.

Kata Kunci : Pracetak, Sistem Ganda, Sambungan Basah.

MODIFICATION DESIGN BUILDING STRUCTURE OF HARRIS HOTEL SURABAYA AT SKYLINE TOWER USING PRECAST CONCRETE

Name : Hasan Adhitya Julirfan Pasaribu
NRP : 3114106015
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor :
1. Ir. Djoko Irawan, MS

Abstract

In this globalization era, more advanced methods of construction, such as precast concrete. Precast concrete is a process for the production of structural elements of the building at a different location to where the structural elements will be used as a unit in a building. Precast method (precast) is also used to work in the field of civil engineering structures in Indonesia, such as flats, malls, hotel and apartments.

Precast method (precast) has several advantages over methods of local cast (cast in site). These advantages include the precast method (precast) processing time is relatively short, the production process does not depend on the weather, it does not require extensive material storage areas, will saving formwork and cantilever formwork, concrete quality control is more secure, do not require treatment or special treatment , as well as practical and quick in its implementation so as to reduce the duration of the project and the costs incurred automatically be small.

Structure Harris hotel building in Surabaya on the actual conditions using the method of local cast and has 28 floors high. Surabaya Harris hotel building will be designed using the precast elements at beam and floor. The foundation of this building will be designed using pile foundation. This building will also be designed using Special Moment Frame System bearer which combined with shearwall (dual-ststem).

The result of the modification of this Harris Hotel is covered by main beam size 50/70 dan 60/80, additional beam size 35/50, 30/40 and column size which is 100x100 cm for 1st-10th floor, 90x90 cm for 11th-22th, 80x80 cm for 25th-Top and 35 cm for shearwall thickness. The connection of this precast elements are using wet joint, using corbel.

Keywords: Precast, dual-system, Wet Joint.

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena berkat limpahan rahmat dan karunia-Nya lah Tugas Akhir dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Harris Surabaya pada Skyline Tower dengan Menggunakan Beton Pracetak” ini dapat diselesaikan dengan tepat waktu.

Penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu selama pengerjaan tugas akhir ini, terutama kepada :

1. Tuhan Yang Maha Esa, atas segala rahmat dan karunia-Nya.
2. Ayah, Ibu, beserta keluarga dirumah yang telah mendukung keputusan saya untuk kuliah di jurusan teknik sipil ITS.
3. Bapak Ir. Djoko Irawan, MS, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Bapak Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil-FTSP ITS
5. Teman – teman Mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil ITS yang telah banyak membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan laporan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar dimasa datang menjadi lebih baik. Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	i
Abstract.....	iii
Kata Pengantar.....	v
Daftar Isi.....	vi
Daftar Tabel	xiii
Daftar Gambar	xiv
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum	5
2.2 Karakteristik Resiko Wilayah Gempa.....	6
2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung	8
2.3.1 Sistem Struktur.....	8
2.3.2 Struktur Gedung	9
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ...	9
2.5 Dinding geser.....	10
2.6 Perilaku Struktur Gedung Tinggi.....	10
2.7 Simpangan Antarlantai	11
2.8 Perilaku Struktur Rangka-Dinding Geser (Dual System)	11
2.9 Sistem Beton Pracetak	12
2.9.1 Pelat	12
2.9.2 Balok.....	12
2.3.3 Kolom.....	13
2.10 Perencanaan Sambungan	13

2.10.1 Sambungan Basah (In –situ Concrete Joint) ...	14
2.10.2 Sambungan Kering.....	15
2.11 Perencanaan Struktur Dinding Geser	19
2.11.1 Kuat Aksial Rencana.....	19
2.11.2 Pemeriksaan Tebal Dinding	19
2.12 Pengangkatan Elemen Pracetak	20
2.13 Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak	22
2.14 Pondasi	23
BAB III METODOLOGI.....	25
3.1 Pengumpulan Data.....	26
3.2 Studi Literatur dan Peraturan yang Dipakai	29
3.3 Preliminary Desain	29
3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat	30
3.3.2 Perencanaan Tangga.....	31
3.3.3 Penentuan Dimensi Balok.....	31
3.3.4 Penentuan Dimensi Kolom	32
3.4 Perhitungan Pembebanan.....	32
3.4.1 Kombinasi Pembebanan	32
3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur.....	33
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder	33
3.6.1 Perencanaan Tulangan Pelat	33
3.6.2 Perencanaan Tulangan Balok Anak	34
3.6.3 Perencanaan Lift	35
3.7 Perencanaan Struktur Utama.....	37
3.7.1 Perencanaan Tulangan Balok.....	35
3.7.2 Perencanaan Tulangan Kolom.....	36
3.7.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”	36
3.7.4 Perencanaan Struktur Dinding Geser.....	37
3.8 Kontrol Desain.....	37
3.9 Perencanaan Sambungan	37
3.9.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom.....	38
3.9.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	40

3.9.3	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok	41
3.10	Perencanaan Bangunan Bawah	42
3.10.1	Perencanaan Pondasi	42
3.10.2	Daya Dukung Grup Tiang Pancang	43
3.10.3	Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang	43
3.10.4	Kontrol Geser Pons pada Poer	44
3.10	Gambar Teknik	45
 BAB IV PRELIMINARY DESAIN		47
4.1	Umum	47
4.2	Perencanaan Dimensi Balok	47
4.2.1	Dimensi Balok Induk	48
4.2.2	Dimensi Balok Anak	49
4.3	Perencanaan Tebal Pelat	50
4.3.1	Peraturan Perencanaan Pelat	50
4.3.2	Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap	50
4.4	Perencanaan Dimensi Kolom	54
4.4.1	Dimensi Kolom Lantai 25-Top Floor	54
4.4.2	Dimensi Kolom Lantai 11-22	56
4.4.3	Dimensi Kolom Lantai 1-10	57
4.5	Dimensi Dinding Geser	58
 BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER ...		61
5.1	Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak	61
5.1.1	Data Perencanaan	62
5.1.2	Pembebanan Pelat Lantai	62
5.1.3	Perhitungan Tulangan Pelat	63
5.1.4	Penulangan Stud Pelat Lantai	75
5.1.5	Kontrol Lendutan	77
5.1.6	Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	80
5.2	Perencanaan Balok Anak Pracetak	81
5.2.1	Data Perencanaan Balok Anak Pracetak	81
5.2.2	Pembebanan Balok Anak Pracetak	82
5.2.3	Perhitungan Pembebanan Balok Anak	82

5.2.4	Perhitungan Momen dan Geser	84
5.2.5	Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak	84
5.2.6	Perhitungan Tulangan Geser	89
5.2.7	Pengangkatan Balok Anak	90
5.2.8	Kontrol Lendutan	93
5.3	Perencanaan Tangga	94
5.3.1	Data Perencanaan	94
5.3.2	Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur.....	96
5.3.3	Analisa Gaya-Gaya Dalam	96
5.3.4	Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	100
5.4	Perencanaan Balok Lift.....	107
5.4.1	Data Perencanaan	107
5.4.2	Pembebanan Lift	109
5.4.3	Balok Penggantung Lift.....	110
5.5	Kontrol Kapasitas Crane	113
BAB VI PEMODELAN STRUKTUR		115
6.1	Perhitungan Berat Struktur	117
6.1.1	Berat Total Bangunan	117
6.1.2	Kombinasi Pembebanan	117
6.2	Analisis Beban Seismik	118
6.2.1	Arah Pembebanan	118
6.2.2	Faktor Keutamaan (I_e)	118
6.2.3	Parameter Respon Spektrum Rencana	119
6.2.4	Kategori Desain Seismik (KDS)	119
6.2.5	Faktor Reduksi Gempa (R).....	119
6.3	Analisis Beban Angin	120
6.4	Kontrol Desain.....	121
6.4.1	Kontrol Partisipasi Massa	121
6.4.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	122
6.4.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	125
6.4.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)	128

6.4.5	Kontrol Dual-System	132
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA 135		
7.1	Umum.....	135
7.2	Perencanaan Balok Induk	135
7.2.1	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 50/70 Sebelum Komposit	136
7.2.2	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 50/70 Setelah Komposit	141
7.2.3	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Eksterior 50/70 Setelah Komposit	152
7.2.4	Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/80 Sebelum Komposit	163
7.2.5	Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/80 Setelah Komposit.....	167
7.2.6	Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Eksterior 60/80 Setelah Komposit	178
7.2.7	Pengangkatan Elemen Balok Induk	188
7.3	Perencanaan Kolom	193
7.3.1	Perencanaan Kolom Interior Lantai 1	193
7.3.2	Kontrol Dimensi Kolom	195
7.3.3	Perhitungan Penulangan Kolom	195
7.3.4	Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom	197
7.3.5	Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana V_e	197
7.3.6	Persyaratan ‘Strong Column Weak Beam’	198
7.3.7	Pengekangan Kolom.....	199
7.4	Perencanaan Dinding Struktural	202
7.4.1	Penulangan Geser Shearwall	204
7.4.2	Penulangan Longitudinal Dinding Geser	206
BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN 209		
8.1	Umum	209
8.2	Konsep Desain Sambungan	210
8.2.1	Mekanisme Pemindahan Beban	210

8.2.2	Klasifikasi Sistem dan Sambungan	211
8.2.3	Pola-Pola Kehancuran	212
8.3	Penggunaan Topping Beton	213
8.4	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom	215
8.4.1	Perencanaan Konsol pada Kolom	215
8.4.2	Perhitungan Sambungan Balok – Kolom.....	219
8.4.3	Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak	223
8.5	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok	227
BAB IX PERENCANAAN PONDASI		229
9.1	Umum.....	229
9.2	Data Tanah.....	229
9.3	Kriteria Desain.....	229
9.3.1	Spesifikasi Tiang Pancang	229
9.4	Daya Dukung.....	231
9.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	231
9.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	232
9.4.3	Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok	232
9.5	Perhitungan Tiang Pancang Interior.....	233
9.5.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	233
9.5.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	236
9.5.3	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})	237
9.5.4	Kontrol Kekuatan Tiang	238
9.5.5	Perencanaan Poer Kolom Interior	239
9.6	Perhitungan Tiang Pancang Eksterior	245
9.6.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Eksterior	246
9.6.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Eksterior	248
9.6.3	Kontrol Beban Maksimum 1Tiang (P_{max})	250
9.6.4	Kontrol Kekuatan Tiang	251
9.6.5	Perencanaan Poer Kolom Eksterior	252
9.7	Perencanaan Balok Sloof	258
9.7.1	Data Perencanaan	258

9.7.2	Penulangan Sloof.....	259
9.7.3	Penulangan Geser Sloof.....	260
BAB X METODE PELAKSANAAN.....		263
10.1	Umum	263
10.1.1	Pengangkatan dan Penempatan Crane	263
10.1.2	Pekerjaan Elemen Kolom	264
10.1.3	Pemasangan Elemen Balok Induk	265
10.1.4	Pemasangan Elemen Balok Anak	265
10.1.5	Pemasangan Elemen Pelat	266
BAB XI PENUTUP.....		269
11.1	Kesimpulan	269
11.2	Saran	270
Daftar Pustaka		273
Lampiran		
Gambar Output		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa.....	6
Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa	7
Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah.....	7
Tabel 2.4 Perbandingan Antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering.....	19
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	49
Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	50
Tabel 4.3 Beban Mati pada Lantai 25 – Top Floor	54
Tabel 4.4 Beban Hidup pada Lantai 25 – Top Floor	55
Tabel 4.5 Beban Mati pada Lantai 11– 22.....	56
Tabel 4.6 Beban Hidup pada Lantai 11– 22	56
Tabel 4.7 Beban Mati pada Lantai 1– 10.....	57
Tabel 4.8 Beban Hidup pada Lantai 1– 10	57
Tabel 5.1 Tulangan Terpasang pada Pelat	75
Tabel 5.2 Spesifikasi Passenger Elevator	100
Tabel 6.1 Rasio Partisipasi Massa Gedung Hotel Harris ...	122
Tabel 6.2 Periode dan Frekuensi Struktur.....	124
Tabel 6.3 Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa	127
Tabel 6.4 Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala	128
Tabel 6.5 Kontrol Simpangan Akibat RSPX	130
Tabel 6.6 Kontrol Simpangan Akibat RSPY	130
Tabel 6.7 Presentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur.....	133
Tabel 7.1 Gaya Dalam Kolom Lantai Bawah.....	194
Tabel 7.2 Gaya Dalam Kolom Atas.....	194
Tabel 7.3 Gaya Dalam Kolom Bawah.....	194
Tabel 7.4 Beban yang Dipikul Shearwall Lt.1	204
Tabel 7.5 Gaya Dalam Shearwall Lt.1	206
Tabel 9.1 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton	230
Tabel 9.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	234
Tabel 9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	246

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Respon Spectrum Rencana	8
Gambar 2.2	Sambungan Basah (In-Situ Concrete Joint)	15
Gambar 2.3	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las (Sumber : Ervianto, 2006).....	16
Gambar 2.4	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa Corbel atau Shoulder (Sumber : Ervianto, 2006)	16
Gambar 2.5	Sambungan Balok dengan Pin-Joint (Sumber : Ervianto, 2006)	17
Gambar 2.6	Sambungan Pin-Joint pada Kolom dengan Baut sebagai Alat Sambung (Sumber : Ervianto, 2006).....	17
Gambar 2.7	Sambungan Kolom dengan Profil I (Sumber : Ervianto, 2006)	18
Gambar 2.8	Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat Cantilever pada Keempat Sisinya (Sumber : Ervianto, 2006).....	18
Gambar 2.9	Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat	20
Gambar 2.10	Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat	21
Gambar 2.11	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak ..	21
Gambar 2.13	Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus) (Sumber : Kim S. Elliot, 2002).....	21
Gambar 2.14	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 2 Titik Angkat	22
Gambar 2.15	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat	23
Gambar 2.16	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak ...	23
Gambar 3.1	Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir.....	25
Gambar 3.2	Section Existing.....	27

Gambar 3.3	Section Existing	27
Gambar 3.4	Sambungan Balok dengan Kolom.....	39
Gambar 3.5	Konsol Pendek.....	40
Gambar 3.6	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	41
Gambar 3.7	Sambungan Pelat Pracetak dan Balok Pracetak.....	41
Gambar 4.1	Denah Balok Induk dan Balok Anak	48
Gambar 5.1	Tipe Pelat HS1 383×450 cm.....	64
Gambar 5.2	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992).....	67
Gambar 5.3	Posisi Titik Angkat Pelat Arah j	69
Gambar 5.4	Posisi Titik Angkat Pelat Arah i	70
Gambar 5.5	Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit.....	76
Gambar 5.6	(a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit	81
Gambar 5.7	Denah Pembebanan Balok Anak	82
Gambar 5.8	Momen Saat Pengangkatan Balok Anak	90
Gambar 5.9	Letak Titik Pengangkatan.....	91
Gambar 5.10	Perencanaan Tangga.....	95
Gambar 5.11	Sketsa Beban pada Tangga.....	97
Gambar 5.12	Free Body Diagram Gaya-Gaya padaTangga	99
Gambar 5.13	Bidang Lintang (D) pada Tangga.....	99
Gambar 5.14	Bidang Normal (N) pada Tangga	100
Gambar 5.15	Bidang Momen (M) pada Tangga.....	100
Gambar 5.16	Denah Lift	108
Gambar 6.1	Denah Struktur Harris Hotel	115
Gambar 6.2	Pemodelan 3D Struktur Harris Hotel.....	116
Gambar 6.3	Hasil Analisis Struktur menggunakan Program Bantu SAP 2000	104

Gambar 7.1	Detail Pembalokan.....	136
Gambar 7.2	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit	138
Gambar 7.3	Denah Pembalokan	142
Gambar 7.4	Denah Posisi Balok Eksterior 50/70	153
Gambar 7.5	Denah Posisi Balok Interior 60/80.....	168
Gambar 7.6	Denah Posisi Balok Eksterior 60/80	179
Gambar 7.7	Momen saat Pengangkatan Balok Induk....	189
Gambar 7.8	Letak Titik Pengangkatan	190
Gambar 7.9	Potongan Rangka Struktur	193
Gambar 7.10	Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Lt1	196
Gambar 7.11	Output Momen Kolom	196
Gambar 7.12	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK	198
Gambar 7.13	Denah Penempatan Shearwall	203
Gambar 7.14	Diagram Interaksi Aksial dan Momen Shearwall	207
Gambar 7.15	Pemodelan Dinding SW1 dengan Program Bantu	208
Gambar 8.1	Panjang Tumpuan pada Tumpuan.....	210
Gambar 8.2	Mekanisme Pemindahan Beban	211
Gambar 8.3	Model Keruntuhan	212
Gambar 8.4	Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom.....	213
Gambar 8.5	Geometrik Konsol Pendek	215
Gambar 8.6	Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk	221
Gambar 8.7	Panjang Penyaluran Pelat.....	227
Gambar 9.1	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	236
Gambar 9.2	Bidang Kritis pada Poer Arah x	240
Gambar 9.3	Bidang Kritis pada Poer Arah y	242
Gambar 9.4	Penulangan pada Poer.....	243
Gambar 9.5	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior	244

Gambar 9.6	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	249
Gambar 9.7	Bidang Kritis pada Poer Arah-x.....	253
Gambar 9.8	Bidang Kritis pada Poer Arah-y.....	254
Gambar 9.9	Penulangan pada Poer.....	256
Gambar 9.10	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Eksterior	257
Gambar 9.11	Diagram Interaksi Balok Sloof 35/50	260
Gambar 9.11	Output Momen Tahanan Balok Sloof 35/50.....	260
Gambar 10.1	Pemasangan Bracing pada Kolom	265
Gambar 10.2	Pemasangan Balok Induk Pracetak	223
Gambar 10.3	Pemasangan Balok Anak Pracetak.....	265
Gambar 10.4	Pemasangan Pelat Pracetak.....	266
Gambar 10.5	Pemberian Topping.....	267

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan berkembangnya teknologi, kegiatan pembangunan konstruksi semakin maju dan terus dikembangkan. Tetapi masalah yang sering dihadapi oleh para konsultan dan kontraktor adalah mengenai lahan yang sekarang semakin sempit dan semakin mahal. Oleh karena itu, banyak perencana yang sekarang membangun gedung dengan model bangunan ke atas (bangunan tinggi) dikarenakan oleh keterbatasan lahan. Salah satunya adalah Skyline Tower. Dengan dibarengi perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, maka semakin besar dorongan dan keinginan untuk membuat pekerjaan konstruksi menjadi lebih mudah dan efektif. Metode pracetak merupakan salah satu metode konstruksi yang memberikan kemudahan dalam pelaksanaan.

Skyline Tower merupakan gedung perhotelan yang nyaman dan berada di pusat kota Surabaya yang terdiri dari 2 tower. Struktur gedung Skyline Tower dirancang menggunakan beton metode cor setempat. Gedung ini akan dimodifikasi menggunakan metode pracetak. Pada pengerjaan TA ini akan dipilih gedung Hotel Harris yang lebih ramping dan mengontrol simpangan antarlantainya, alasannya untuk melihat perilaku gedung tinggi yang ramping jika dikenai beban gempa. Elemen struktur yang akan direncanakan menggunakan metode pracetak adalah balok dan pelat, sedangkan kolomnya tetap menggunakan cor setempat.

Dalam proses konstruksi yang menggunakan beton pracetak, pembuatan komponen beton berupa balok, kolom, dan pelat beton pracetak dilakukan disuatu tempat yang berada didekat lokasi pembangunan gedung. Setelah cukup umur, komponen tersebut dipasang di lokasi, kemudian sambungan antar komponen di grout dengan beton mutu tinggi.

Untuk analisis perhitungan pada penulisan Tugas Akhir ini didesain pada zona gempa tinggi dengan menggunakan sistem ganda, dimana terjadi kombinasi antara rangka kaku dan dinding geser. Topik yang diambil pada tugas akhir ini adalah “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Harris Surabaya pada Skyline Tower dengan menggunakan beton pracetak”. Selanjutnya akan dibahas bagaimana cara merancang modifikasi gedung tersebut dengan menggunakan beton pracetak dan diharapkan menghasilkan desain yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan peraturan yang berlaku sehingga memperoleh hasil yang efisien tanpa mengabaikan faktor keselamatan dan fungsi dari bangunan tersebut.

1.2 Perumusan Masalah

Rumusan Masalah Utama:

Bagaimana melakukan perencanaan Gedung Hotel Harris yang didesain dengan metode pracetak.

Detail permasalahan:

1. Bagaimana merencanakan dimensi struktur utama dan struktur sekunder Gedung Hotel Harris?
2. Bagaimana mengontrol simpangan antarlantai Gedung Hotel Harris ?
3. Bagaimana analisa dan perhitungan Gedung Hotel Harris agar mampu menahan beban gravitasi, lateral dan beban gempa?
4. Bagaimana merencanakan detailing sambungan komponen-komponen beton pracetak pada gedung?
5. Bagaimana analisa struktur Gedung Hotel Harris dengan menggunakan program ETABS?
6. Bagaimana merencanakan pondasi pada Gedung Hotel Harris?

1.3 Tujuan

Tujuan dari perencanaan ulang dan modifikasi Gedung Hotel Harris, yaitu:

1. Mampu merencanakan dimensi struktur utama dan struktur sekunder Gedung Hotel Harris.
2. Mampu mengontrol simpangan antarlantai pada kasus gedung tinggi.
3. Mampu merencanakan dimensi dan detail sambungan komponen-komponen pracetak pada struktur.
4. Mampu merencanakan gedung yang dapat menahan beban gravitasi, beban lateral dan beban gempa.
5. Mampu menganalisa Gedung Hotel Harris dengan program bantu ETABS.
6. Mampu merencanakan pondasi Gedung Hotel Harris.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari perencanaan ulang dan modifikasi Gedung Hotel Harris, yaitu:

1. Penggunaan beton pracetak hanya digunakan pada struktur balok, pelat.
2. Tidak meninjau dari segi manajemen konstruksi dan arsitektural.
3. Gedung Hotel Harris ini akan direncanakan pada zona gempa tinggi dan menggunakan sistem ganda.
4. Hanya meninjau metode pelaksanaan yang berkaitan dengan perhitungan struktural.
5. Tidak meninjau perhitungan basement.

1.5 Manfaat

Manfaat dari perencanaan ulang dan modifikasi Gedung Hotel Harris yaitu:

1. Diperoleh dimensi yang lebih efisien dari elemen-elemen struktur yang sesuai dengan pembebanan dan peraturan yang disyaratkan.
2. Diperoleh wawasan baru mengenai perilaku gedung tinggi yang ramping jika dikenai beban gempa.
3. Diperoleh bagaimana detail sambungan komponen-komponen pracetak stuktur Hotel Harris.

4

4. Dapat digunakan sebagai referensi dalam perencanaan gedung menggunakan sistem pracetak.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pracetak merupakan suatu proses produksi komponen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat atau lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi dimana komponen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan (Ervianto, 2006). Dalam hal seperti ini beton pracetak tidaklah berbeda dengan beton biasa. Yang membedakannya adalah beton pracetak dicetak di tempat khusus (secara fabrikasi) sedangkan beton biasa dibuat langsung di tempat (cor in-situ).

2.2 Karakteristik Resiko Gempa Wilayah

Pada SNI 1726:2012 dalam perencanaan desain seismik gempa, bangunan gedung dan non gedung dikategorikan beberapa jenis (pasal 4.1), serta diklasifikasikannya situs tanah yang nantinya akan dihitung respon spektral yang terjadi pada daerah tersebut.

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewatinya besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen. Pembesaran gempa didesain sesuai dengan kategori resiko bangunan gedung, situs tanah serta parameter percepatan gempa.

Tabel 2.1 Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkuliahan, pemerintahan, dan pertahanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,II,III, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen rumah sipil - Pusat pembelajaran mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Patris 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Gedung - Gedung pertanian - Stasiun - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pertanian anak - Pejabat - Bangunan anak orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi anak menyebabkan dampak ekonomi yang besar dimana pengguna material terhadap kehidupan masyarakat setelah-hari bisa terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas industri, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahasanya melebihi nilai batas yang ditetapkan oleh instansi yang berwenang dan dapat menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Tabel 2.1 Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa (Lanjutan)

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

Dari tabel di atas akan didapatkan kategori risiko bangunan gedung dan non gedung tersebut, akan didapatkan faktor keutamaan gempa.

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

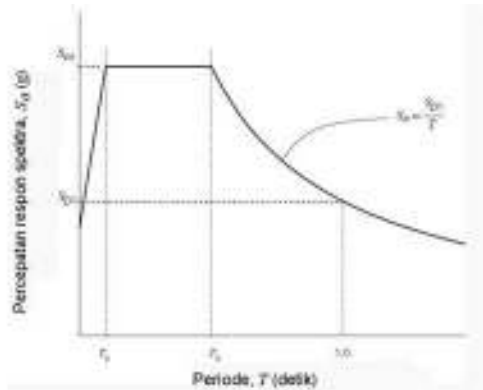
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_c
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{60}	\bar{s}_v (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_v < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_v < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai



Gambar 2.1 Respon Spectrum Rencana

2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung

2.3.1 Sistem Struktur

Pada perencanaan suatu gedung, sistem struktur yang digunakan merupakan hal yang perlu diperhatikan. Suatu bangunan gedung diharuskan memiliki sistem struktur yang sesuai dengan faktor daya tahan terhadap gempa. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut :

1. Situs SA dan SB (resiko gempa rendah).
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (resiko gempa sedang).
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE, SE dan SF (resiko gempa tinggi).
Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

2.3.2 Struktur Gedung

Pada SNI 1726 ps.4.2.1 mengatur 9 tipe struktur yang beraturan kemudian Ps. 4.2.2 menetapkan struktur yang tidak memenuhi Ps. 4.2.1 dianggap sebagai struktur gedung tidak beraturan.

2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Membangun di wilayah resiko gempa tinggi, yang masuk wilayah gempa 5 dan 6, dan untuk memikul gaya-gaya akibat gempa harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) atau sistem dinding struktur khusus (SDSK) atau sistem dual khusus. (Rahmat Purwono, 2005).

Persyaratan-persyaratan fundamental untuk SRPMK yang daktail adalah :

1. Sedapatnya menjaga keteraturan struktur
2. Cukup kuat menahan gempa normative yang ditentukan berdasarkan kemampuan disipasi energi.
3. Cukup kaku untuk membatasi penyimpangan.
4. Hubungan balok kolom cukup kuat menahan rotasi yang terjadi
5. Komponen-komponen balok dan kolom mampu membentuk sendi plastis tanpa mengurangi kekuatannya yang berarti
6. Balok-balok mendahului terbentuknya sendi-sendi plastis yang tersebar diseluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom
7. Tidak ada kolom yang lebih lemah yang akan menyebabkan sendi-sendi plastis di ujung atas dan bawah pada kolom-kolom lain ditingkat itu yang menjurus pada keruntuhan seluruh struktur, (Prof. Rachmad Purwono, Tavio; Seminar dan Pameran HAKI 2007)

Konsep “strong column weak beam” dalam sitem rangka pemikul momen khusus mengandung arti bahwa konstruksi kolom yang ada harus lebih kaku dari pada balok, sehingga kerusakan struktur ketika terjadi beban lateral/gempa, terlebih

dahulu terjadi pada balok, lalu kerusakan struktur terjadi pada kolom. Dengan kata lain, balok-balok mendahului pembentukan sendi-sendi plastis yang tersebar di seluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom.

2.5 Dinding Geser

Dinding geser merupakan suatu subsistem gedung yang memiliki fungsi utama untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa. Keruntuhan pada dinding geser disebabkan oleh momen lentur karena terjadinya sendi plastis pada kaki dinding. Semakin tinggi suatu gedung, simpangan yang terjadi akibat gaya lateral akan semakin besar, untuk itu sering digunakan dinding geser pada struktur bangunan tinggi untuk memperkaku struktur rangka sehingga dimensi struktur rangka dapat dibuat seefisien mungkin pada struktur bangunan tinggi akibat gaya lateral.

2.6 Perilaku Struktur Gedung Tinggi

Sebagaimana diketahui bahwa struktur bangunan akan mengalami kerusakan besar apabila frekuensi dominan beban (getaran) tanah akibat gempa berdekatan dengan frekuensi getaran bangunan. Semakin besar getaran maka akan terjadi suatu deformasi dari kondisi semula. Jika deformasi tersebut mencapai titik kelelahan elemen-elemen struktur, maka struktur dapat mengalami keruntuhan. Gaya lateral yang terjadi akan menimbulkan drift atau defleksi lateral yang merupakan peralihan lateral dari satu lantai dengan lantai dibawahnya. Defleksi lateral yang terjadi selama gempa harus dibatasi nilainya. Pencegahan defleksi lateral dapat dikurangi dengan perencanaan suatu struktur yang mampu mendistribusikan gaya lateral pada semua elemen struktur secara merata. Perencanaan struktur itu dapat berupa penambahan dinding geser dan elemen bresing diagonal pada struktur gedung.

2.7 Simpangan Antarlantai

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antarlantai yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melebihi 0.02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain C, D, E atau F, simpangan antarlantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik diatas dan dibawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

2.8 Perilaku Struktur Rangka-Dinding Geser (Dual System)

Semakin tinggi suatu gedung, penggunaan struktur rangka saja untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa menjadi kurang ekonomis karena akan menyebabkan dimensi struktur balok dan kolom yang dibutuhkan akan semakin besar untuk menahan gaya lateral. Oleh karena itu, untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap gaya lateral dapat digunakan kombinasi antara rangka kaku dengan dinding geser dan kolom-kolom struktur akan dihubungkan secara kaku (rigid) oleh balok-balok pada setiap lantai bangunan. Dengan adanya hubungan yang rigid antara kolom, balok, dan dinding geser akan memungkinkan terjadinya interaksi antara struktur rangka dan dinding geser secara menyeluruh pada bangunan, dimana struktur rangka dan dinding geser akan bekerja bersama-sama dalam menahan beban yang bekerja baik itu beban gravitasi maupun beban lateral. Rangka pemikul momen sekurang-kurangnya mampu menahan 25% dari gaya lateral dan sisanya ditahan oleh dinding geser. Oleh karena itu, dinding geser harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang mungkin terjadi akibat beban gempa, dimana berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1, tebal dinding geser minimum (t_d) tidak boleh kurang dari 100 mm. Selain itu, dengan menggunakan sistem ganda ini, maka simpangan lateral akan jauh berkurang seiring dengan

peningkatan jumlah lantai struktur. Semakin tinggi suatu struktur gedung, semakin besar simpangan yang terjadi. Besarnya simpangan keseluruhan yang terjadi pada sistem rangka kaku-dinding geser diperoleh dengan cara menggabungkan perilaku kedua elemen tersebut.

2.9 Sistem Beton Pracetak

Sistem beton pracetak dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat/lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi di mana elemen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan (Ervianto, 2006).

Pembuatan elemen beton pracetak dapat dilakukan di pabrik maupun di lapangan. Beton pracetak sebenarnya tidak berbeda dengan beton yang sering dijumpai dalam bangunan pada umumnya. Yang membedakan hanyalah proses produksinya. Beton pracetak dihasilkan dari proses produksi dimana lokasi pembuatannya berbeda dengan lokasi dimana elemen akan digunakan.

2.9.1 Pelat

Sebagai elemen struktur yang langsung mendukung beban penghuni sebuah bangunan gedung, plat harus sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Eksistensi plat dalam bangunan tinggi membutuhkan material hingga 50% dari kebutuhan total material elemen struktur (Ervianto, 2006)

Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa yang terjadi. Pada waktu pengangkatan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit.

2.9.2 Balok

Balok berfungsi untuk memikul beban-beban semisal beban pelat dan berat balok itu sendiri serta beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Penentuan bentuk

penampang dari sebuah balok dipengaruhi oleh sistem yang akan digunakan, misalnya sistem sambungan antara balok dan plat lantai, sistem sambungan antara balok dengan kolom.

Ada 3 jenis balok pracetak, yaitu :

- a. Balok berpenampang L (L-shaped beam)
- b. Balok berpenampang T terbalik (Inverted Tee Beam)
- c. Balok berpenampang persegi (Rectangular Beam)

Keuntungan dari balok jenis ini adalah pada saat fabrikasi memudahkan dalam bekisting, selain itu lebih ekonomis.

2.9.3 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).

Menurut Wang (1986) dan Ferguson (1986) jenis-jenis kolom ada tiga, yaitu:

- 1) Kolom ikat (tie column)
- 2) Kolom spiral (spiral column)
- 3) Kolom komposit (composite column)

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

2.10 Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan beton pracetak baik komponen pelat lantai, balok dan kolom harus memperhatikan sambungan. Sambungan memiliki beberapa fungsi diantaranya adalah menyalurkan beban-beban yang bekerja, menyatukan masing-masing komponen beton pracetak tersebut menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya.

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 18.6 gaya-gaya boleh disalurkan antara komponen-komponen struktur dengan menggunakan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut.

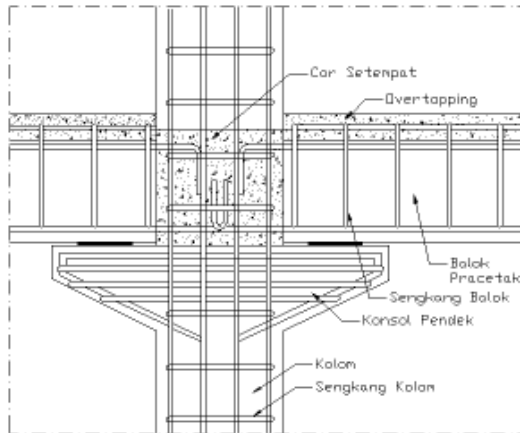
Sambungan pada komponen beton pracetak dibagi 2 macam, yaitu Sambungan Basah merupakan sambungan dengan menggunakan cor setempat (in situ concrete joint). Selanjutnya Sambungan kering dimana dapat menggunakan sambungan las ataupun sambungan baut.

2.10.1 Sambungan Basah (In-situ Concrete Joint)

Sambungan jenis ini dapat diaplikasikan pada komponen-komponen beton pracetak:

- Kolom dengan kolom
- Kolom dengan balok
- Balok anak dengan balok induk
- Pelat dengan balok

Metode pelaksanaannya adalah dengan melakukan pengecoran pada pertemuan dari komponen-komponen tersebut. Diharapkan hasil pertemuan dari tiap komponen tersebut dapat menyatu. Sedangkan untuk cara penyambungan tulangan dapat digunakan coupler ataupun secara overlapping. Sambungan basah dapat berfungsi untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut serta perubahan suhu. Selain itu, sambungan basah dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit. Pada Tugas Akhir ini akan menggunakan sambungan basah.



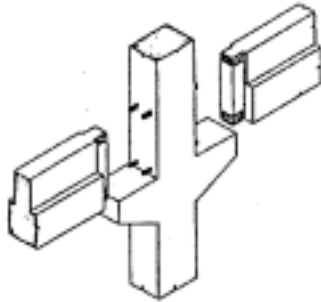
Gambar 2.2 Sambungan Basah (In –Situ Concrete Joint)

2.10.2 Sambungan Kering (Dry Connection)

Alat sambung kering dalam menyatukan komponen beton pracetak menggunakan plat baja yang ditanamkan dalam beton dan ditempatkan pada ujung-ujung yang akan disatukan. Fungsi dari plat baja ini adalah untuk meneruskan gaya-gaya sehingga plat baja ini harus benar-benar menyatu dengan material betonnya. Dalam penyatuan komponen-komponen beton pracetak dapat digunakan alat sambung berupa baut atau las. Untuk menghindari terjadinya korosi pada plat baja, setelah proses penyambungan selesai maka lubang sambungan tersebut harus di-grouting.

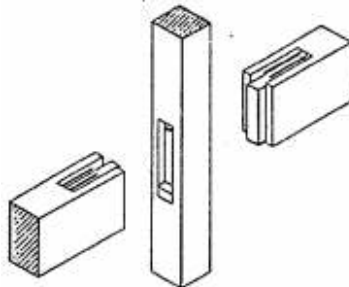
1) Sambungan Kaku antara Balok-Kolom Menerus

Pada pertemuan antara balok dengan kolom, ujung balok didukung oleh corbels yang menjadi satu dengan kolom. Penyatuan antara dua komponen tersebut menggunakan las yang dilaksanakan pada plat baja yang tertanam dalam balok dengan plat baja yang telah disiapkan pada sisi kolom.



Gambar 2.3 Sambungan kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las
(Sumber : Ervianto, 2006)

Jika karena sesuatu hal maka pada kolom tidak dikehendaki adanya corbel maka untuk menyatukan kedua komponen tersebut dapat digunakan baja siku yang ditempatkan pada balok.

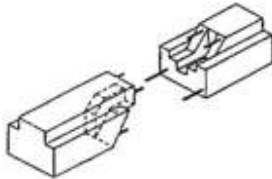


Gambar 2.4 Sambungan kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa Corbel atau Shoulder
(Sumber : Ervianto, 2006)

2) Sambungan Sistem Lambda

Sambungan jenis ini digunakan untuk pelaksanaan penyatuan antarbalok. Cara penyambungannya adalah dengan menempatkan pin pada ujung balok yang akan disatukan. Pin tersebut kemudian disatukan dengan alat

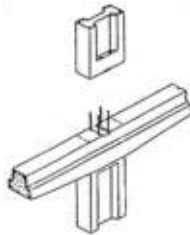
sambung berupa baut ataupun las dan diikuti dengan grouting untuk menghindari korosi yang mungkin terjadi. Sambungan antarbalok sebaiknya ditempatkan pada daerah dengan momen terkecil.



Gambar 2.5 Sambungan Balok dengan Pin-Joint
(Sumber : Ervianto, 2006)

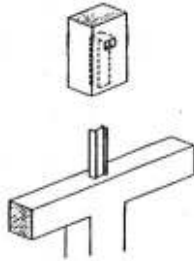
3) Sambungan Kolom dengan Pin Joints

Untuk menyatukan dua buah kolom yang mempunyai tampang I dapat digunakan pin yang terletak pada bagian atas kolom bawah dan kemudian pada bagian bawah kolom atas disiapkan lubang untuk memasukkan pin ke dalam lubang kemudian menggunakan baut sebagai alat bantu. Ujung atas baut di-grouting untuk menghindari terjadinya korosi.



Gambar 2.6 Sambungan Pin-Joint pada Kolom dengan Baut sebagai Alat Sambung (Sumber : Ervianto, 2006)

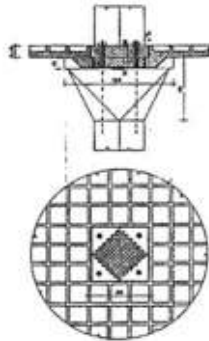
Cara lain untuk menyatukan kolom adalah menggunakan baja profil I yang ditempatkan pada ujung atas dari kolom bagian bawah, sedangkan ujung bawah dari kolom bagian atas diberi lubang untuk menempatkan profil tersebut dan dilakukan grouting untuk menyatukannya.



Gambar 2.7 Sambungan Kolom dengan Profil I
(Sumber : Ervianto, 2006)

4) Sambungan Baut pada Mushroom Structure

Penyatuan komponen beton pracetak tipe mushroom dapat dilakukan dengan alat sambung baut. Cara penyambungannya dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat Cantilever
pada Keempat Sisinya. (Sumber : Ervianto, 2006)

Tabel 2.4 Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering (Sumber : Ervianto, 2006)

Deskripsi	Sambungan Basah	Sambungan Kering
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak Monolit
Waktu agar sambungan berfungsi secara efektif	Perlu setting time	Segera dapat berfungsi
Ketinggian Bangunan	-	Max 25 meter
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk setting time	Lebih cepat 25% - 40% dari in-situ concrete joint
Toleransi Dimensi	Lebih tinggi dari sambungan baut dan las	Rendah, sehingga dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan erection

2.11 Perencanaan Struktur Dinding Geser

2.11.1 Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

2.11.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

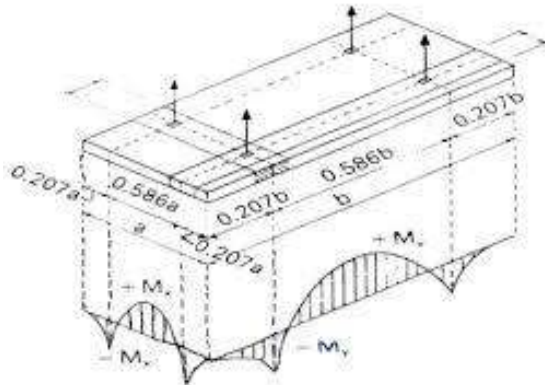
2.12 Pengangkatan Elemen Pracetak

Untuk menjamin agar elemen pracetak tidak mengalami kerusakan/keretakan elemen pracetak harus diperhatikan dengan pada saat proses pengangkatan maupun penyimpanan. Setelah dilakukan perencanaan struktur sekunder perlu dilakukan kontrol pengangkatan, dimana dalam pelaksanaan pekerjaan beton pracetak perlu erection atau pengangkatan elemen pracetak dari site ke tempat pemasangan beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti.

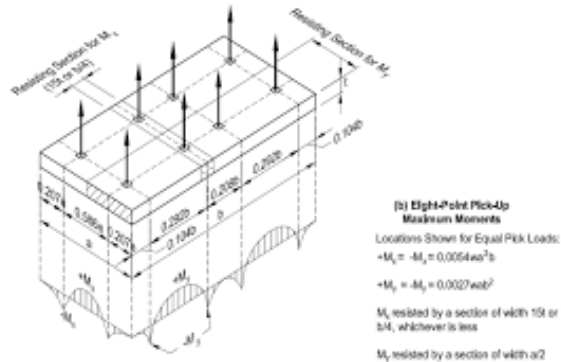
Berikut adalah beberapa tata cara mengangkat elemen beton pracetak sesuai PCI Design Handbook :

a. Titik Angkat untuk pelat Beton Pracetak

Pemasangan pelat pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat untuk pelat dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak.

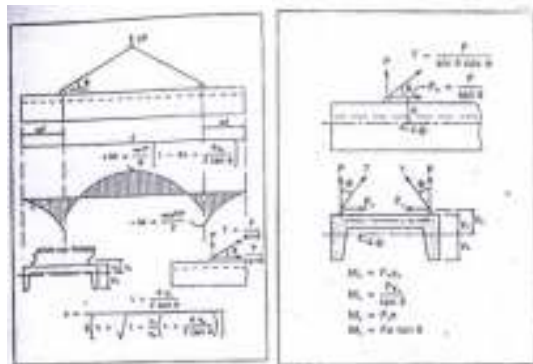


Gambar 2.9 Titik Angkat untuk pelat Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat



Gambar 2.10 Titik Angkat untuk pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat

- b. Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak
Balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.11 Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak

Dalam melakukan pengangkatan elemen pracetak akan mengakibatkan momen. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengangkatan pada elemen pracetak harus dipilih alternatif terbaik untuk pengangkatan elemen pracetak tersebut. Dengan demikian elemen pracetak tersebut terjamin dari kerusakan serta aman dalam operasional pengangkatan elemen pracetak.

2.13 Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam membangun suatu konstruksi beton pracetak adalah sebagai berikut:

- a. Rangkaian kegiatan yang dilakukan pada proses produksi :
 1. Pembangunan rangka tulangan
 2. Pembuatan cetakan
 3. Pembuatan campuran beton
 4. Pengecoran beton
 5. Perawatan beton (curing)
 6. Penyempurnaan akhir
 7. Penyimpanan

- b. Transportasi dan alat angkat

Transportasi merupakan kegiatan pengangkatan elemen pracetak dari pabrik ke lokasi pemasangan. Sistem transportasi ini sangat berpengaruh terhadap waktu, efisiensi konstruksi dan biaya. Yang harus diperhatikan dalam sistem transportasi ini adalah :

1. Spesifikasi alat transportasi
2. Rute transportasi
3. Perijinan

(Sumber: Muhammad Muklis)

Alat angkat adalah alat untuk memindahkan elemen beton pracetak dari tempat penumpukan ke posisi perakitan. Alat angkut dikategorikan sebagai berikut :

1. Mobile crane
2. Telescopic crane

3. Tower crane

4. Portal crane

(Sumber: Muhammad Muklis)

c. Pelaksanaan konstruksi (Erection)

Metode dan jenis ereksi yang terjadi pada pelaksanaan konstruksi pracetak diantaranya :

1. Dirakit per elemen

2. Lift – Slab System

Lift – Slab System merupakan pengikatan elemen lantai ke kolom dengan menggunakan dongkrak hidrolis.

3. Slip – Form System

Sistem ini beton dituangkan di atas cetakan baja yang dapat bergerak memanjat ke atas mengikuti penambahan ketinggian dinding yang bersangkutan.

4. Push – Up/Jack –Block System

Sistem ini lantai teratas atap dicor terlebih dahulu kemudian diangkat dengan hydraulic – jack yang dipasang di bawah elemen pendukung vertikal.

5. Box System

Sistem yang menggunakan dimensional berupa modul-modul kubus beton.

(Sumber: Muhammad Muklis)

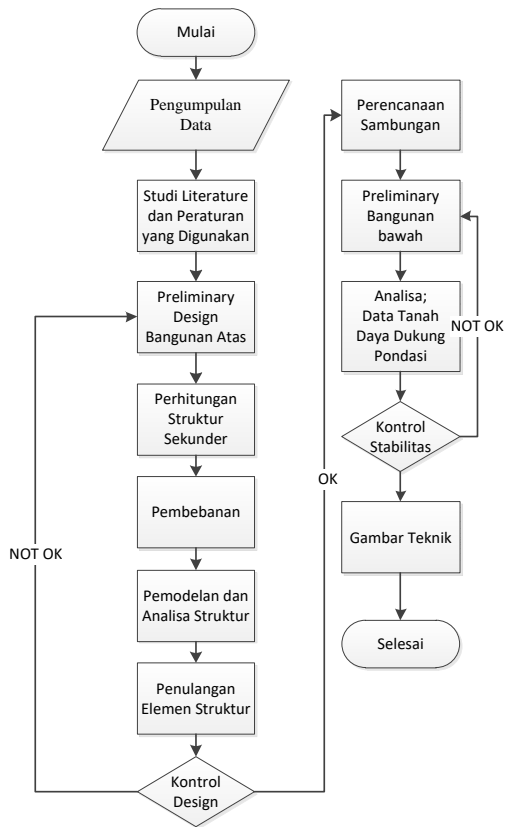
2.14 Pondasi

Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung dibawahnya. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi diatasnya.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

Guna memperlancar Tugas Akhir, maka diperlukan alur dari setiap tahapan perencanaan. Tahapan-tahapan perencanaan yang akan digunakan untuk merencanakan Gedung Skyline Tower pada Tugas Akhir ini adalah :



Gambar 3.1 Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir

3.1 Pengumpulan Data

Data-data yang dikumpulkan merupakan data lapangan yang digunakan dalam perencanaan. Data tersebut berupa data tanah dan data gedung yang digunakan sebagai objek perencanaan ulang dalam hal ini gedung Hotel Harris pada Skyline Tower, seperti site plan, denah, pembalokan serta data-data lain yang diperlukan.

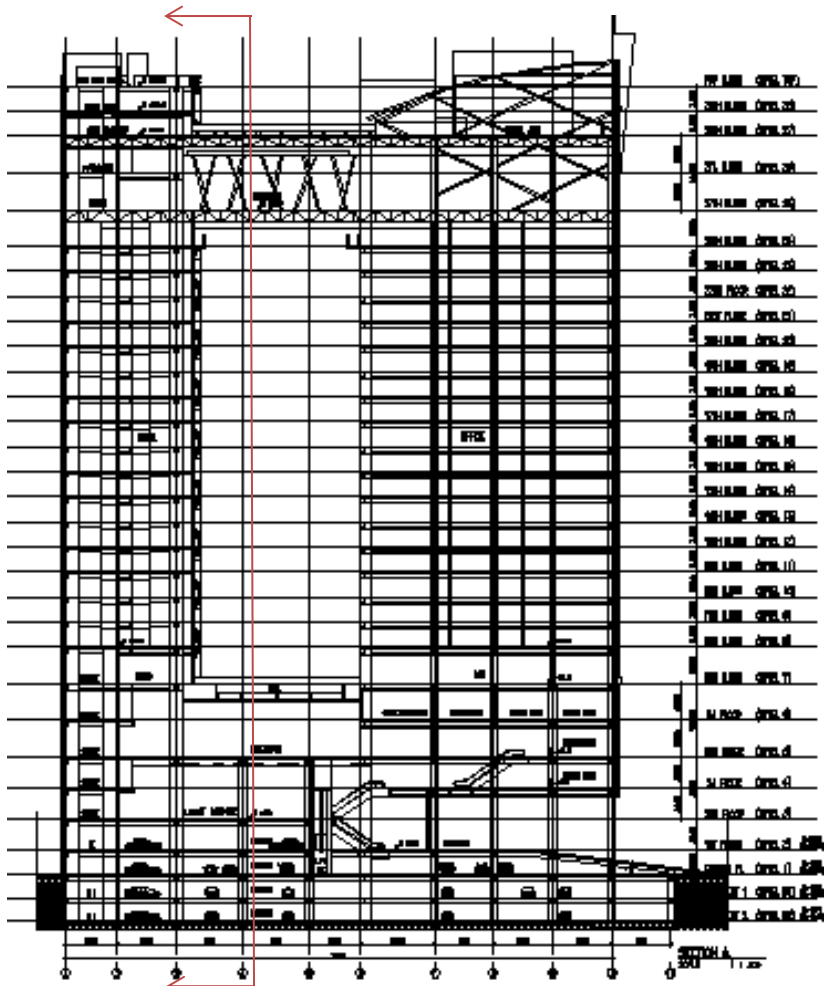
Data Umum Gedung

- Nama Gedung : Gedung Hotel Harris
- Lokasi Gedung : Jalan Mayjen Sungkono No.178
Surabaya
- Fungsi Gedung : Hotel
- Jumlah Lantai : 28 lantai utama
- Tinggi Total Gedung : 99 m

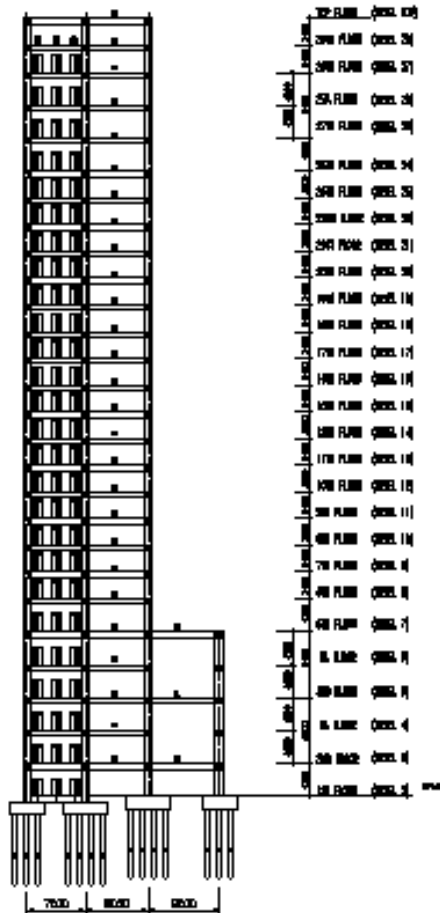
Data Bahan

- Mutu Beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa

Data Tanah : Terlampir



Gambar 3.2 Section Existing



Gambar 3.3 Section Rencana (B-B)

Pada perhitungan Tugas Akhir ini, penulis coba mendesain salah satu gedungnya berdiri sendiri tanpa dikakukan oleh struktur skybridge. Penulis memilih gedung yang lebih ramping, seperti yang terlihat pada gambar 3.3. Alasannya karena gedung tinggi yang ramping akan memiliki simpangan antarlantai

yang cukup besar jika dikenai beban lateral gempa. Jadi pada Tugas Akhir ini akan didesain gedung tersebut menggunakan metode sistem ganda. Karena dengan dikombinasikan struktur rangka dan dinding geser, diharapkan gaya gempa dapat dipikul oleh struktur rangka dan dinding geser tersebut dimana 25% diterima rangka dan sisanya dipikul dinding geser. Dengan metode sistem ganda, diharapkan pada kontrol simpangan antarlantai tidak melebihi batas yang diijinkan. Struktur gedung ini akan direncanakan menggunakan beton pracetak pada pelat dan balok.

3.2 Studi Literatur dan Peraturan yang Dipakai

Mencari literatur dan peraturan yang digunakan dalam perencanaan ulang yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Adapun beberapa literatur serta peraturan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI 2847:2013
2. SNI 1726:2012
3. SNI 1727:2013
4. PCI 6th Edition
5. PCI 7th Edition
6. Kim S. Elliot. 2002. Precast Concrete Structures.
7. Wulfram I. Ervianto. 2006. Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi.
8. Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

3.3 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan perencanaan dimensi elemen-elemen struktur yang mencakup tangga, balok anak, balok induk, kolom dan pelat. Tahapan ini diperlukan dalam panduan perhitungan struktur dan analisa pada perencanaan dari gedung ini.

3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat, langkah-langkah perhitungannya adalah :

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (one way slab) atau pelat dua arah (two way slab).
2. Tebal minimum pelat satu arah (One-way slab) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
 - a. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
 - 1) Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
 - 2) Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
 - b. Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{I_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-12) dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk α_m lebih besar dari 2,0 , ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{I_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13) dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dimana :

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek

α_m = nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

3.3.2 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

Dimana :

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

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

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

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

3.3.3 Penentuan Dimensi Balok

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

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

Digunakan apabila $f_y = 420$ Mpa

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

Digunakan untuk f_y selain 420 Mpa

$$h_{\min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003w_c)$$

Digunakan untuk nilai W_c 1440 – 1840 kg/m³

3.3.4 Penentuan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

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

Dimana : W = Beban aksial yang diterima kolom

f_c' = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3.4 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan peraturan pembebanan SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012.

- Beban Gravitasi (Beban Mati dan Beban Hidup)
- Beban Gempa
- Kombinasi Pembebanan

3.4.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1

- 1) $U = 1,4 D$
- 2) $U = 1,2 D + 1,6 L$
- 3) $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- 4) $U = 1,0 D + 1,0 L$
- 5) $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur

Model struktur dibuat mendekati seperti kondisi aslinya yaitu menyatukan struktur utama serta struktur sekunder. Komponen-komponen struktur utama dan sekunder akan dimodelkan dalam ETABS. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menganalisa struktur utama diantaranya adalah :

- Bentuk gedung.
- Dimensi tiap-tiap elemen struktur yang telah dicari dari perhitungan preliminary desain.
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanannya.

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Setelah didapat gaya-gaya dalam dari hasil analisa program struktur, maka dihitung penulangan struktur sekunder.

3.6.1 Perencanaan Tulangan Pelat

a. Penentuan Tulangan Lentur Pelat

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur pelat sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

Rasio penulangan:

- Rasio penulangan minimum pelat : $\rho_{\min} = 0,0018$
- Perhitungan ρ_{balance} dan ρ_{max} berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal B.8.4.2

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_b$$

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

b. Perhitungan Tulangan Geser

Sedangkan untuk perhitungan kebutuhan tulangan geser, dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
2. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

- ❖ $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
- ❖ $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum
- ❖ $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
- ❖ $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.

dimana :

- $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$

- $V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d$

- $\phi = 0,6$ (untuk geser)

Keterangan :

V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

4. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4 :

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.

c. Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

3.6.2 Perencanaan Tulangan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam

yang terjadi dibalok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser.

3.6.3 Perencanaan Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dalam gedung dari satu tingkat ke tingkat lain. Perencanaan lift disesuaikan dengan pemikiran jumlah lantai dan perkiraan jumlah pengguna lift. Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping itu juga berfungsi menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus.

3.7 Perencanaan Struktur Utama

Perhitungan perencanaan struktur utama dilakukan setelah perhitungan untuk elemen sekunder beserta gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisa struktur, selanjutnya pendetailan elemen-elemen struktur utama. Perencanaan struktur ini meliputi perencanaan penulangan lentur dan perencanaan penulangan geser.

3.7.1 Perencanaan Tulangan Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilakukan dengan langkah-langkah seperti berikut ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.

➤ Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\phi V_n \geq V_u$, dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s)

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

Dan untuk

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_w d$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$

(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1)

Dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

3.7.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

3.7.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

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

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami

bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam.

3.7.4 Perencanaan Struktur Dinding Geser

a. Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI-2847-2013 pasal 14.5.3.(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

b. Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi V_n = \phi 0,83 \times \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d \geq V_u$$

SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.

Dimana : $d = 0,8 I_w$

3.8 Kontrol Desain

Pada tahapan ini, perlu dikontrol terlebih dahulu sebelum memasuki tahapan selanjutnya. Kontrol ini berupa kontrol terhadap geser, lendutan serta lentur.

3.9 Perencanaan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak

direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (cast in place emulation).

Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton cast in place di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI jurnal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas strong coloumn weak beam.

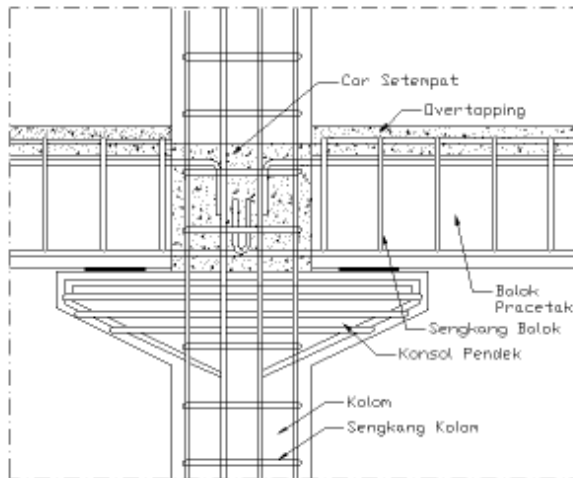
Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombuinasi cara – cara tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

3.9.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

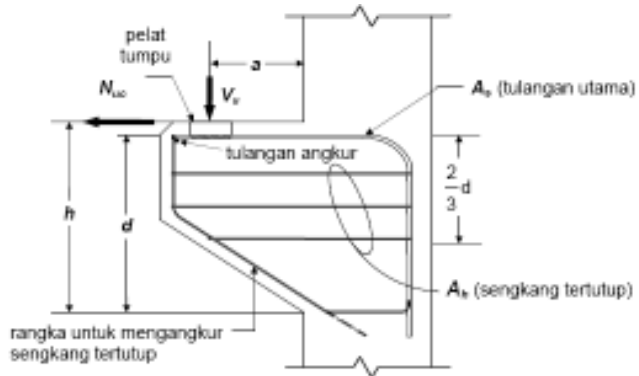
- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.

- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.



Gambar 3.4 Sambungan Balok dengan Kolom

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.

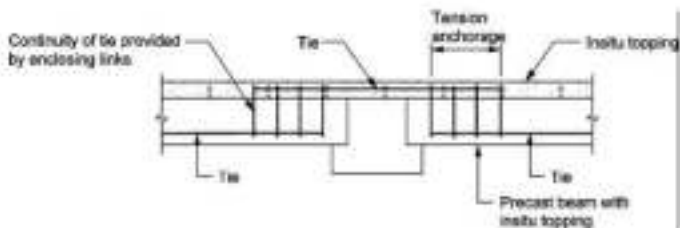


Gambar 3.5 Konsol Pendek

3.9.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SK SNI 2847:2013.

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

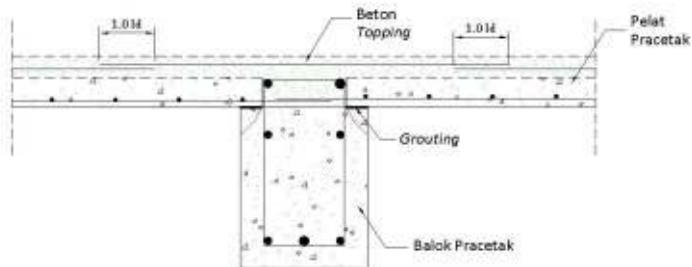


Gambar 3.6 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

3.9.3 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

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

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan plat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03- 1728 -200X pasal 9.13.
3. Grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.



Gambar 3.7 Sambungan Pelat Pracetak dan Balok Pracetak

3.10 Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah ini berupa perencanaan pondasi yang ada pada proyek pembangunan gedung tersebut.

3.10.1 Perencanaan pondasi

Dalam perencanaan tugas akhir ini pondasi dari struktur yang akan dihitung dan direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang grup. Hal ini mendasari perlunya perhitungan efisiensi grup tiang pancang. Pondasi harus didesain menahan gaya yang dihasilkan untuk mengakomodasi pergerakan yang disalurkan ke struktur oleh gerak tanah desain. Sifat dinamis gaya, gerak tanah yang diharapkan, dasar desain untuk kekuatan dan kapasitas energi struktur, dan property dinamis tanah harus disertakan dalam penentuan kriteria desain pondasi. Desain dan konstruksi pondasi harus sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 7.13

Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada Standart Penetration Test (SPT) terlampir dengan menggunakan persamaan Luciano Decourt (1982).

$$QL = Q_s + Q_p$$

- $Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$
- $Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar $4B$ di atas hingga $4B$ di bawah pondasi

B = Diameter dasar pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$ (lempung)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$ (lanau berlempung)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$ (lanau berpasir)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$ (pasir)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan

$$3 \leq N_s \leq 50$$

- A_s = Luas selimut tiang
 q_s = Tegangan akibat lekatan lateral t/m^2
 α dan β = Koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

3.10.2 Daya dukung grup tiang pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut.

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

- Q_L = daya dukung tiang pancang
 n = jumlah tiang dalam grup
 C_e = efisiensi grup tiang pancang

3.10.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

- a. Conversi – Labarre

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

- m = Jumlah baris tiang dalam grup
 n = Jumlah kolom tiang dalam grup
 D = Diameter sebuah tiang pondasi
 s = Jarak as ke as tiang dalam grup

- b. Los Angeles

$$C_e = -\frac{d}{\pi \cdot s \cdot m} \cdot [m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)}]$$

- c. Terzaghi (Daya dukung grup untuk tanah Lempung)

$$Q_G = \alpha^2 \cdot C_U \cdot N_C + 4 \cdot \alpha \cdot C_U \cdot D$$

$$\alpha = (n-1) s + d$$

Dimana :

- D = Kedalaman tiang pondasi
 S = Jarak as ke as tiang dalam grup
 C_u = Kohesi Undrained
 n = Jumlah tiang dalam grup
 d = Diameter tiang

3.10.4 Kontrol Geser Pons pada Poer

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

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$\alpha_s \rightarrow 30$, untuk kolom tepi

$\rightarrow 40$, untuk kolom tengah

$\rightarrow 20$, untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u$OK (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

3.11 Gambar Teknik

Setelah tahapan perhitungan struktur selesai, hasil perhitungan tersebut dituangkan dalam gambar kerja yang meliputi :

- Gambar awal (eksisting) sebelum dilakukan perhitungan ulang dengan memperhatikan perubahan yang terjadi.
- Gambar struktur primer.
- Gambar struktur sekunder.
- Gambar struktur bangunan bawah.
- Gambar detail.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PRELIMINARY DESAIN

4.1 Umum

Dalam perencanaan suatu gedung, diperlukan tahapan perencanaan dimensi terlebih dahulu.

4.2 Perencanaan Dimensi Balok

Modifikasi pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap dimana tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke site lalu dilakukan over-topping (cor in site) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak. Dengan system tersebut maka akan membentuk suatu struktur yang monolit.

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.a adalah sebagai berikut :

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

Untuk lebar balok diambil $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok :

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

Dimana :

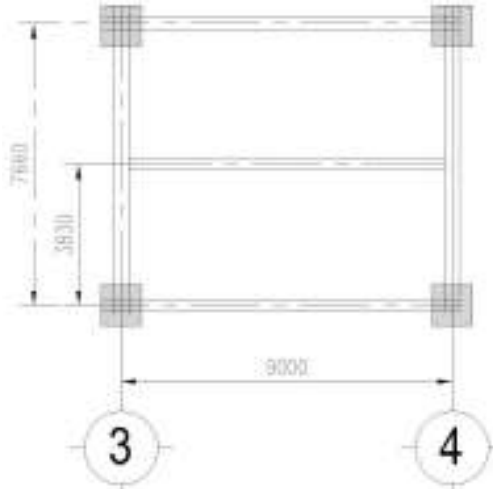
b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor dari balok

f_y = mutu baja tulangan

4.2.1 Dimensi Balok Induk



Gambar 4.1 Denah Balok Induk dan Balok Anak

Balok induk memanjang : L = 7,66 meter

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 766 \text{ cm} = 47,87 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 47,87 \text{ cm}$ digunakan $h_{\min} = 70 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 70 = 46,66 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 50 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 50/70 cm

Dimensi balok induk melintang : L = 9 meter

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 900 \text{ cm} = 56,25 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 56,25 \text{ cm}$ digunakan $h_{\min} = 80 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 80 = 53,33 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 60 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk melintang dengan dimensi 60/80 cm

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode balok induk	Bentang bersih (Lb)	h_{\min}	b	h_{pakai}	b_{pakai}	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
B1	900	56,25	37,5	80	60	60/80
B2	800	50	46,66	70	50	50/70
B3	766	47,87	46,66	70	50	50/70
B4	700	43,75	46,66	70	50	50/70

4.2.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 Mpa sehingga digunakan :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times L \quad (\text{SNI 2847:2013 Tabel 9.5.a})$$

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

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak adalah :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 900\text{cm} = 42,86\text{cm}$$

$h_{\min} = 42,86$ cm digunakan $h_{\min} = 50$ cm

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33\text{cm} \approx \text{digunakan } b = 35 \text{ cm}$$

maka digunakan balok anak dengan dimensi 35/50

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Bentang bersih (L_b)	h_{\min}	b	h_{pakai}	b_{pakai}	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BA1	900	42,86	33,33	50	35	35/50
BA2	800	38,10	33,33	50	35	35/50
BA3	766	36,48	33,33	50	35	35/50
BA4	700	33,33	33,33	50	35	35/50
BA5	276	9,52	23,33	35	25	30/40

4.3 Perencanaan Tebal Pelat

4.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 2847:2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a).

4.3.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

Pada perencanaan pelat digunakan metode Half-Slab, karena ditemukan beberapa kesulitan dalam pemasangan di lapangan, seperti beratnya beban pelat pracetak pada saat pengangkatan.

Half-Slab yang menggunakan beton pracetak sebagai dasarnya dan beton cor setempat sebagai topping/penutupnya. Karena half-slab merupakan metode yang baru baik di Indonesia maupun di luar Indonesia, maka belum ada peraturan yang spesifik yang mengatur penggunaan half-slab.

➤ Menghitung ketebalan pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 yaitu:

- Untuk $\alpha_{fm} \leq 0.2$
- Untuk $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_1 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

c. Untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana:

λ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek pada pelat dua arah

α_{fm} = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 8.12.2 ,pasal 8.12.3 dan pasal 10.10 (3) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok T.

Interior

b_e diambil yang terkecil dari:

$$b_{e1} < b_w + 2(h_w - h_f)$$

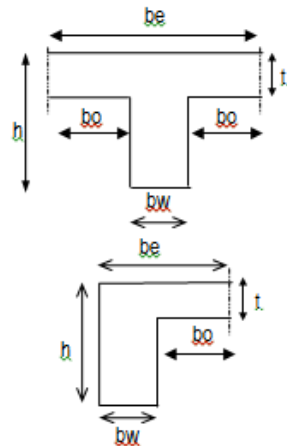
$$b_{e2} < b_w + 8h_f$$

Eksterior

b_e diambil yang terkecil dari:

$$b_{e1} < \frac{1}{12} L_b$$

$$b_{e2} < b_w + 6t$$



$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k \quad I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

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

Dimana:

be = lebar efektif, harga minimum (cm)

bw = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

Untuk menentukan tebal pelat diambil satu macam pelat:

Bentang memanjang (l_y) = 7000 mm

Bentang memendek (l_x) = 3830 mm

- a. Arah memendek (Ln_1) = 3750 - b
= 3830 - 425 = 3405 mm
- b. Arah memanjang (Ln_2) = 7000 - b
= 7000 - 500 = 6500 mm

Nilai banding $\beta = \frac{Ln_2}{Ln_1} = \frac{6500}{3405} = 1,9 < 2$ (Pelat dua arah)

Perhitungan menggunakan pelat dengan dimensi 7000 mm x 3830 mm dimana pelat bertumpu pada empat balok .

Direncanakan menggunakan ketebalan pelat 140 mm.

Untuk pelat yang dijepit balok 500/700 dengan panjang 7000 mm

$$\begin{aligned} be_1 &= b_w + 2(hw - hf) \\ &= 500 + 2(700 - 140) \\ &= 1620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_2 &= b_w + 8hf \\ &= 500 + (8 \times 140) = 1620 \text{ mm} \end{aligned}$$

sehingga be = 1620 mm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \left(\frac{14}{70}\right) \left[4 - 6\left(\frac{14}{70}\right) + 4\left(\frac{14}{70}\right)^2 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \left(\frac{14}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \left(\frac{14}{70}\right)} = 1,61$$

Moment Inersia penampang balok T :

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 500 \times 700^3 \times 1,61 = 2300958330 \text{ mm}^4$$

Moment inersia lajur pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times bp \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (7000) \times 140^3 = 1600666000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2300958330}{1600666000} = 14,37$$

Karena $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{6500 \left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1,9} = 130 \text{ mm}$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm, maka:

Dipakai tebal pelat lantai = 140 mm > 130 mm (OK)

Direncanakan pelat pracetak menggunakan metode half-slab memiliki dimensi sebagai berikut :

- Tebal pelat : 8 cm
- Overtopping : 6 cm

4.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 800 x 766 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 14 cm = 140 mm
- Tinggi lantai 1-2A = 4,2 m
- Tinggi tiap lantai 3RD-5 = 4,2 m
- Tinggi tiap lantai 6 - 25 = 3,4 m
- Tinggi tiap lantai 26 - 28 = 4,2 m
- Tinggi tiap lantai 29-Top = 3,4 m
- Dimensi balok induk = 50/70 ; 60/80
- Dimensi balok anak = 35/50

4.4.1 Dimensi Kolom Lantai 25 – Top Floor

Tabel 4.3 Beban Mati pada Lantai 25 – Top Floor

		kg
Pelat	8 x 7,66 x 0,14 x 2400 x 7 tingkat =	144130,56
Penggantungan	8 x 7,66 x 7 x 7 tingkat =	3002,72
Plafond	8 x 7,66 x 11 x 7 tingkat =	4718,56
Balok Induk		
Melintang	8 x 0,5 x 0,7 x 2400 x 7 tingkat =	47040

Memanjang	$7,66 \times 0,5 \times 0,7 \times 2400 \times 7$ tingkat =	45040,8
Balok Anak (8m)	$8 \times 0,35 \times 0,5 \times 2400 \times 7$ tingkat =	23520
Dinding	$7,66 \times 8 \times 250 \times 7$ tingkat =	107240
Tegel (2cm)	$7,66 \times 8 \times 2 \times 24 \times 7$ tingkat =	20590,08
Spesi (2cm)	$7,66 \times 8 \times 2 \times 21 \times 7$ tingkat =	18016,32
Aspal	$7,66 \times 8 \times 1 \times 14$ =	857,92
Plumbing	$7,66 \times 8 \times 10 \times 7$ tingkat =	4289,6
Sanitasi	$7,66 \times 8 \times 20 \times 7$ tingkat =	8579,2
	DL TOTAL =	427025,76

Tabel 4.4 Beban Hidup pada Lantai 25 – Top Floor

		Kg
Atap	$7,66 \times 8 \times 100 \times 1$ tingkat =	6128
Lantai	$7,66 \times 8 \times 250 \times 6$ tingkat =	91920
	LL TOTAL =	98048

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned}
 L_L &= 0,75 \times L_{Ltotal} \\
 &= 0,75 \times 98048 \text{ kg} \\
 &= 73536 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\
 &= 1,2 (427025,76) + 1,6 (73536) \\
 &= 630088,512 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

Mutu beton = 40 Mpa = 400 kg/cm²

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'rc} = \frac{630088,512}{0,65 \times 400} = 2423,4 \text{ cm}^2$$

Misalkan b=h, maka b² = 2423,4 cm²

$$b = 49,22 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

4.4.2 Dimensi Kolom Lantai 11 - 22

Tabel 4.5 Beban Mati pada Lantai 11-22

		Kg
Pelat	8 x 7,66 x 0,14 x 2400 x 10 tingkat =	205900,8
Penggantung	8 x 7,66 x 7 x 10 tingkat =	4289,6
Plafond	8 x 7,66 x 11 x 10 tingkat =	6740,8
Balok Induk		
Melintang	8 x 0,5 x 0,7 x 2400 x 10 tingkat =	67200
Memanjang	7,66 x 0,5 x 0,7 x 2400 x 10 tingkat =	64344
Balok Anak (8m)	8 x 0,35 x 0,5 x 2400 x 10 tingkat =	33600
Dinding	7,66 x 8 x 250 x 10 tingkat =	153200
Tegel (2cm)	7,66 x 8 x 2 x 24 x 10 tingkat =	29414,4
Spesi (2cm)	7,66 x 8 x 2 x 21 x 10 tingkat =	25737,6
Plumbing	7,66 x 8 x 10 x 10 tingkat =	6128
Sanitasi	7,66 x 8 x 20 x 10 tingkat =	12256
	DL TOTAL =	608811,2

Tabel 4.6 Beban Hidup pada Lantai 11 – 22

		Kg
Lantai	7,66 x 8 x 250 x 10 tingkat =	153200
	LL TOTAL =	153200

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned}
 L_L \text{ Lt. 6-26} &= 0,75 \times L_{L\text{total}} \text{ Lt. 6-Top Floor} \\
 &= 0,75 \times (98048 + 153200) \text{ kg} \\
 &= 188436 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\
 &= 1,2 (427925,76 + 608811,2 + 1,6 (188436) \\
 &= 1545581,952 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

Mutu beton = 40 Mpa = 400 kg/cm²

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{1545581,952}{0,65 \times 400} = 5944,54 \text{ cm}^2$$

Misalkan $b=h$, maka $b^2 = 5944,54 \text{ cm}^2$

$$b = 77,1 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

4.4.3 Dimensi Kolom Lantai 1 - 10

Tabel 4.7 Beban Mati pada Lantai 1 – 10

		Kg
Pelat	8 x 7,66 x 0,14 x 2400 x 11 tingkat =	226490,9
Penggantung	8 x 7,66 x 7 x 11 tingkat =	4718,6
Plafond	8 x 7,66 x 11 x 11 tingkat =	7414,9
Balok Induk		
Melintang	8 x 0,5 x 0,7 x 2400 x 11 tingkat =	73920
Memanjang	7,66 x 0,5 x 0,7 x 2400 x 11 tingkat =	70778,4
Balok Anak (7m)	8 x 0,35 x 0,5 x 2400 x 11 tingkat =	36960
Dinding	7,66 x 8 x 250 x 11 tingkat =	168520
Tegel (2cm)	7,66 x 8 x 2 x 24 x 11 tingkat =	32355,84
Spesi (2cm)	7,66 x 8 x 2 x 21 x 11 tingkat =	25737,6
Plumbing	7,66 x 8 x 10 x 11 tingkat =	6740,8
Sanitasi	7,66 x 8 x 20 x 11 tingkat =	13481,6
	DL TOTAL =	667118,64

Tabel 4.8 Beban Hidup pada Lantai 1 – 5

		Kg
Lantai	7,66 x 8 x 250 x 11 tingkat =	168520
	LL TOTAL =	168520

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned} L_L \text{ Lt. 1-15} &= 0,75 \times L_{L\text{total}} \text{ Lt. 1-Top Floor} \\ &= 0,75 \times (98048 + 153200 + 168520) \text{ kg} \\ &= 314826 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\ &= 1,2(427025,76 + 608811,2 + 6671118,64) + 1,6(314826) \\ &= 2547268,32 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{2547268,32}{0,65 \times 400} = 9797,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Misalkan } b=h, \text{ maka } b^2 = 9797,2 \text{ cm}^2$$

$$b = 98,9 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Maka dimensi kolom yang dipakai :

- Lantai 1 – 10 = 100 x 100 cm
- Lantai 11 – 22 = 90 x 90 cm
- Lantai 25 – Top = 80 x 80 cm

4.5. Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI-2847-2013 pasal 14.5.3.(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

$$\text{Tebal Dinding Geser} = 35 \text{ cm (untuk } L = 800 \text{ cm)}$$

$$\text{Panjang bentang} = 800 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi Perlantai} = 4,2 \text{ m ; } 3,4 \text{ m}$$

- $35 \text{ cm} \geq H/25$
- $35 \text{ cm} \geq 420/25$

- $35 \text{ cm} \geq 16,8 \text{ cm}$
- $35 \text{ cm} \geq L/25$
 $35 \text{ cm} \geq 800/25$
 $35 \text{ cm} \geq 32 \text{ cm}$
- $35 \text{ cm} \geq L/25$
 $35 \text{ cm} \geq 340/25$
 $35 \text{ cm} \geq 13.6 \text{ cm}$

Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi, tebal shearwall sebesar 35 cm telah memenuhi syarat SNI-2847-2013 Pasal 14.5.3.(1).

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat (overtopping) 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2013). Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

❖ Sebelum Komposit

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

❖ 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.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulangan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

5.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah :

- Tebal pelat = 14 cm
- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa $\rightarrow \beta_1 = 0,85$
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan rencana = 12 mm

5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= $0,08 \times 2400$	= 192 kg/m ²
Berat topping	= $0,06 \times 2400$	= 144 kg/m ²
		+
	DL	= 336 kg/m ²
- Beban hidup (LL)

Beban kerja	= 192 kg/m ²
-------------	-------------------------

 (SNI 1727-2013 tabel 4.1)

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= $0,14 \times 2400$	= 336 kg/m ²
Plafon+penggantung	= $11 + 7$	= 18 kg/m ²
Ubin (t = 2 cm)	= $0,02 \times 2400$	= 48 kg/m ²
Spesi (t = 2 cm)	= $0,02 \times 2100$	= 42 kg/m ²
Ducting AC+pipa	= $10 + 5$	= 15 kg/m ²
		+
	DL	= 459 kg/m ²
- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada lantai	LL	= 192 kg/m ²
-------------------------	----	-------------------------

 (SNI 1727-2013 tabel 4.1)

Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 didapatkan

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan pelat lantai :

- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = (1,2 \times 192) + (1,6 \times 192) = 537,6 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang

$$Q_u = 1,2 \times 336 + 1,6 \times 0 = 403,2 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 3, setelah komposit

$$Q_u = 1,2 \times 459 + 1,6 \times 192 = 858 \text{ kg/m}^2$$

5.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas. Tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan.

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 Dimensi pelat = 383 cm x 900 cm
 Dimensi pelat pracetak = 383 cm x 450 cm (HS1)
 Tebal pelat pracetak = 80 mm
 Tebal overtopping = 60 mm
 Tebal decking = 20 mm
 Diameter tulangan rencana = 12 mm
 Mutu tulangan baja (f_y) = 400 MPa
 Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa

- Kondisi sebelum komposit

$$d_x = 80 - 20 - \frac{12}{2} = 54 \text{ mm}$$

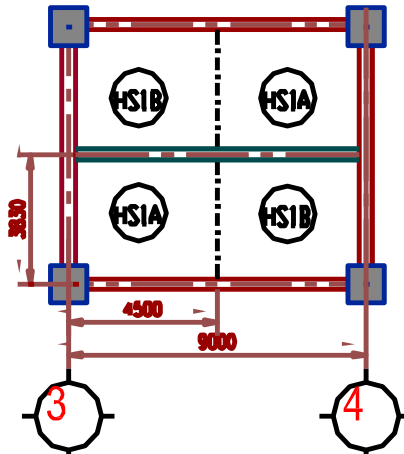
$$d_y = 80 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 42 \text{ mm}$$

- Kondisi sesudah komposit

$$d_x = 140 - 20 - \frac{12}{2} = 114 \text{ mm}$$

$$d_y = 140 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 102 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$



Gambar 5.1 Tipe Pelat HS1 (383 × 450) cm

$$L_y = 900 - (50/2 + 50/2) = 850 \text{ cm}$$

$$L_x = 383 - (60/2 + 35/2) = 335,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{850}{335,5} = 2,533 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Penulangan pokok pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan, tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan, tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan baik tulangan bagi direncanakan menggunakan D12 mm ($A_s = 113,097 \text{ mm}^2$).

a) Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit

Tebal pelat = 80 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

Ø tulangan = 12 mm ($A_s = 113,097 \text{ mm}^2$)

Tinggi efektif $d = 80 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 54 \text{ mm}$

$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 = \frac{1}{8} \times 537,6 \times 3,83^2 = 985,75 \text{ kgm}$

$M_u = 9857500 \text{ Nmm}$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{9857500}{0,9 \times 1000 \times 54^2} = 3,75$$

$$\rho_{\min} = 0,00185 \quad (\text{SNI 03-2847-2013 ps 7.12.2.1})$$

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

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 3,75}{400}} \right) = 0,01$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,01 > \rho_{\min} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,01 \times 1000 \times 54 = 538,68 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{538,68 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 1000)} = 6,34 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,34}{0,764} = 8,29$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (54-8,29)}{8,29} = 0,017 > 0,005 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \phi 12}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 113,097}{538,68} = 209,95 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 80 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-200 mm ($A_s = 678,58 \text{ mm}^2$)

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\text{Untuk } f_y = 400 \rightarrow A_s = \frac{0,18 b h}{100}$$

Tulangan pembagi di lapangan

$$A_s = \frac{0,18 \times 1000 \times 80}{100} = 144 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{100 \times A_s \phi 10}{A_s} \\ &= \frac{100 \times 78,54}{144} = 545,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat : $s \leq 5h$ atau 450 mm

$s \leq 5(80)$ atau 450 mm

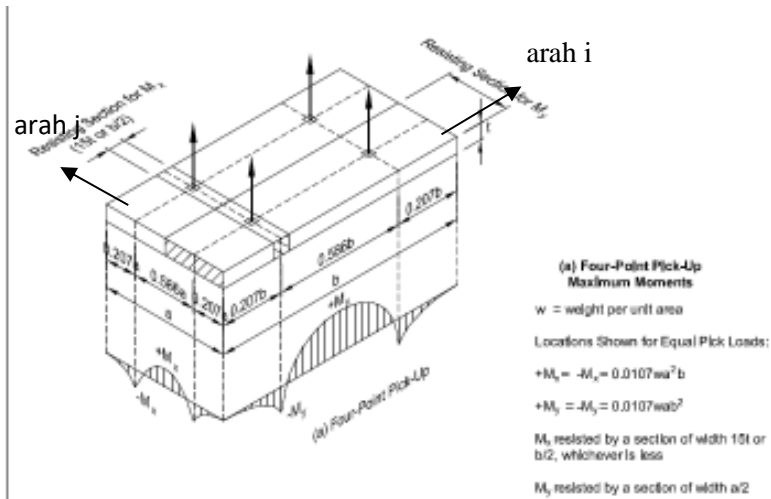
$s \leq 400$ atau 450 mm

Digunakan tulangan bagi D10-200

b) Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat dengan dimensi 3,83 m x 4,5 m dengan empat titik pengangkatan (four point pick up).

1) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



Gambar 5.2 Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 50 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.

$$\bullet \text{ DL} = 0,08 \times 3,83 \times 4,5 \times 2400 = 3309,12 \text{ kg}$$

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 3309,12 \text{ kg} = 5559,32 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat tiap tulangan} = 5559,32 / 4 = 1389,83 \text{ kg}$$

Sesuai PPBBI pasal 2.2.2 tegangan tarik ijin baja :

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = f_y / 1,5 = 4000 / 1,5 = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{1389,8}{2666,67 \times \pi}} = 0,41 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan $\text{Ø}8$ mm.

2) Pengangkatan Pelat Tipe HS

Tegangan ijin untuk pengangkatan dengan asumsi usia beton pada saat pengangkatan adalah 7 hari (koefisien didapat dari Tabel 4.1.4 Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971) :

$$f'_{ci} = 0,65 \times f'c = 0,65 \times 40 = 26$$

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,62 \times \sqrt{26} = 3,161 \text{ Mpa}$$

Tegangan ijin untuk pengangkatan pada saat erection dengan asumsi usia beton adalah mencapai 28 hari :

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,62 \times \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

Dengan menggunakan 4 titik angkat, maka :

$$W = 1,2 \times 0,08 \times 2400 = 230,4 \text{ kg/m}^2$$

(koefisien didapat dari PCI tabel 5.2.1)

- Transversal Bending

$$\begin{aligned} Z &= 1/6 \times a/2 \times t^2 \\ &= 1/6 \times 3,83/2 \times 0,08^2 \\ &= 0,00204 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 0,0107 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0107 \times 230,4 \times 3,83^2 \times 4,5 \\ &= 162,73 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F' &= M_x/Z \\ &= 162,73 / 0,00204 \\ &= 79771,2 \text{ kg/m}^2 = 0,79 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

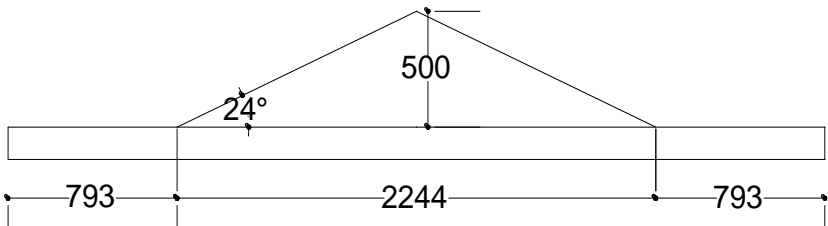
$$f' < f'_r \quad \dots \text{OK}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 3830 \times 80^3 = 163413333,3 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f'_r \times I_g}{\gamma t} = \frac{3,161 \times 163413333,3}{40} = 12913738,67 \text{ Nmm}$$

$$= 1291,37 \text{ kgm}$$

$$M_x < M_{cr} \quad \dots \text{OK}$$



Gambar 5.3 Posisi Titik Angkat Pelat Arah j

- Longitudinal Bending

$$\begin{aligned} Z &= 1/6 \times b/2 \times t^2 \\ &= 1/6 \times 4,5/2 \times 0,08^2 \\ &= 0,0024 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0,0107 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0107 \times 230,4 \times 3,83 \times 4,5^2 \\ &= 191,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F' &= M_y/Z \\ &= 191,2 / 0,0024 \\ &= 79667,064 \text{ kg/m}^2 = 0,79 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

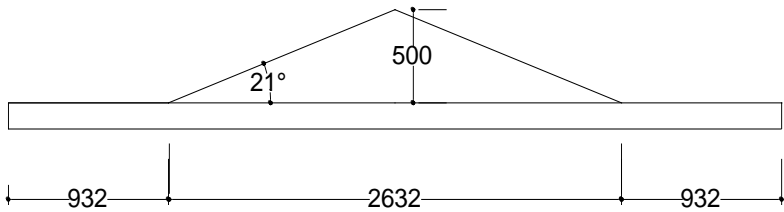
$$f' < f'r \quad \dots \text{OK}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 4500 \times 80^3 = 192000000 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f'r \times I_g}{Y_t} = \frac{3,161 \times 192000000}{40} = 15172800 \text{ Nmm}$$

$$= 1517,28 \text{ kgm}$$

$$M_y < M_{cr} \dots \text{OK}$$



Gambar 5.4 Posisi Titik Angkat Pelat Arah i

Besarnya momen dan tulangan angkat sesuai dengan buku “Precast And Prestressed Concrete”. Dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut:

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe 3,83 x 4,5 ditentukan $a = 3,83$ dan $b = 4,5$

Dengan $w = 1,2 \times 0,08 \times 2400 = 230,4 \text{ kg/m}^2$

Maka : $M_x = 0,0107 \times 230,4 \times 3,83^2 \times 4,5 = 162,73 \text{ kgm}$

$$M_y = 0,0107 \times 230,4 \times 3,83 \times 4,5^2 = 191,2 \text{ kgm}$$

Tinggi efektif $d_x = 80 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 54 \text{ mm}$

Tinggi efektif $d_y = 80 - 20 - 12 - \frac{1}{2} \times 12 = 42 \text{ mm}$

❖ Penulangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1627200}{0,9 \times 1000 \times 54^2} = 0,62$$

$$\rho_{\min} = 0,00185 \quad (\text{SNI 03-2847-2013 ps 7.12.2.1})$$

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

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,62}{400}} \right) = 0,0015$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0015 < \rho_{\text{min}} = 0,00185$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,00185 \times 1000 \times 54 = 100 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_{S_{\text{perlu}}}}{A_s} = \frac{1000 \times 113,097}{100} = 1130,97 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 80 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-200 mm ($A_s = 678,58 \text{ mm}^2$)

❖ Penulangan arah Y

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1912000}{0,9 \times 1000 \times 42^2} = 1,2$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,00185 \quad (\text{SNI } 03-2847-2013 \text{ ps } 7.12.2.1)$$

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

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,2}{400}} \right) = 0,0030$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0030 > \rho_{\text{min}} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,003 \times 1000 \times 42 = 126 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_{S_{\text{perlu}}}}{A_s} = \frac{1000 \times 113,097}{126} = 897,6 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 80 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-200 mm ($A_s = 678,58 \text{ mm}^2$)

c) **Perhitungan Penulangan Pelat Saat Overtopping**

Beban mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,08 \times 2400 &&= 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} &= 0,06 \times 2400 \times 2 &&= 288 \text{ kg/m}^2 + \\ &\text{DL} &&= 480 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 \times 480 + 1,6 (0) \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Tebal pelat = 80 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

Ø tulangan = 12 mm ($A_s = 113,097 \text{ mm}^2$)

Tinggi efektif d = $80 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 54 \text{ mm}$

$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 = \frac{1}{8} \times 576 \times 3,83^2 = 1056,2 \text{ kgm}$

$M_u = 10562000 \text{ Nmm}$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{10562000}{0,9 \times 1000 \times 54^2} = 4,02$$

$$\rho_{\min} = 0,00185 \quad (\text{SNI 03-2847-2013 ps 7.12.2.1})$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 4,02}{400}} \right) = 0,01 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0107 > \rho_{\min} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0107 \times 1000 \times 54 = 579,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ perlu} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{579,9 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 1000)} = 6,82 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,82}{0,764} = 8,9$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (54-8,9)}{8,9} = 0,015 > 0,005 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times As \phi 12}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 113,097}{579,9} = 195 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 80 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-150 mm ($A_s = 791,68 \text{ mm}^2$)

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times (d-a/2)$$

$$= 0,9 \times 791,68 \times 400 \times (54-6,82/2) = 14418392,83 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn > Mu = 10562000 \text{ Nmm} \text{ OK}$$

Kontrol Retak saat Overtopping

$$f'ci = 0,65 \times f'c = 0,65 \times 40 = 26 \text{ (umur 7 hari)}$$

$$f'rc = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,62 \times \sqrt{26} = 3,161 \text{ Mpa}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 3830 \times 80^3 = 163413333,3 \text{ mm}^4$$

$$Mcr = \frac{f'rc \times I_g}{yt} = \frac{3,161 \times 163413333,3}{8,9} = 58039274,89 \text{ Nmm}$$

$$= 5803,9 \text{ kgm} > Mx = 1056,2 \text{ kgm}$$

d) Penulangan Pelat Sesudah Komposit

Tebal pelat = 140 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

ϕ tulangan = 12 mm

Tinggi efektif $d = 140 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 114$ mm

$L_y = 900 - (50/2 + 50/2) = 850$ ccm

$L_x = 383 - (60/2 + 35/2) = 335,5$ cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{850}{335,5} = 2,533 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 858 \times 3,83^2 = 1573,24$ kgm

$M_u = 15732400$ Nmm

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,83 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{15732400}{0,9 \times 1000 \times 114^2} = 1,345$$

$\rho_{\min} = 0,00185$ (SNI 03-2847-2013 ps 7.12.2.1)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,345}{400}} \right) = 0,0035 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0034 > \rho_{\min} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,0034 \times 1000 \times 114 = 387,6 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \phi 12}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 113,097}{387,6} = 291,78 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 140 \text{ mm} = 420 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-250 mm ($A_s = 452,4$ mm²)

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\text{Untuk } f_y = 400 \rightarrow A_s = \frac{0,18 b h}{100}$$

Tulangan pembagi di lapangan

$$A_s = \frac{0,18 \times 1000 \times 140}{100} = 252 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{100 \times A_s \phi 10}{A_s} \\ &= \frac{100 \times 252}{252} = 311,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat : $s \leq 5h$ atau 450 mm

$$s \leq 5(140) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 700 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D10-200

Penulangan pelat yang akan dipasang/dipakai adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari keadaan-keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, saat overtopping dan sesudah komposit) yaitu sebagai berikut :

Tabel 5.1 Tulangan Terpasang pada Pelat

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang (mm ²)	
	Tul. Pokok	Tul. Bagi
HS1 (3,83 x 4,5 m)	D12-150 $A_s = 754 \text{ mm}^2$	D10-200 $A_s = 392,7 \text{ mm}^2$

5.1.4 Penulangan Stud Pelat Lantai

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor

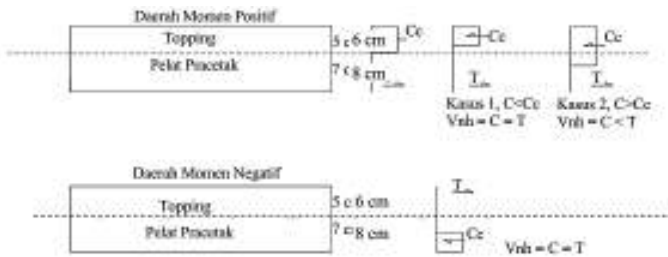
ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 5.5 Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit

Perhitungan stud pelat

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \times 40 \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 2040000 \text{ N} = 2040 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Dipakai stud D 10 mm

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54 \\
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y \\
 &= 78,54 \times 400 = 31416 \text{ N} = 31,416 \text{ KN} \\
 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\
 &= 0,55 \times 1000 \times 114 \\
 &= 62700 \text{ N} = 62,7 \text{ KN} > V_{nh}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontakya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,55 b_v d$ dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} = \frac{0,35 \times 1000 \times 150}{400} = 131,25 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud (shear connector) D10-200 mm ($A_v = 392,7 \text{ mm}^2$)

5.1.5 Kontrol Lendutan

a. Lendutan Pelat

$$Ml_{Mati} = \left(\frac{1}{8} \times 4,59 \times 4,5^2 \right) = 11,61 \text{ kNm}$$

$$Ml_{Hidup} = \left(\frac{1}{8} \times 1,92 \times 4,5^2 \right) = 4,86 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 Ma &= M_{ltMati} + M_{ltHidup} \\
 &= 11,61 + 4,86 = 16,47 \text{ kNm} = 16470000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 140^3}{12} = 2,28 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$fr = 0,62\sqrt{f'c} = 0,62\sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,92 \times 2,28 \times 10^8}{140} = 12,76 \text{ kNm}$$

Karena $M_a > M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29725,41} = 6,72$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2$$

c = tinggi sumbu netral dari tepi serat tertekan ke sumbu netral penampang transformasi, maka:

$$A_s = D12 - 150$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$$

$$\frac{150c^2}{2} + 6,72 \times 113,1c - 6,72 \times 113,1 \times 114 = 0$$

$$\rightarrow 75c^2 + 760,032c - 86643,6 = 0 \rightarrow c = 29,29 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \times 29,29^3}{3} + 6,7 \times 754(114 - 29,29)^2$$

$$= 44626629,81 \text{ mm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{12,76}{16,47}\right)^3 2,28 \times 10^8 + \left[1 - \left(\frac{12,76}{16,47}\right)^3\right] 4,4 \times 10^7$$

$$= 12,9 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ Defleksi Jangka Pendek

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384E_c I_e} = \frac{5 \times 4,59 \times 4500^4}{384 \times 2,97 \times 10^4 \times 12,9 \times 10^7} = 6,4 \text{ mm}$$

- Defleksi Beban Mati Sesaat

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{11,61 \times 10^6}{16,47 \times 10^6} \times 6,4 = 4,51 \text{ mm}$$

- Defleksi Beban Hidup Sesaat

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{4,86 \times 10^6}{16,47 \times 10^6} \times 6,4 = 1,88 \text{ mm}$$

- Defleksi Jangka Panjang

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi=2$

$$\lambda = 0.6\xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0.2(\Delta_i)_{LL}] \\ &= 1,88 + 1,2[4,51 + 0,2 \times 1,88] = 7,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah $l/480$

- Lendutan Pelat A

$$\frac{l}{480} = \frac{4500}{480} = 9,375 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 7,74 \leq \frac{l}{480} = 9,375 \text{ (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

b. Lendutan Pelat

$$M_{\text{Mati}} = \left(\frac{1}{8} \times 4,59 \times 3,83^2\right) = 8,41 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Hidup}} = \left(\frac{1}{8} \times 1,92 \times 3,83^2\right) = 3,52 \text{ kNm}$$

$$M_a = M_{\text{ltMati}} + M_{\text{ltHidup}} = 8,41 + 3,52 = 11,93 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 140^3}{12} = 2,28 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,92 \times 2,28 \times 10^8}{140} = 12,76 \text{ kNm}$$

Karena $M_a < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang (I_g).

- Defleksi Jangka Pendek

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384E_c I_g} = \frac{5 \times 4,59 \times 3830^4}{384 \times 2,97 \times 10^4 \times 2,28 \times 10^8} = 1,9 \text{ mm}$$

- Defleksi Beban Mati Sesaat

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{11,61 \times 10^6}{16,47 \times 10^6} \times 1,9 = 1,33 \text{ mm}$$

- Defleksi Beban Hidup Sesaat

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{4,86 \times 10^6}{16,47 \times 10^6} \times 1,9 = 0,56 \text{ mm}$$

- Defleksi Jangka Panjang

Berdasarkan SNI-2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi=2$

$$\lambda = 0,6\xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0,2(\Delta_i)_{LL}] \\ = 0,56 + 1,2[1,33 + 0,2 \times 0,56] = 2,3 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah $l/480$.

Lendutan Pelat

$$\frac{l}{480} = \frac{3830}{480} = 7,9 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 2,3 \leq \frac{l}{480} = 7,9 \text{ (Lendutan memenuhi)}$$

5.1.6 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

- $l_{dh} > 8 \text{ db} = 8 \times 12 = 96 \text{ mm}$
(SNI 2847:2013 pasal 12.6.2)
- $l_{dh} > 150 \text{ mm}$
(SNI 2847:2013 pasal 12.6.2)
- $l_{dh} = \frac{0,24 \times \rho_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \times db = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} \times 12 = 182,15 \text{ mm}$

untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ (SNI 2847:2013 pasal 12.5.2)

Maka dipakai panjang penyaluran 220 mm

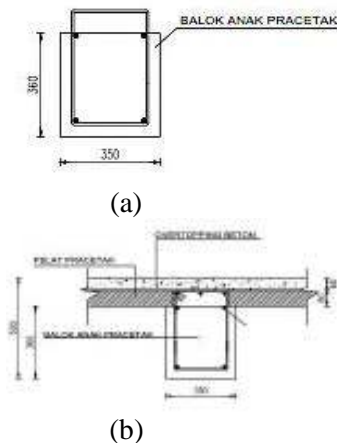
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

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

5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Dimensi balok anak : 35×50 cm
- Mutu beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang : D10

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

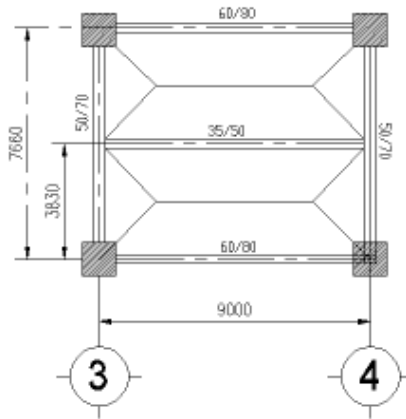


Gambar 5.6 (a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit

5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban – beban trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen untuk mendapatkan momen maksimumnya. Untuk mempermudah pemahaman pembebanan pada balok anak berikut disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.



Gambar 5.7 Denah Pembebanan Balok Anak

5.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

↳ Sebelum Komposit

$$L_x = 383 - (35/2 + 60/2) = 335,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 900 - (50/2 + 50/2) = 850 \text{ cm}$$

- Beban mati (Q_{DL})
 Berat sendiri balok anak $= 0,35 \text{ m} \times 0,36 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 302,4 \text{ kg/m}$

q mati pelat sebelum komposit = 192 kg/m²

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{sebelum komposit}} &= (qD_{\text{balok}}) + \left\{ 2 \times \left(\frac{1}{2} qD \times lx \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{lx}{ly} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 302,4 + \left\{ 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 3,355 \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 913,11 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

Q_u sebelum komposit

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times (913,11) + 1,6 \times 0$$

$$= 1095,73 \text{ kg/m}$$

↳ Sesudah Komposit

- Beban mati (Q_{DL})

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,35 \times 0,5 \times 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$= 420 \text{ kg/m}$$

$$q \text{ pelat sesudah komposit} = 459 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{sesudah komposit}} &= (qD_{\text{balok}}) + \left\{ 2 \times \left(\frac{1}{2} qD \times lx \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{lx}{ly} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 420 + \left\{ 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 459 \times 3,355 \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 1149,99 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup (Q_{LL})

$$\begin{aligned}
 Q_L &= 2 \times \left(\frac{1}{2} qL \times lx \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{lx}{ly} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 3,355 \right) \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right) \\
 &= 610,71 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

Q_u sesudah komposit

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= ((1,2 \times (1149,99 + 420)) + 1,6 \times 610,71) \\ &= 2861,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

5.2.4 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.

↳ Momen Sebelum Komposit

Asumsi balok berada di atas 2 tumpuan sederhana (sendi-rol)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times (1095,73 \times 9^2) = 11094,26 \text{ kgm} \\ V &= 1/2 \times (1095,73 \times 9) = 4930,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

↳ Momen Sesudah Komposit

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times (2861,12 \times 9^2) = 28968,82 \text{ kgm} \\ V &= 1/2 \times (2861,12 \times 9) = 12875,03 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

Dimensi balok anak = 35/50
 Tebal selimut beton = 50 mm
 Diameter tulangan utama = 22 mm
 Diameter tulangan sengkang = 10 mm
 Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
 Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

↳ Perhitungan tulangan sebelum komposit

h efektif = 360 – 50 – 10 – $\frac{1}{2}$ (22) = 289 mm

Penulangan Lentur

$$M_u = 11094,26 \text{ kgm} = 110942644,39 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{110942644,39}{0,9 \times 350 \times 289^2} = 4,22$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 4,22}{400}} \right) = 0,011 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,011 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,011 \times 350 \times 289 = 1142,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 22}} \\ &= \frac{1142,2}{380,13} = 3,005 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 50) - (10) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= 50,6 > 25 \text{ mm (digunakan 1 lapis)} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1142,22 = 571,11 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan
2D22 ($A_s = 760,27 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 350)} = 51,11 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51,11}{0,764} = 66,87$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (289-66,87)}{66,87} = 0,01 > 0,005 \dots \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1520,5 \times 400 \times (289 - \frac{51,11}{2})$$

$$= 160230434 \text{ Nmm} = 16023,04 \text{ kgm}$$

Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 16023,04 = 14420,74 \text{ kgm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 14420,74 \text{ kgm} > 11202,3 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

↳ **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

$$h \text{ efektif} = 500 - 50 - 10 - \frac{1}{2} (22) = 429 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M_u = 28968,82 \text{ kgm} = 2896881611,72 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2896881611,72}{0,9 \times 350 \times 429^2} = 5,00$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 5,00}{400}} \right) = 0,014 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,014 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,014 \times 350 \times 429 = 2038,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \phi 22} \\ &= \frac{2038,54}{380,13} = 5,36 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ($A_s = 2280,80 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 50) - (10) - (6 \times 22)}{(6 - 1)}$$

$= 21,6 < 25 \text{ mm}$ (digunakan 2 lapis, 4D atass dan 2D bawah)

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 50) - (10) - (4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 50,6 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

$$y = \frac{\left(\frac{4D22 \times 22}{2}\right) + 2D22\left(\frac{22}{2} + 25 + 22\right)}{6D22} = \frac{16725,72 + 44095,08}{2280,80} = 26,66 \text{ mm}$$

$$d \text{ efektif} = 500 - 50 - 10 - 26,66 = 413,34 \text{ mm}$$

Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 2038,54 = 1019,27 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ($As = 1140,40 > As'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{2280,80 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 350)} = 76,67 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{76,66}{0,764} = 100,35$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (413,34 - 100,35)}{100,35} = 0,009 > 0,005 \text{ ...OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_n \text{ rencana} = As \text{ pasang} \times fy \times d - \frac{a}{2} = 2280,8 \times 400 \times \left(413,34 - \frac{76,66}{2}\right)$$

$$= 342129123,2 \text{ Nmm} = 34212,91 \text{ kgm}$$

Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_n \text{ rencana} = 0,9 \times 34212,91 = 30791,627 \text{ kgm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimite

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 30791,62 \text{ kgm} > 29241,96 \text{ kgm}..OK$$

5.2.6 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki \emptyset 10 mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

Faktor reduksi geser $\phi : 0,9$

$$V_u = 12875,03 \text{ kg} = 128750,29 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} x b x d = \frac{1}{6} \sqrt{40} x 350 x 413,34 = 152494,5 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} x b x d = \frac{1}{3} x 350 x 413,34 = 48223 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 x \phi x V_c$$

$$128750,29 \text{ N} \leq 0,5 x 0,75 x 152494,5$$

$$128750,29 \text{ N} > 57185,43 \quad (\text{perlu tul. geser})$$

$$2. 0,5 x \phi x V_c < V_u \leq \phi x V_c$$

$$57185,43 < 128750,29 \leq 0,75 x 152494,5$$

$$57185,43 < 128750,29 > 114370,8 \quad (\text{perlu tul. geser})$$

$$3. \phi x V_c < V_u \leq \phi x (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$114370,8 < 128750,29 \leq 0,75 x (152494,5 + 48223)$$

$$118704 < 128750,29 < 150538,1 \quad (\text{tidak perlu tul. geser})$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

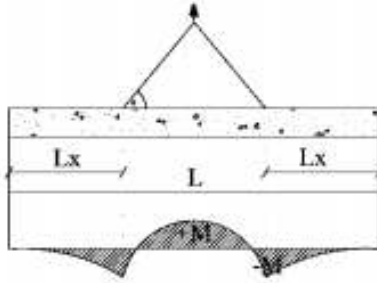
$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s x f_y}{b} = \frac{157,1 x 400}{350} = 179,542 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3 yakni : $S_{\text{maks}} = d/4 = 429/4 = 107,25 \text{ mm}$ (tumpuan) dan $S_{\text{maks}} = d/2 = 429/2 = 214,5 \text{ mm}$ (lapangan). Jadi dipakai diameter tulangan sengkang D10-100 (tumpuan), \emptyset 10-150 (lapangan).

5.2.7 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses

pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 5.8 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak

Dimana :

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

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

↳ Kondisi Sebelum Komposit

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(50 - 14)}{2} = 18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 35 \times 36^3 = 136080 \text{ cm}^4$$

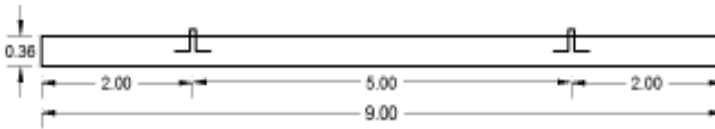
$$Y_c = Y_t + 3'' \rightarrow 3'' = 7,62 \text{ cm}$$

$$Y_c = 18 + 7,62 = 25,62 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 25,62}{900 \times \text{tg } 45^0}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{18}{18} \left(1 + \frac{4 \times 25,62}{900 \times \text{tg } 45^0} \right)} \right)} = 0,227$$

$$X \times L = 0,227 \times 900 = 204,3 \text{ cm} = 2 \text{ m}$$

$$L - 2(X \times L) = 9 - 2(2) = 5 \text{ m}$$



Gambar 5.9 Letak Titik Pengangkatan

a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,35 \times 0,36 \times 9 \times 2400) = 2721,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 2721,6}{2} \\ &= 1959,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{1959,55}{\sin 45^0} = 2771,22 \text{ kg}$$

b. Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 2771,225 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2771,225}{2667,67 \times \pi}}$$

$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,575 \text{ cm}$
 Digunakan Tulangan D 10 mm

c. Momen yang Terjadi

- Pembebanan

Balok $(0,35 \times 0,36 \times 2400) = 302,4 \text{ kg/m}$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

- Momen lapangan

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

$$+ M = \left(\frac{302,4 \times 9^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,227 + \frac{4 \times 0,2562}{9 \times \text{tg} 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 756,39 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{756,39 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 350 \times 360^2}$$

$$= 1,00 \text{ MPa} \leq f^r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,396 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan

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

$$- M = \left(\frac{302,4 \times 0,227^2 \times 9^2}{2} \right) \times 1,2 = 757,30 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{757,30 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 350 \times 360^2}$$

$$= 1,00 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62\sqrt{40} = 3,921 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai f'_{rijin} usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

5.2.8 Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

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

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min} .

5.3 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal.

5.3.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 420 cm
- Panjang bordes = 276 cm
- Lebar bordes = 130 cm
- Lebar tangga = 276 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm

- Tinggi injakan (t) = 15 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Jumlah tanjakan (n_T) = $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 28$ buah
- Jumlah injakan (n_i) = $n_T - 1 = 27$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 14 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 14 buah
- Elevasi bordes = jumlah tanjakan $\times t$
= 210 cm

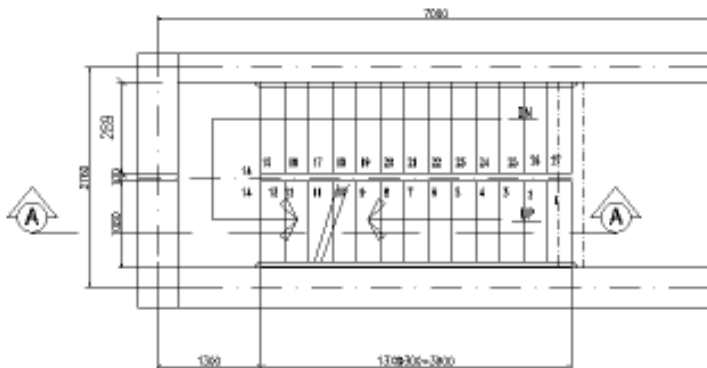
- Panjang horizontal plat tangga = $i \times$ jumlah tanjakan bordes
= $30 \times 14 = 420$ cm

- Kemiringan tangga (α)
$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{210}{420} = 0,50$$

Jadi, $\alpha = 26,56$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 60 \leq 65 \dots \dots \dots$ (OK)
- $25 \leq \alpha \leq 40$
 $25 \leq 26,56 \leq 40 \dots$ (OK)
- Tebal plat rata-rata anak tangga = $(i/2) \sin \alpha$
= $(30/2) \sin 26,56$
= 6,7 cm
- Tebal plat rata-rata = $t_p + t_r = 20 + 6,7$
= 26,7 cm ≈ 27 cm



Gambar 5.10 Perencanaan Tangga

5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,27}{\cos 26,56^\circ} \times 2400 \times 1 = 724,45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel horizontal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel vertikal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi horizontal (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi vertical (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sandaran} = 50 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (DL)} = 906,45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} : 1 \text{ m} \times 500 \text{ kg/m}^2 = 500 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Beban :

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (906,45) + 1,6 (500)$$

$$= 1887,74 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 0,2 \times 2400 \times 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

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

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

$$\text{Total (LL)} = 546 \text{ kg/m}$$

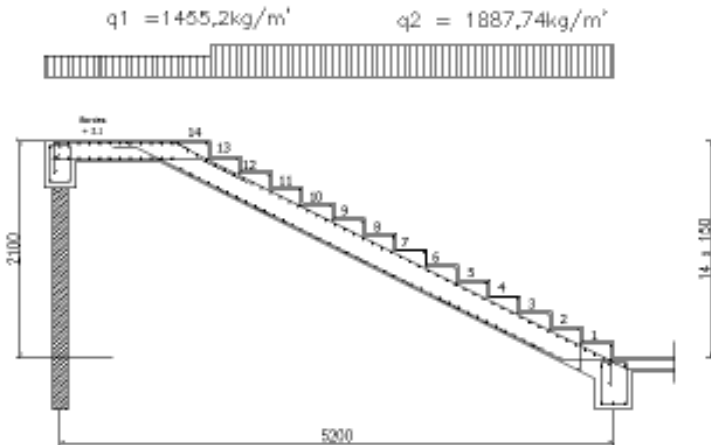
Beban Hidup (LL) : $1 \text{ m} \times 500 \text{ kg/m}^2 = 500 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (546) + 1,6 (500) \\ &= 1455,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 5.11 Sketsa Beban pada Tangga

- $$\begin{aligned} \sum M_A &= 0 \\ (R_c \times 5,2) - (q_2 \times 3,9 \times (1,95 + 1,3)) - (q_1 \times 1,3 \times 0,65) &= 0 \\ (R_c \times 5,2) - 23927,1 - 1229,644 &= 0 \\ R_c &= 4837,84 \text{ kg} \end{aligned}$$

- $\sum M_C = 0$
 $(R_A \times 5,2) - (q_2 \times 3,9 \times 1,95) - (q_1 \times 1,3 \times (3,9 + 0,65)) = 0$
 $(R_A \times 5,2) - 14356,27 - 8607,51 = 0$
 $R_A = 4416,11 \text{ kg}$
- $\sum H = 0$
 $H_A = 0$

Kontrol

- $\sum V_A = 0$
 $R_A + R_C - (q_2 \times 3,9) - (q_1 \times 1,3) = 0$
 $4416,11 + 4837,84 - (1887,74 \times 3,9) - (1455,2 \times 1,3) = 0$
 $0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$

Pelat Bordes A-B (1,3m)

- Gaya Momen (M)
 $M_{x_1} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$
 $M_A = 0$
 $M_{B \text{ kanan}} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$
 $M_{B \text{ kanan}} = 4416,11 \times 1,3 - \frac{1}{2} \times 1455,2 \times 1,3^2$
 $= 4511,3 \text{ kgm}$
- Gaya Lintang (D)
 Titik A $D_{A \text{ kanan}} = R_A = 4416,11 \text{ kg}$
 $D_{B \text{ kiri}} = R_a - (q_1 \times 1,3)$
 $= 2357,35 \text{ kg}$
- Gaya Normal (N)
 $N_{A-B} = 0 \text{ kg}$

Pelat Tangga B-C (3,9 m)

- Gaya Momen (M)
 $M_{x_1} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$
 Momen maksimum apabila :
 $\frac{\sum M_{x_2}}{\sum X_2} = 0$
 $R_C - q_2 \times x_2 = 0$

$$x_2 = \frac{R_C}{q_2} = \frac{4837,84}{1887,74} = 2,56 \text{ m} < 3,9 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik $X_2 = 2,56 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 4837,84 \times 2,56 - \frac{1}{2} \times 1887,74 \times 2,56^2 \\ &= 6199,12 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Titik C, $M_C = 0 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} M_{\text{Bkanan}} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 4837,84 \times 3,9 - \frac{1}{2} \times 1887,74 \times 3,9^2 \\ &= 4511,31 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = R_c \cos 26,56^\circ - (q_2 \cos 26,56^\circ \times x_2)$$

$$D_x = 4837,84 \cos 26,56^\circ - (1887,74 \cos 26,56^\circ \times x_2)$$

$$\text{Titik C } (X_2 = 0) ; D_C = 4327,286 \text{ kg}$$

$$\text{Titik B } (X_2 = 3,9 \text{ m}) ; D_B = -2257,94 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

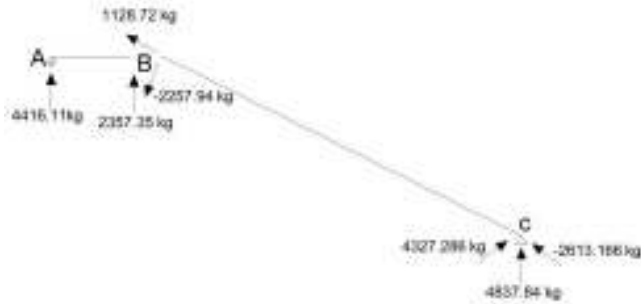
$$\text{Titik C ; } N_C = -R_C \sin 26,56^\circ = -4837,84 \times \sin 26,56^\circ$$

$$N_C = -2163,166 \text{ kg}$$

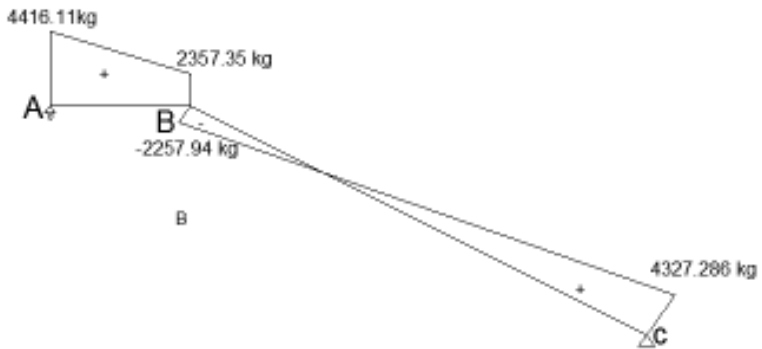
$$\text{Titik B ; } N_B = -R_C \sin 26,56^\circ + q_2 \sin 26,56^\circ \times 3,9 \text{ m}$$

$$N_B = -4837,84 \sin 26,56^\circ + 1887,74 \sin 26,56^\circ \times 3,9 \text{ m}$$

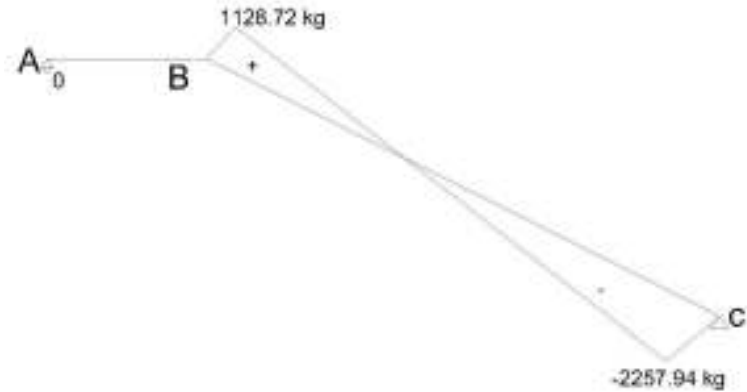
$$N_B = 1128,72 \text{ kg}$$



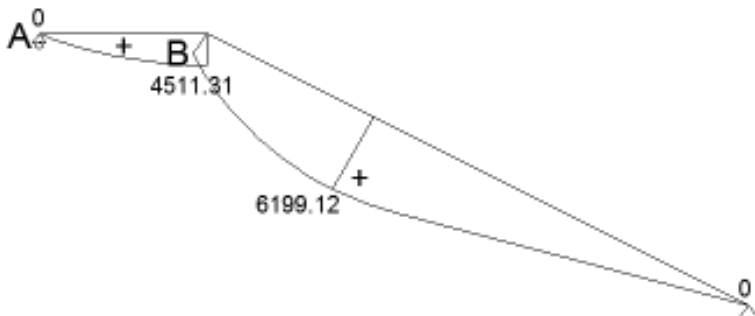
Gambar 5.12 Free Body Diagram Gaya-Gaya pada Tangga



Gambar 5.13 Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 5.14 Bidang Normal (N) pada Tangga



Gambar 5.15 Bidang Momen (M) pada Tangga

5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

▪ Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ($f'c$)	= 40 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
Berat jenis beton	= 2400 Mpa
D tulangan lentur	= 13 mm
Tebal pelat tangga	= 200 mm
Tebal pelat bordes	= 200 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm

$\rho_{\min} = 0,00185$ untuk $f_y = 400$ Mpa
(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$d = 200 - 20 - (0,5 \times 13) = 173,5 \text{ mm}$$

Penulangan pelat tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 6199,12 \text{ kgm} = 61991200 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d x^2} = \frac{61991200}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 2,28$$

$\rho_{\min} = 0,00395$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.5.1

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2,28}{400}} \right) = 0,006 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,006 > \rho_{\min} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,006 \times 1000 \times 173,5 = 1065,08 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{1065,08 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 1000)} = 12,53 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{12,53}{0,764} = 16,4$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (173,5 - 16,4)}{16,4} = 0,028 > 0,005 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \phi 13}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 132,73}{1065,08} = 124,62 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 200 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D13-100 mm ($A_s = 1460,06 \text{ mm}^2$)

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$\rho = 0,00185$ untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00185 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 173,5 = 320,975 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur D10-200 mm ($A_s = 785,4 \text{ mm}^2$)

Penulangan pelat bordes

➤ Tulangan utama

$$M_{\text{max}} = 4511,31 \text{ kgm} = 45113100 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{45113100}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 1,66$$

$\rho_{\text{min}} = 0,00185$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

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

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,66}{400}} \right) = 0,00425$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00425 > \rho_{\text{min}} = 0,00185$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan

tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00425 \times 1000 \times 173,5 = 738,51 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{738,51 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 1000)} = 8,68 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{8,68}{0,764} = 11,37$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (173,5-11,37)}{11,37} = 0,042 > 0,005 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_{s\emptyset 13}}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{1000 \times 132,73}{738,51} = 179,73 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 200\text{mm} = 600\text{mm}$

Maka dipasang tulangan lentur D13-150 mm ($A_s = 884,9 \text{ mm}^2$)

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$\rho = 0,0018$ untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$A_{s\text{perlu}} = 0,00185 \times b \times h$

$$= 0,00185 \times 1000 \times 173,5 = 320,975 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur D10-200 mm ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 276 = 17,25 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/45

- Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 2,1 \times 250 = \underline{525 \text{ kg/m}} +$$

$$q_d = 849 \text{ kg/m}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 1,2 \times 849 = 1018,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{beban pelat bordes} = \underline{1455,2 \text{ kg/m}} +$$

$$q_u = 2474 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times (2474 \times 2,76^2) = 2355,74 \text{ kgm} = 23557400 \text{ Nmm}$$

$$V = 1/2 \times (2474 \times 2,76) = 3414,12 \text{ kg} = 34141,2 \text{ N}$$

- Penulangan Lentur Balok Bordes

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 450 - 50 - 10 - 16/2 = 382 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{23557400}{0,9 \times 300 \times 382^2} = 0,59$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,59}{400}} \right) = 0,0013 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00148 < \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00395 \times 300 \times 412 = 488,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 16}} \\ &= \frac{488,22}{201,06} = 2,42 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D16 ($A_s = 603,19 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 488,22 = 244,11 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D16 ($A_s = 402,12 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{603,19 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 300)} = 23,65 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{23,65}{0,764} = 30,96$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (382 - 30,96)}{30,96} = 0,034 > 0,005 \dots \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 603,19 \times 400 \times (382 - \frac{23,65}{2})$$

$$= 89314343,3 \text{ Nmm} = 8931,43 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 8931,43 = 8038,3 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 8038,3 \text{ kgm} > 2355,74 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

▪ Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u \text{ total} = 3414,12 \text{ kg} = 34141,2 \text{ N}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 382 = 1120799 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1120799 = 840600 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 840600 = 420300 \text{ N}$$

$$\phi V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 300 \times 382 = 241598 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7) : Bila V_u melebihi ϕV_c , maka tulangan geser harus disediakan. Karena $V_u < \phi V_c$ maka digunakan tulangan geser minimum.

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ min} = 241598 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,080 \times 400 \times 382}{241598} = 99,34 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai tulangan geser $\varnothing 10 - 90 \text{ mm}$

5.4 Perencanaan Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

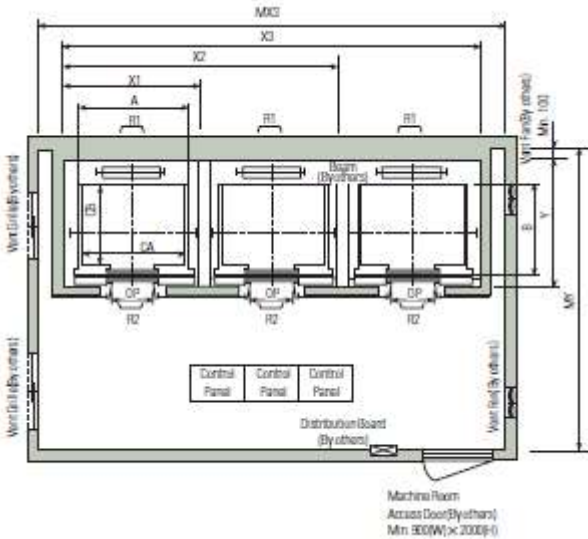
Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 1000 Kg
Kecepatan	: 90 m/min
Motor	: 5,6 KW
Dimensi sangkar (car size)	
- Car Wide (CW)	: 166 mm
- Car Depth (CD)	: 1655 mm
- Opening	: 900 mm
Dimensi ruang luncur (Hoistway)	
- Hoistway width (HW)	: 7000 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 2760 mm
Beban reaksi ruang mesin	
R ₁	: 4100 kg
R ₂	: 2450 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 5.2 :

Tabel 5.2 Spesifikasi Passenger Elevator

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity	Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)					
			Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4		
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY					
1.0	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5400	1430	2000	4000	6000	3200	3400	2000	5200	4300	
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5400	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700	
	9	600	900	1400 × 1100	1440 × 1285	1800	3700	5400	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900	
	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5400	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6400	5200	
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5400	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400	
1.5	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1455	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6500	3650	5450	4300	8400	6400	
				1000	1800 × 1500	1900 × 1470	2350	4800	7250	2160	2400	4900	7500	3900	6400	5100	10800	8500
1.75	17	1150		1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
				1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2280	2400	4900	7500	4200	7900	4000	11800	9100
	20	1350		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2160	2800	5250	8300	4000				
				1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900



Gambar 5.16 Denah Lift

Perencanaan Dimensi Balok Penggantung Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 276 \text{ cm} = 17,25 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

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

Dirancang dimensi balok 40/60 cm

5.4.2 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penggantung

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

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

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

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

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R \times \Psi = (5450+4300) \times (1+0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 17355 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.4.3 Balok Penggantungan Lift

a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,14 \times 2400 \times 1 &&= 336 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sendiri balok} &= 0,6 \times 0,4 \times 2400 &&= 576 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat total (qd)} &&&= 912 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup} &= 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (pelat untuk ruang mesin)} \\ Ql &= 400 \times 1 \text{ m} &&= 400 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$Q_u = 1,2q_d \times 1,6q_l = 1,2(912) + 1,6(400) = 1734,4 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift $P = 17355 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \times 1734,4 \times 2,76 + \frac{1}{2} \times 17355 = 11070,972 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \times 1734,4 \times 2,76^2 + \frac{1}{4} \times 17355 \times 2,76 = 13626,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Data Perencanaan

$$f_c' = 40 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. balok diameter (D}_{22}) = 22 \text{ mm (As} = 380,13 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tul. sengkang diameter (}\varnothing_{10}) = 10 \text{ mm (As} = 78,54 \text{ mm}^2)$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 50 - 10 - 22/2 = 529 \text{ mm}$$

$$M_u = 136264400 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 110709,72 \text{ N}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{136264400}{0,9 \times 400 \times 529^2} = 1,352$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,352}{400}} \right) = 0,00345 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00345 < \rho_{\min} = 0,00395$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00395 \times 400 \times 529 = 835,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \phi 22} \\ &= \frac{835,82}{380,13} = 2,2 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D22 ($A_s = 1140,39 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 835,82 = 417,91 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$2D22 (A_s = 760,27 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1140,39 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 400)} = 33,54 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{33,54}{0,764} = 44$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (529 - 44)}{44} = 0,033 > 0,005 \text{ ..OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1140,4 \times 400 \times (529 - \frac{33,54}{2}) \\ = 233658836,8 \text{ Nmm} = 23365,8 \text{ kgm}$$

Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 23365,8 = 21029,24 \text{ kgm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 21029,24 \text{ kgm} > 13626,44 \text{ kgm} \text{ ..OK}$$

▪ Penulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki \emptyset 10 mm ($A_s = 157,08 \text{ mm}^2$)

Faktor reduksi geser $\phi : 0,75$

$$V_u = 110709,72 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 400 \times 529 = 223045,984 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 400 \times 529 = 70533,33 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$110709,72 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 223045,9$$

$$110709,72 \text{ N} > 83642,2 \quad (\text{perlu tul. geser})$$

$$2. 0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$$

$$83642 < 110709,72 \leq 0,75 \times 223045,9$$

$$83642 < 110709,72 < 167284,4 \quad (\text{tidak perlu tul.geser})$$

$$3. \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s_{\min}})$$

$$167284,4 < 110709,72 \leq 0,75 \times (223045,9 + 70533,33)$$

$$167284,4 > 110709,72 < 220184,4 \quad (\text{perlu tul geser})$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{157,08 \times 400}{400} = 157,08 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum sengkang, SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4

$$S_{\text{maks}} = d/2 = 529/2 = 264,5 \text{ mm dan } S_{\text{maks}} < 300 \text{ mm}$$

Jadi dipakai diameter tulangan sengkang $\emptyset 10$ -150 mm.

c. Kontrol Lentutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lentutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{\text{min}} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lentutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

5.5 Kontrol Kapasitas Crane

$$1. \text{ Balok induk } 60/80$$

$$W = 0,60 \times (0,80 - 0,14) \times 9 \times 2400 = 8553,6 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok induk pracetak dengan beban 8553,6 kg dengan jarak jangkauan maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton.

2. Balok anak 35/50

$$W = 0,35 \times (0,50 - 0,14) \times 9 \times 2400 = 2721,6 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok induk pracetak dengan beban 2721,6 kg dengan jarak jangkauan maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton.

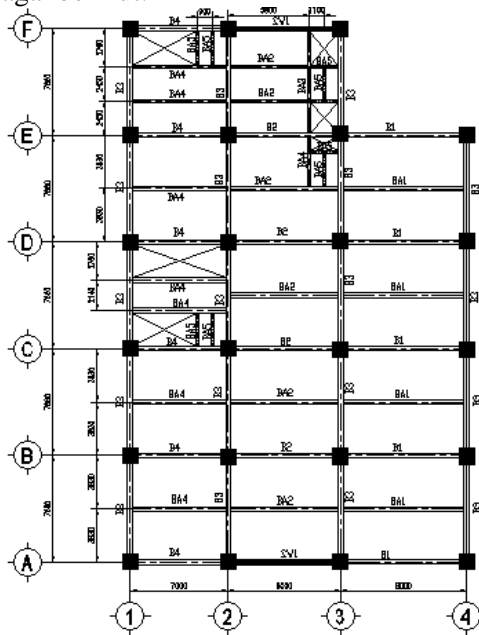
3. Pelat $7 \times 3,83$ m (t = 8 cm)

$$W = 7 \times 3,83 \times 0,08 \times 2400 = 5147,52 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat pelat pracetak dengan beban 5147,52 kg dengan jarak jangkauan maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton.

BAB VI PEMODELAN STRUKTUR

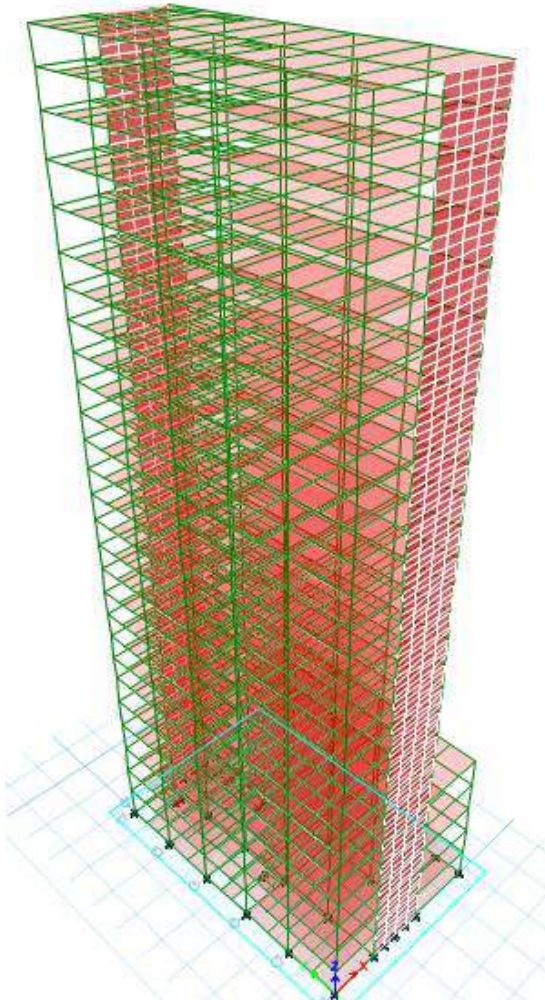
Struktur yang direncanakan adalah gedung hotel yang terdiri dari 28 lantai dengan total tinggi struktur 99 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut.



Gambar 6.1 Denah Struktur Harris Hotel

Permodelan struktur gedung Harris Hotel dilakukan menggunakan program bantu Etabs 2013. Pada program Etabs 2013, struktur ini akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 (Gempa).

Berikut adalah pemodelan yang sudah dilakukan dalam program Etabs 2013 :



Gambar 6.2 Pemodelan 3D Struktur Harris Hotel

6.1 Perhitungan Berat Struktur

Data perencanaan struktur seperti data luas lantai, tinggi struktur, panjang balok induk, dan balok anak merupakan data data yang diperlukan dalam perhitungan berat struktur.

6.1.1 Berat Total Bangunan

Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur Harris Hotel yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program Etabs 2013 untuk kombinasi 1D + 1L.

6.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (Load Resistance Factor Design).

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

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0E
- 1,2 DL + 1,0 LL - 1,0E
- 0,9 DL + 1E

- 0,9 DL - 1E

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup E : beban gempa

6.2 Analisis Beban Seismik

Pada struktur gedung Hotel Harris ini mempunyai jumlah lantai 28 tingkat dengan ketinggian 99 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

6.2.1 Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

6.2.2 Faktor Keutamaan (I_e)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hotel (penginapan). Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1,0$.

6.2.3 Parameter Respon Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs SE) :

- PGA = 0,325
- S_s = 0,663
- S₁ = 0,247
- CR_s = 0,991
- CR₁ = 0,929
- FPGA = 1,124
- Fa = 1,374
- Fv = 3,012
- S_{MS} = 0,911
- PSA = 0,366
- S_{M1} = 0,744
- S_{DS} = 0,607
- S_{D1} = 0,496
- T₀ = 0,163
- T_s = 0,817

6.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1}. Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 6 atau 7.

Gedung ini termasuk kategori risiko II dimana nilai parameter S_{DS} = 0,607 ($0,50 \leq S_{DS}$) dan S_{D1} = 0,496 ($0,20 \leq S_{D1}$). Sehingga kategori desain seismik berdasarkan data tersebut adalah termasuk dalam kategori desain seismik D

6.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini menggunakan material beton bertulang dan direncanakan dengan sistem ganda (dual system). Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 nilai koefisien modifikasi respon (R) = 7 dan nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 2,5.

6.3 Analisis Beban Angin

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.1.2.1, beban angin untuk SPBAU pada bangunan dari semua ketinggian seperti yang disyaratkan dalam pasal 27 untuk bangunan memenuhi persyaratan yang disyaratkan di dalamnya menggunakan Prosedur Pengarah.

1. Menentukan Kategori Risiko Bangunan Gedung

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 1.5, gedung pehotelan termasuk dalam kategori risiko I.

2. Menentukan Kecepatan Angin Dasar, V

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.5.1 kecepatan angin dasar, V , yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari instansi yang berwenang. Maka didapat kecepatan angin dasar dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG) untuk wilayah Surabaya sebagai berikut:

$$V = \text{knots} = 30 \text{ km/h} = 18,60 \text{ mph}$$

3. Menentukan Parameter Beban Angin

a. Faktor Arah Angin, K_d

Faktor arah angin, K_d , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.6.

$$K_d = 0.85 \text{ (Sistem Penahan Beban Angin Utama)}$$

b. Kategori Eksposur

Kategori Eksposur ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.7

Kekasaran Permukaan : B

Eksposur : B

c. Faktor Topografi

Karena lokasi bangunan berada di perkotaan, faktor topografi ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.8.2 $K_z = 1,0$

d. Faktor Efek Tiupan Angin

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.9., faktor efek tiupan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.

6.4 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu Etabs 2013, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (drift)
- Kontrol dual-system

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

6.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan program Etabs 2013 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel berikut :

Tabel 6.1 Rasio Partisipasi Massa Gedung Hotel Harris

Case	Mode	Period	RX	RY
		sec		
Modal	1	3.51	0.00	0.75
Modal	2	2.77	0.64	0.75
Modal	3	2.01	0.64	0.75
Modal	4	1.18	0.64	0.85
Modal	5	0.73	0.81	0.85
Modal	6	0.71	0.81	0.89
Modal	7	0.53	0.81	0.89
Modal	8	0.49	0.81	0.91
Modal	9	0.36	0.81	0.92
Modal	10	0.34	0.88	0.92
Modal	11	0.28	0.88	0.93
Modal	12	0.25	0.88	0.93
Modal	13	0.23	0.88	0.94
Modal	14	0.21	0.92	0.94
Modal	15	0.19	0.92	0.95
Modal	16	0.16	0.92	0.95
Modal	17	0.15	0.92	0.95

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar 92 % pada moda ke 14 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

6.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur

gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

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

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur gedung Hotel Harris memiliki tinggi dari lantai dasar hingga atas gedung adalah 99 m. Pada struktur ini digunakan tipe struktur rangka beton pemikul momen khusus pada arah Y dan sistem ganda pada arah X sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

a. Arah Y

$$C_t = 0,0466^a$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 99 \text{ m}$$

maka :

$$T_{ay} = 0,0466 \times 99^{0,9} = 2,9 \text{ s}$$

Nilai $C_u = 1,4$ didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,496$, maka :

$$T_y = C_u \times T_{ay} = 1,4 \times 2,9 = 4,08 \text{ s}$$

b. Arah X

Menurut SNI 1726:2012 pers 28, periode fundamental pendekatan, T_a , dalam detik untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{cw}} hn$$

Dimana C_w :

$$C_w = \frac{100}{Ab} \sum_{i=1}^x \left(\frac{hn}{hi} \right)^2 \left[\frac{Ai}{1 + 0,83 \left(\frac{hi}{Di} \right)^2} \right]$$

Keterangan:

A_B = luas dasar struktur, dinyatakan dalam meter persegi (m^2)

A_i = luas badan dinding geser "i" dinyatakan dalam meter (m)

D_i = panjang dinding geser "i" dinyatakan dalam meter (m)

H_i = tinggi dinding geser "i" dinyatakan dalam meter (m)

x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$C_w = \frac{100}{574,5} \sum_{i=1}^x \left(\frac{99}{99}\right)^2 \frac{0,35x99}{\left[1+0,83\left(\frac{99}{8}\right)^2\right]} \times 2$$

$$C_w = 0,094$$

$$T_{ax} = 0,0062 \frac{99}{\sqrt{0,094}} = 2,0 \text{ dt}$$

$$C_u \times T_{ax} = 1,4 \times 2,0 = 2,8 \text{ detik}$$

Dari hasil analisa Etabs 2013 didapat :

Tabel 6.2 Perioda dan Frekuensi Struktur

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	3.511
Modal	2	2.773
Modal	3	2.008
Modal	4	1.184
Modal	5	0.729
Modal	6	0.706
Modal	7	0.53
Modal	8	0.488
Modal	9	0.362
Modal	10	0.339
Modal	11	0.281
Modal	12	0.248
Modal	13	0.228

Ty

Tx

Modal	14	0.209
Modal	15	0.19
Modal	16	0.16
Modal	17	0.153

Dari tabel di atas didapat $T_x = 2,773$ s dan $T_y = 3,511$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T_a$. Jadi analisis struktur gedung hotel Harris masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

6.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

a. Statik X:

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,087$$

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{2,773\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0255$$

Maka diambil $C_s = 0,0255$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,0267$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung Hotel Harris adalah : 195676,33 kN

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,0267 \times 195676,33 \\ &= 5226,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Statik Y:

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,087$$

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{3,511\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,02$$

Maka diambil $C_s = 0,02$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,0267$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung Hotel Harris adalah : 195676,33 kg

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,0267 \times 195676,33 \\ &= 5226,12 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2013 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 6.3 Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa

Load Case	FX	FY
	kN	kN
RSP X Max	4414,362	954,486
RSP Y Max	1324,33	3181,51

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$4414,352 \geq 85\% \times 5226,12$$

$$4414,362 < 4442,2 \text{ KN (Not OK)}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$3181,52 \geq 85\% \times 5226,12$$

$$3181,52 < 4442,2 \text{ KN (Not OK)}$$

Dari kontrol di atas, analisis Hotel Harris masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor

skala :
$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$$

- Untuk gempa arah X :

$$0,85 \times \frac{5226,12}{4414,362} = 1,00631$$

- Untuk gempa arah Y :

$$0,85 \times \frac{5226,12}{3181,51} = 1,39$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

Tabel 6.4 Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala

Load Case	FX	FY
	kN	kN
RSP X Max	4442,21	1332,68
RSP Y Max	1332,70	4442,21

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$
 $4442,21 \geq 85\% \times 5226,12$
 $4442,21 > 4442,2 \text{ KN (OK)}$
- Untuk gempa arah Y :
 $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$
 $4442,21 \geq 85\% \times 5226,12$
 $4442,21 > 4442,2 \text{ KN (OK)}$

Dari kontrol diatas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur Hotel Harris masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

6.4.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_I \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai $C_d = 5,5$ dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4,2 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 4,2$$

$$= 0,084 \text{ m}$$

$$= 84 \text{ mm}$$

- Untuk tinggi tingkat 3,4 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 3,4$$

$$= 0,068 \text{ m}$$

$$= 68 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS 2013, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

Tabel 6.5 Kontrol Simpangan Akibat RSPX

Level	hi	RSP - X		$\delta_{e(n+1)} - \delta_{e(n)}$		Δ		Δ_a		X-DIR	Y-DIR
		X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR		
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
TOP FLOOR	99.0	75.9	34.8	2.8	0.2	15.40	1.10	68	68	oke	oke
LT 29	95.6	73.1	34.6	2.9	0.4	15.95	2.20	84	84	oke	oke
LT 28	92.2	70.2	34.2	3.6	0.7	19.80	3.85	84	84	oke	oke
LT 27A	88.0	66.6	33.5	3.7	0.8	20.35	4.40	84	84	oke	oke
LT 27	83.8	62.9	32.7	3.7	1	20.35	5.50	68	68	oke	oke
LT 26	79.6	59.2	31.7	3.1	0.8	17.05	4.40	68	68	oke	oke
LT 25	76.2	56.1	30.9	3	0.8	16.50	4.40	68	68	oke	oke
LT 22	72.8	53.1	30.1	3.1	0.9	17.05	4.95	68	68	oke	oke
LT 21	69.4	50.0	29.2	3.1	0.9	17.05	4.95	68	68	oke	oke
LT 20	66.0	46.9	28.3	3	1.1	16.50	6.05	68	68	oke	oke
LT 19	62.6	43.9	27.2	3.1	1.1	17.05	6.05	68	68	oke	oke
LT 18	59.2	40.8	26.1	3	1.2	16.50	6.60	68	68	oke	oke
LT 17	55.8	37.8	24.9	3	1.2	16.50	6.60	68	68	oke	oke
LT 16	52.4	34.8	23.7	3	1.3	16.50	7.15	68	68	oke	oke
LT 15	49.0	31.8	22.4	3	1.4	16.50	7.70	68	68	oke	oke
LT 12	45.6	28.8	21.0	2.9	1.4	15.95	7.70	68	68	oke	oke
LT 11	42.2	25.9	19.6	2.9	1.5	15.95	8.25	68	68	oke	oke
LT 10	38.8	23.0	18.1	2.8	1.5	15.40	8.25	68	68	oke	oke
LT 9	35.4	20.2	16.6	2.8	1.6	15.40	8.80	68	68	oke	oke

LT 8	32.0	17.4	15.0	2.6	1.6	14.30	8.80	68	68	oke	oke
LT 7	28.6	14.8	13.4	2.5	1.8	13.75	9.90	84	84	oke	oke
LT 6	25.2	12.3	11.6	3	2.2	16.50	12.10	84	84	oke	oke
LT 5	21.0	9.3	9.4	2.7	2.3	14.85	12.65	84	84	oke	oke
LT 3A	16.8	6.6	7.1	2.3	2.2	12.65	12.10	84	84	oke	oke
LT 3	12.6	4.3	4.9	2	2.1	11.00	11.55	84	84	oke	oke
LT 2A	8.4	2.3	2.8	1.5	1.9	8.25	10.45	84	84	oke	oke
LT 2	4.2	0.8	0.9	0.8	0.9	4.40	4.95	84	84	oke	oke
LT 1	0.0	0.0	0.0	0	0	0.00	0.00	0	0	oke	oke

Tabel 6.6 Kontrol Simpangan Akibat RSPY

Level	hi	RSP-Y		$\delta_{e(n+1)} - \delta_e$ (n)		Δ		Δ_a		X- DIR	Y- DIR
		X- DIR	Y- DIR	X- DIR	Y- DIR	X- DIR	Y- DIR	X- DIR	Y- DIR		
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
TOP FLOOR	99.0	22.8	116.1	0.8	0.8	4.40	4.4	68	68	oke	oke
LT 29	95.6	22.0	115.3	0.9	1.2	4.95	6.6	84	84	oke	oke
LT 28	92.2	21.1	114.1	1.1	2.3	6.05	12.7	84	84	oke	oke
LT 27A	88.0	20.0	111.8	1.1	2.8	6.05	15.4	84	84	oke	oke
LT 27	83.8	18.9	109.0	1.1	3.2	6.05	17.6	68	68	oke	oke
LT 26	79.6	17.8	105.8	0.9	2.7	4.95	14.9	68	68	oke	oke
LT 25	76.2	16.9	103.1	0.9	2.8	4.95	15.4	68	68	oke	oke
LT 22	72.8	16.0	100.3	1	2.9	5.50	16.0	68	68	oke	oke
LT 21	69.4	15.0	97.4	0.9	3.2	4.95	17.6	68	68	oke	oke
LT 20	66.0	14.1	94.2	0.9	3.5	4.95	19.3	68	68	oke	oke
LT 19	62.6	13.2	90.7	0.9	3.6	4.95	19.8	68	68	oke	oke
LT 18	59.2	12.3	87.1	0.9	4	4.95	22.0	68	68	oke	oke

LT 17	55.8	11.4	83.1	0.9	4.1	4.95	22.6	68	68	oke	oke
LT 16	52.4	10.5	79.0	0.9	4.4	4.95	24.2	68	68	oke	oke
LT 15	49.0	9.6	74.6	0.9	4.6	4.95	25.3	68	68	oke	oke
LT 12	45.6	8.7	70.0	0.8	4.8	4.40	26.4	68	68	oke	oke
LT 11	42.2	7.9	65.2	0.9	5	4.95	27.5	68	68	oke	oke
LT 10	38.8	7.0	60.2	0.8	5	4.40	27.5	68	68	oke	oke
LT 9	35.4	6.2	55.2	0.8	5.2	4.40	28.6	68	68	oke	oke
LT 8	32.0	5.4	50.0	0.8	5.5	4.40	30.3	68	68	oke	oke
LT 7	28.6	4.6	44.5	0.8	5.7	4.40	31.4	84	84	oke	oke
LT 6	25.2	3.8	38.8	0.8	7.6	4.40	41.8	84	84	oke	oke
LT 5	21.0	3.0	31.2	0.9	7.5	4.95	41.3	84	84	oke	oke
LT 3A	16.8	2.1	23.7	0.7	7.4	3.85	40.7	84	84	oke	oke
LT 3	12.6	1.4	16.3	0.6	7.1	3.30	39.1	84	84	oke	oke
LT 2A	8.4	0.8	9.2	0.5	6.1	2.75	33.6	84	84	oke	oke
LT 2	4.2	0.3	3.1	0.3	3.1	1.65	17.1	84	84	oke	oke
LT 1	0.0	0.0	0.0	0	0	0.00	0.0	0	0	oke	oke

Dari hasil kontrol pada tabel di atas, maka analisis struktur Hotel Harris telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

6.4.5 Kontrol Dual-System

Untuk sistem ganda, rangka pemikul momen khusus harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 6.7 Presentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur

NO	KOMBINASI	ARAH X				TOTAL	
		SRPMK		SHEARWALL			
		GAYA (KN)	%	GAYA (KN)	%	GAYA (KN)	%
1	RSPX MAX	1303,29	29%	3249,44	71%	4553,17	100%
2	RSPY MAX	407,95	26,5%	1132,27	73,5%	1540,22	100%

Dari hasil diatas dapat dilihat bahwa Presentase dari SRPM selalu nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi Struktur Gedung Hotel Harris telah memenuhi syarat sebagai Struktur Dual System. Sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall. Pada bab ini akan dibahas mengenai kekuatan struktur utama mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen tersebut.

7.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Didalam preliminary desain gedung Hotel Harris Surabaya direncanakan dimensi balok induk sebesar 60/80 dengan panjang bentang 900 cm dan balok induk 50/70 dengan panjang bentang 800 cm dengan menggunakan sistem pracetak. Maka dari itu, penulangan lentur balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu sebelum komposit dan setelah komposit. Dengan adanya dua kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

❖ Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 40 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Dimensi balok = 60/80 cm & 50/70 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal decking = 50 mm

7.2.1 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 50/70 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

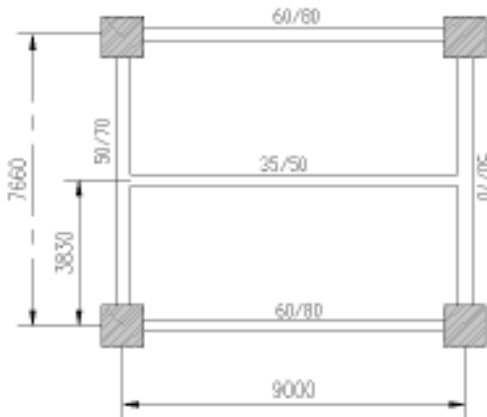
$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 50/56$$

$$\text{Bentang balok induk} = 7,66 \text{ meter}$$

a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.



Gambar 7.1 Detail Pembalokan

Beban pada balok anak

$$L_x = 383 - \left(\frac{60}{2} + \frac{35}{2} \right) = 335,5 \text{ cm}$$

$$l_y = 900 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 850 \text{ cm}$$

- **Beban mati**
 Berat balok anak $= 0,35 \times 0,36 \times 2400 = 302,4 \text{ kg/m}$
 Berat ekivalen $= \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$
 $= \frac{1}{2} \times 192 \times 3,355 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right)$
 $= 305,35 \text{ kg/m}$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 302,4 + 305,35 = 607,75 \text{ kg/m} \times 2 = 1215,5 \text{ kg/m}$$

- **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Berat ekivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,355 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right) \\ &= 610,71 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (1215,5) + 1,6 (610,71) = 2435,736 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2435,736 \text{ kg/m} \times 4,5 \text{ m} = 10960,8 \text{ kg}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

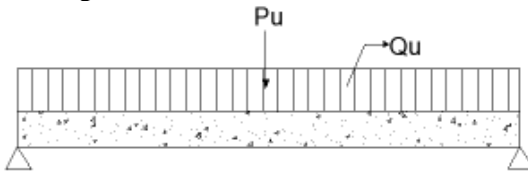
$$\text{Berat balok induk} = 0,5 \times 0,56 \times 2400 = 672 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times l_x \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 3,355 \\ &= 322,08 \text{ kg/m} \times 2 = 644,16 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Total beban mati balok induk (Qd)

$$= 672 + 644,16 = 1316,16 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 1316,16 \\ &= 1579,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 7.2 Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} M_u &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1579,4 \times 7,66^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 10960,8 \times 7,66 \right) \\ &= 32573,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b) Perhitungan Tulangan Lentur

↳ **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 50/70
Bentang Balok Induk	= 7,66 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal decking} &= 50 \text{ mm} \\
 \rho_{\min} &= 0,00395 \\
 dx &= 700 - 140 - 50 - 13 - (\frac{1}{2} \times 22) = 486 \text{ mm} \\
 Mu &= 32573,9 \text{ kgm} = 325730000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

↪ Penulangan Lentur

Dipakai $\phi = 0,9$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{325739000}{0,9} = 361932222,2 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{361932222,2}{500 \times 486^2} = 3,06$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25\sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,06}{0,85 \times 40}} \right) = 0,008
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,008 > \rho_{\min} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,008 \times 500 \times 486 = 1955,02 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{1955,02}{380,13} = 5,14 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ($A_s = 2280,78 \text{ mm}^2$)
 Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)}$$

$$= 51 > 25 \text{ mm}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2280,78 = 1140,39 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan
 3D22 ($A_s = 1140,40 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,78 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 500)} = 53,67 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{53,67}{0,764} = 70,22$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (486 - 70,22)}{70,22} = 0,018 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,78 \times 400 \times \left(486 - \frac{53,67}{2}\right) \\ &= 377015980,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$M_{pr} = 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25 \times a}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 2280,78 \times 400 \times \left(486 - \frac{1,25 \times 53,67}{2} \right)$$

$$M_{pr} = 515983260,3 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$377015980,9 > 325730000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 50/70 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) \text{ tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi balok induk} = 50/70 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok induk} = 7,66 \text{ m}$$

$$\text{Tebal decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

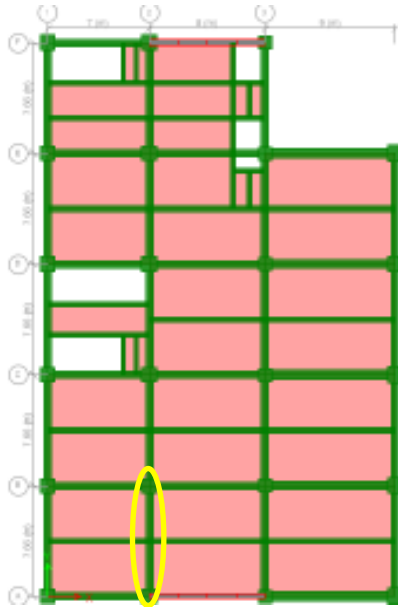
$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 626 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 25) = 74 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,00395$$



Gambar 7.3 Denah Pembalok

Dari hasil analisa ETABS2013 didapat nilai momen pada As A-B 2 sebagai berikut :

$$M \text{ tumpuan} = - 739180000 \text{ Nmm}$$

$$M \text{ lapangan} = +206760000 \text{ Nmm}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 739180000 \text{ Nmm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{739180000}{0,9} = 821311111,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{821311111,18}{500 \times 626^2} = 4,19$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,19}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0112\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0112 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0112 \times 500 \times 626 = 3511,77 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{3511,77}{380,13} = 9,24 \approx 10 \text{ buah}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 10D22 ($A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (10 \times 22)}{(10 - 1)}$$

$= 18,56 < 25 \text{ mm}$ (digunakan 2 lapis, 8D atass dan 2D bawah)

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (8 \times 22)}{(8 - 1)}$$

$= 30,14 > 25 \text{ mm}$ (memenuhi)

$$y = \frac{(8D22 \times 22/2) + 2D22(\frac{22}{2} + 25 + 22)}{10D22} = \frac{3041,04 + 44095,08}{3801,33} = 12,4 \text{ mm}$$

$$d \text{ efektif} = 700 - 50 - 13 - 12,4 = 624,6 \text{ mm}$$

Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 3511,77 = 1755,88 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$5D22 (As = 1900,66 > As') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{3801,33 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 500)} = 89,44 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{89,44}{0,764} = 117,03$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (624,6 - 117,03)}{117,03} = 0,013 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 3801,33 \times 400 \times (624,6 - \frac{89,44}{2}) \\ &= 793550837 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times fy \times (d - \frac{1,25xa}{2}) \\ &= 1,25 \times 3801,33 \times 400 \times (624,6 - \frac{1,25 \times 89,44}{2}) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 1080903811 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$793550837 \text{ Nmm} > 739180000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan $A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$ atau 8D22 + 2D22

• Penulangan Lapangan

Mencari lebar efektif balok T:

b_e diambil yang terkecil dari:

$$b_{e1} = 0,25 L = 0,25 (7660) = 1915 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 2 \times 8t = 500 + 2 \times (16 \times 140) = 2740 \text{ mm}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = 0,5 \times (7660 - 500) = 3580 \text{ mm}$$

Diambil $b_e = b_{e1} = 1915 \text{ mm}$

$$d = 626 \text{ mm}$$

$$d' = 74 \text{ mm}$$

$$M_u = 206760000 \text{ Nmm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

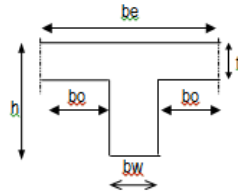
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{206760000}{0,9} = 229733333,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{229733333,3}{1915 \times 626^2} = 0,31$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,31}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0008 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0008 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0,00395 \frac{400}{40} = 0,0395$$



Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0395 \times 626}{0,85} = 34,33 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 34,33 = 29,2 \text{ mm}$$

$$hf = 140 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{206760000}{0,9} = 229733333,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{229733333,3}{500 \times 626^2} = 1,17$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,17}{0,85 \times 40}} \right) = 0,003 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,003 < \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00395 \times 500 \times 626 = 1236,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1236,35}{380,13} = 3,25 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 99,67 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1236,35 = 618,18 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ($As = 760,27 > As'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 500)} = 35,78 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{35,78}{0,764} = 46,81$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (626 - 46,81)}{46,81} = 0,037 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (607,2 - \frac{35,78}{2}) \\ &= 322583818,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$M_{pr} = 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times fy \times \left(d - \frac{1,25 \times a}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 1520,53 \times 400 \times \left(607,2 - \frac{1,25 \times 35,78}{2} \right)$$

$$M_{pr} = 444633061 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$322583818,8 > 206760000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
 - Tulangan atas = 10D22 ($A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)
- Akibat momen lapangan
 - Tulangan atas = 2D22 ($A_s = 760,27 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

Penulangan Geser dan Torsi

a. Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 607,2/4 = 151,8 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 607,2/2 = 303,6 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur

dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$$M_{pr1} = 108090,38 \text{ kgm}$$

$$M_{pr2} = 56701,46 \text{ kgm}$$

$$L_n = 7,66 - 1 = 6,66 \text{ m}$$

Beban terbagi rata (W)

Dari hasil analisis ETABS didapat :

$$V_u = 325,03 \text{ kN} = 32503 \text{ kg}$$

$$V_e = \frac{108090,38 + 56701,46}{6,66} + 32503$$

$$V_e = 57246,52 \text{ kg} = 572465,19 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{40} \times 500 \times 624,6 = 335776,97 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

V_s ditumpuan, $V_c = 0$ (SNI 2847 2013, ps 21.5.4.2 (b))

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{572465,19}{0,75} - 0 = 763286,92 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 624,6}{763286,92} = 86,89 \text{ mm}$$

Daerah lapangan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{572465,19}{0,75} - 335776,97 = 427509,96 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 626}{427509,96} = 155,49 \text{ mm}$$

- ∴ Dipasang **Ø13-80** mm sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-150** mm pada daerah luar sendi plastis.

b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal

11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

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 disumbngkan oleh beton
- A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
- A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm^2
- F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
- f'_c = Kuat tekan beton, Mpa
- λ = 1,0 (beton normal)

- A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm^2
 P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm^2

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 500/700 mm

T_u = 13617600 Nmm (output ETABS)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$28190000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{(500 \times 700)^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$28190000 < 79896921,51 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

c. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

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

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

d. Kontrol spasi tulangan

SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4 : spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s tidak boleh melebihi yang diberikan oleh:

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

tetapi tidak lebih besar dari $300(280/f_s)$

dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,
 f_s dapat diambil $0,6 f_y$

$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$

C_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$C_c = 50 + 13 + 29,8 = 92,8 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= 380 \left(\frac{280}{240} \right) - 2,5 \times 92,8 \\ &= 211,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

tidak lebih besar dari $300(280/240) = 350 \text{ mm}$

$S_{tul} = 150 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$ OK

7.2.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Eksterior 50/70 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f'_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) tulangan = 400 MPa

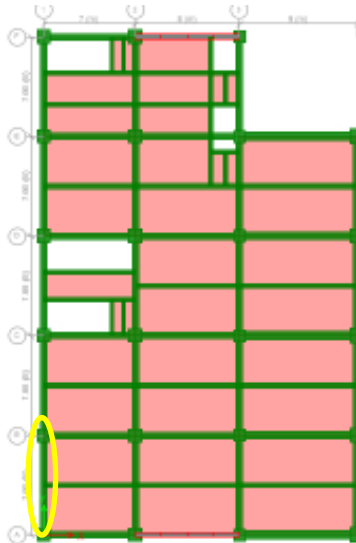
Dimensi balok induk = 50/70 cm

Panjang balok induk = 7,66 m

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal decking} &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan utama} &= 22 \text{ mm} \\
 \text{Diameter sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
 b &= 400 \text{ mm} \\
 d &= 700 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 626 \text{ mm} \\
 d' &= 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0,00395 \\
 m &= 11,76
 \end{aligned}$$



Gambar 7.4 Denah Posisi Balok Eksterior 50/70

Dari hasil analisa ETABS didapat nilai momen pada As 1 A-B sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M \text{ tumpuan} &= - 551450000 \text{ Nmm} \\
 M \text{ lapangan} &= + 102440000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- **Penulangan Tumpuan**
 $\mu_u = 551450000 \text{ Nmm}$
 Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{551450000}{0,9} = 612722222,2 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{612722222,2}{500 \times 626^2} = 3,13$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,13}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0082 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0082 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0082 \times 500 \times 626 = 2571,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{2571,22}{380,13} = 6,76 \approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 7D22 ($A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (7 \times 22)}{(7 - 1)} \\ &= 38,83 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2571,22 = 1285,61 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

4D22 ($A_s = 1520,53 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{2660,936 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 500)} = 62,61 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{62,61}{0,764} = 81,92$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (626 - 81,92)}{81,92} = 0,02 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2660,93 \times 400 \times \left(626 - \frac{62,61}{2}\right) \\ &= 569678772,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times fy \times \left(d - \frac{1,25xa}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2660,93 \times 400 \times \left(626 - \frac{1,25 \times 62,61}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 780807953,6 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

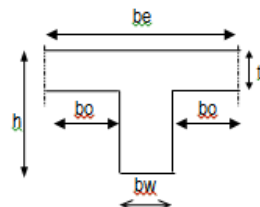
$$\phi Mn > Mu$$

$$569678772,2 > 551450000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan $As = 2660,93 \text{ mm}^2$ atau 7D22

• Penulangan Lapangan

Mencari lebar efektif balok T:
be diambil yang terkecil dari:



$$Be1 = \frac{1}{4} \times Lb$$

$$= \frac{1}{4} \times 766 = 191,5 \text{ cm}$$

$$Be2 = bw + 16t$$

$$= 50 + 16(14) = 274 \text{ cm}$$

$$Be3 = \frac{1}{2} \times (Lb - bw)$$

$$= \frac{1}{2} \times (766 - 50) = 358 \text{ cm}$$

$$\text{Diambil } be = 191,5 \text{ cm} = 1915 \text{ mm}$$

$$d = 626 \text{ mm}$$

$$d' = 74 \text{ mm}$$

$$Mu = 102440000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{102440000}{0,9} = 113822222,2 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{113822222,2}{1915 \times 626^2} = 0,15$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,15}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0004$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0004 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c} = 0,00395 \frac{400}{40} = 0,0395$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0395 \times 626}{0,85} = 34,33 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 34,33 = 29,2 \text{ mm}$$

$$hf = 140 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{102440000}{0,9} = 113822222,2 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{113822222,2}{400 \times 626^2} = 0,58$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,58}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0015 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0015 < \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{min}

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00395 \times 500 \times 626 = 1236,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1236,35}{380,13} = 3,25 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 99,67 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1236,35 = 618,18 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ($A_s = 760,27 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 500)} = 35,78 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{35,78}{0,764} = 46,81$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (626-46,81)}{46,81} = 0,037 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times \left(626 - \frac{35,78}{2}\right) \\ &= 3328747711,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times fy \times \left(d - \frac{1,25xa}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1520,53 \times 400 \times \left(526 - \frac{1,25 \times 35,78}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 458926051 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$\phi Mn > Mu$

$$3328747711,6 > 102440000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
Tulangan atas = 7D22 ($A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah = 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

▪ Akibat momen lapangan

Tulangan atas = 2D22 ($A_s = 760,27 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah = 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

Penulangan Geser dan Torsi

a. Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 626/4 = 156,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 626/2 = 313 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$M_{pr1} = 78801 \text{ kgm}$

$M_{pr2} = 45892,61 \text{ kgm}$

$l_n = 7,66 - 1 = 6,66 \text{ m}$

Beban terbagi rata (W)

Dari hasil analisis ETABS didapat :

$$V_u = 222,62 \text{ kN} = 22262 \text{ kg}$$

$$V_e = \frac{78801 + 45892,61}{6,66} + 22262$$

$$V_e = 40876,62 \text{ kg} = 408766,25 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{40} \times 500 \times 626 = 336529,59 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

V_s ditumpuan, $V_c = 0$ (SNI 2847 2013, ps 21.5.4.2 (b))

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{408766,25}{0,75} - 0 = 545021,66 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 626}{545021,66} = 121,96 \text{ mm}$$

Daerah lapangan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{408766,35}{0,75} - 336529,59 = 208492,07 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 626}{208492,07} = 318,82 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-80** mm sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-150** mm pada daerah luar sendi plastis.

b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

Dimana :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

- T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{min}$)
 T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
 T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton
 A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
 A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²
 F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
 s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
 f'_c = Kuat tekan beton, Mpa
 λ = 1,0 (beton normal)
 A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
 P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 500/700 mm

T_u = 52900000 Nmm (output ETABS)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI

2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$60800000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{(500 \times 700)^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$60800000 < 79896921,51 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

c. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

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

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

d. Kontrol spasi tulangan

SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4 : spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s tidak boleh melebihi yang diberikan oleh:

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

tetapi tidak lebih besar dari $300(280/f_s)$

dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,
 f_s dapat diambil $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

C_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$C_c = 50 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 74 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{240} \right) - 2,5 \times 74$$

$$= 258,33 \text{ mm}$$

tidak lebih besar dari $300(280/240) = 350 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 150 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

7.2.4 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/80 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 60/66$$

$$\text{Bentang balok induk} = 9 \text{ meter}$$

a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.

$$L_x = 383 - \left(\frac{60}{2} + \frac{35}{2} \right) = 335,5 \text{ cm}$$

$$I_y = 900 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 850 \text{ cm}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,6 \times 0,66 \times 2400 = 950,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,355 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{3,355}{8,5} \right)^2 \right) \\ &= 610,71 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati balok induk (Qd)} = 950,4 + 610,71 = 1561,11 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 1561,11 \\ &= 1873,33 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1873,33 \times 9^2 \right) \\ &= 18967,46 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b) Perhitungan Tulangan Lentur

↳ **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 60/80
Bentang Balok Induk	= 9 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
ρ_{\min}	= 0,00395

$$\begin{aligned}
 b &= 600 \text{ mm} \\
 dx &= 800 - 140 - 50 - 13 - (\frac{1}{2} \times 22) = 586 \text{ mm} \\
 Mu &= 18967,46 \text{ kgm} = 189674644,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

☞ Penulangan Lentur

Dipakai $\phi = 0,9$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{189674644,4}{0,9} = 210749604,9 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{210749604,9}{600 \times 586^2} = 1,02$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,02}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0026
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0026 < \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}
 A_{S\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00395 \times 600 \times 586 = 1388,82 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S\text{perlu}}}{A_{SD22}} \\
 &= \frac{1388,82}{380,13} = 3,65 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 133 > 25 \text{ mm}$$

Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1388,82 = 694,41 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ($As = 760,27 > As'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 600)} = 29,81 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{29,81}{0,84} = 39,01$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (586 - 39,01)}{39,01} = 0,042 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As \text{ pasang} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (586 - \frac{29,81}{2}) \\ &= 312611137,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As \text{ pasang} \times fy \times (d - \frac{1,25 \times a}{2}) \\ &= 1,25 \times 1520,53 \times 400 \times (586 - \frac{1,25 \times 29,81}{2}) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 431348784,6 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$3126111373,3 > 189674644,4 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

7.2.5 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/80 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) \text{ tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi balok induk} = 60/80 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok induk} = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

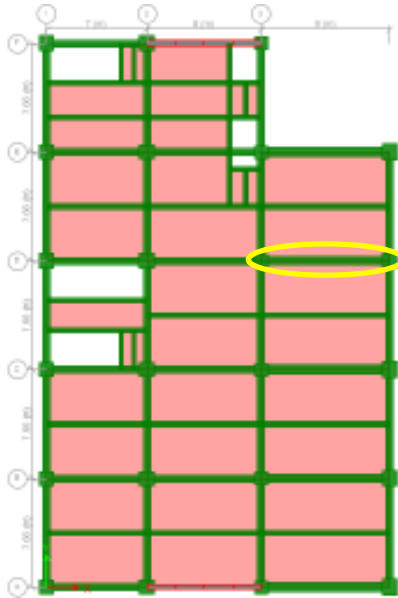
$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 726 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,00395$$



Gambar 7.5 Denah Posisi Balok Interior 60/80

Dari hasil analisa ETABS2013 didapat nilai momen pada As D sebagai berikut :

$$M \text{ tumpuan} = - 575520000 \text{ Nmm}$$

$$M \text{ lapangan} = + 162190000 \text{ Nmm}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 575520000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{575520000}{0,9} = 639466666,7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{639466666,7}{600 \times 726^2} = 2,02$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,02}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0052$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0052 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0052 \times 600 \times 726 = 2271,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{2271,71}{380,13} = 5,98 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ($A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= 71 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2271,71 = 1135,85 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ($A_s = 1140,4 > A_{s'}$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,8 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 600)} = 44,72 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{44,72}{0,764} = 58,51$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (726-58,51)}{58,51} = 0,034 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,8 \times 400 \times (726 - \frac{44,72}{2}) \\ &= 577748800,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times (d - \frac{1,25 \times a}{2}) \\ &= 1,25 \times 2280,8 \times 400 \times (726 - \frac{1,25 \times 44,72}{2}) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 796053851,1 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$577748800,7 > 575520000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan $A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$ atau 6D22

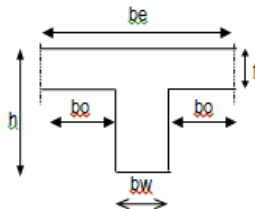
• Penulangan Lapangan

Mencari lebar efektif balok T:

be diambil yang terkecil dari:

$$\begin{aligned} Be_1 &= \frac{1}{4} \times L_b \\ &= \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Be_2 = b_w + 16t$$



$$\begin{aligned}
 &= 60 + 16(14) = 284 \text{ cm} \\
 \text{Be}_3 &= \frac{1}{2} \times (\text{Lb}-\text{bw}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (900-60) = 420 \text{ cm} \\
 \text{Diambil be} &= 225 \text{ cm} = 2250 \text{ mm} \\
 d &= 726 \text{ mm} \\
 d' &= 74 \text{ mm} \\
 M_u &= 162190000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{162190000}{0,9} = 180211111,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{180211111,1}{2250 \times 726^2} = 0,15$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,15}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0004
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0004 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0,00395 \frac{400}{40} = 0,0395$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0395 \times 726}{0,85} = 39,81 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 39,81 = 33,8 \text{ mm}$$

$$hf = 140 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{162190000}{0,9} = 180211111,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{180211111,1}{400 \times 726^2} = 0,57$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,57}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0014$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0014 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{min}}$$

Tulangan lentur tarik

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

$$= 0,00395 \times 600 \times 726 = 1720,62 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{SD22}}$$

$$= \frac{1720,62}{380,13} = 4,53 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$= 94,25 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1720,62 = 860,31 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ($A_s = 1140,4 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1900,66 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 600)} = 37,27 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{37,27}{0,764} = 48,76$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o x (dx-c)}{c} = \frac{0,003 x (726-48,76)}{48,76} = 0,042 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1900,66 \times 400 \times (726 - \frac{37,27}{2}) \\ &= 484007349,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times (d - \frac{1,25xa}{2}) \\ &= 1,25 \times 1963,50 \times 400 \times (726 - \frac{1,25 \times 37,27}{2}) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 667805319,4 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi Mn > Mu$$

$$484007349,4 > 161816400 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
 - Tulangan atas = 6D22 ($A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D22 ($A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$)

- Akibat momen lapangan
 Tulangan atas = 3D22 ($A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$)
 Tulangan bawah = 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)

Penulangan Geser dan Torsi

a. Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 726/4 = 181,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 726/2 = 363 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

- $M_{pr1} = 79605 \text{ kgm}$
- $M_{pr2} = 40599,57 \text{ kgm}$
- $l_n = 9 - 1,05 = 7,95 \text{ m}$

Beban terbagi rata (W)

Dari hasil analisis ETABS didapat :

$$V_u = 251,57 \text{ kN} = 25157 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{79605 + 40599,57}{7,95} + 25157$$

$$V_e = 40277,12 \text{ kg} = 402771,2 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{40} \times 600 \times 726 = 468345,97 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

V_s ditumpuan, $V_c = 0$ (SNI 2847 2013, ps 21.5.4.2 (b))

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{402771,2}{0,75} - 0 = 537028,27 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 726}{537028,27} = 143,55 \text{ mm}$$

Daerah lapangan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{402771,2}{0,75} - 468345,97 = 68682,3 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 726}{68682,3} = 1122,43 \text{ mm}$$

- ∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang $2h = 2 \times 800 = 1600$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

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 ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²

F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

f'_c = Kuat tekan beton, Mpa

λ = 1,0 (beton normal)

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²

P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 600/800 mm

T_u = 20150000 Nmm (output ETABS)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$20150000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{(600 \times 800)^2}{(600 + 800) \times 2} \right)$$

$$20150000 < 128804086,6 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

c. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

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

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

e. Kontrol spasi tulangan

SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4 : spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s tidak boleh melebihi yang diberikn oleh:

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

tetapi tidak lebih besar dari $300(280/f_s)$

dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

f_s dapat diambil $0,6 f_y$

$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$

C_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$C_c = 50 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 74 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{240} \right) - 2,5 \times 74$$

$$= 258,33 \text{ mm}$$

tidak lebih besar dari $300(280/240) = 350 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 200 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

7.2.6 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Eksterior 60/80 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (fy) \text{ tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi balok induk} = 60/80 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok induk} = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

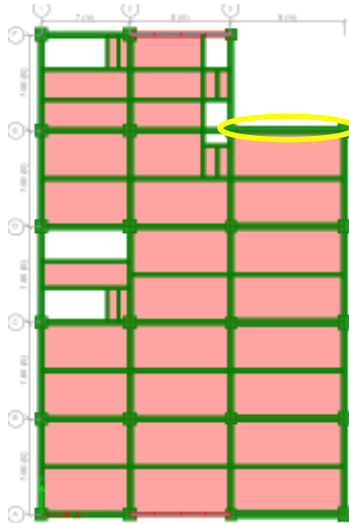
$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 726 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,00395$$



Gambar 7.6 Denah Posisi Balok Eksterior 60/80

Dari hasil analisa ETABS2013 didapat nilai momen pada As E sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= - 550160000 \text{ Nmm} \\ M \text{ lapangan} &= + 96110000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 550160000 \text{ Nmm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{550160000}{0,9} = 611288888,9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{611288888,9}{600 \times 726^2} = 1,93$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,93}{0,85 \times 40}} \right) = 0,005 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,005 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

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

$$= 0,005 \times 600 \times 726 = 2168,49 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{2168,49}{380,13} = 5,7 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ($A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)}$$

$$= 71 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2168,49 = 1084,24 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan
3D22 ($A_s = 1140,4 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{2280,8 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 600)} = 44,72 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{44,72}{0,764} = 58,51$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (726 - 58,51)}{58,51} = 0,034 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,8 \times 400 \times \left(726 - \frac{44,72}{2}\right) \\ &= 577748800,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25xa}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2280,8 \times 400 \times \left(726 - \frac{1,25 \times 44,72}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 796053851,1 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$577748800,7 > 522890000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan $A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$ atau 6D22

• Penulangan Lapangan

Mencari lebar efektif balok T:

be diambil yang terkecil dari:

$$\begin{aligned} \text{Be1} &= \frac{1}{4} \times L_b \\ &= \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Be2} &= b_w + 16t \\ &= 60 + 16(14) = 284 \text{ cm} \end{aligned}$$

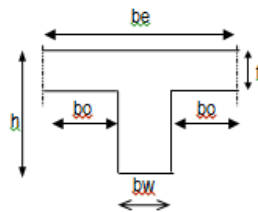
$$\begin{aligned} \text{Be3} &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) \\ &= \frac{1}{2} \times (900 - 60) = 420 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil $be = 225 \text{ cm} = 2250 \text{ mm}$

$$d = 726 \text{ mm}$$

$$d' = 74 \text{ mm}$$

$$M_u = 96110000 \text{ Nmm}$$



Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{96110000}{0,9} = 106788888,9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{106788888,9}{2250 \text{mm} \times 726^2} = 0,09$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,09}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0002 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0002 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0,00395 \frac{400}{40} = 0,0395$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0395 \times 726}{0,85} = 39,81 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 39,81 = 33,8 \text{ mm}$$

$$hf = 140 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{96110000}{0,9} = 106788888,9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{106788888,9}{600 \times 726^2} = 0,34$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,34}{0,85 \times 40}} \right) = 0,0008 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0008 < \rho_{\text{min}} = 0,00395 \text{ dipakai } \rho_{\text{min}}$$

Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00395 \times 600 \times 726 = 1720,62 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{1720,62}{380,13} = 4,53 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)
 Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$= 94,25 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1720,62 = 860,31 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ($A_s = 1140,4 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1900,66 \times 400}{(0,85 \times 40 \times 600)} = 37,27 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0,85 - 0,005 \left(\frac{40 - 28}{7} \right) = 0,764$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{37,27}{0,764} = 48,76$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (726 - 48,76)}{48,76} = 0,042 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1900,66 \times 400 \times \left(726 - \frac{37,27}{2}\right) \\ &= 484007349,4 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned}M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25 \times a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1963,50 \times 400 \times \left(726 - \frac{1,25 \times 37,27}{2}\right)\end{aligned}$$

$$M_{pr} = 667805319,4 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$484007349,4 > 95110000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
 - Tulangan atas = 6D22 (As = 2280,8 mm²)
 - Tulangan bawah = 3D22 (As = 1140,4 mm²)
- Akibat momen lapangan
 - Tulangan atas = 3D22 (As = 1140,4 mm²)
 - Tulangan bawah = 5D22 (As = 1900,66 mm²)

Penulangan Geser dan Torsi**a. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 726/4 = 181,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi \text{ tulangan lentur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 726/2 = 363 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$$M_{pr1} = 79605 \text{ kgm}$$

$$M_{pr2} = 40599,57 \text{ kgm}$$

$$l_n = 9 - 1,05 = 7,95 \text{ m}$$

Beban terbagi rata (W)

Dari hasil analisis ETABS didapat :

$$V_u = 208,67 \text{ kN} = 20867 \text{ kg}$$

$$V_e = \frac{79605 + 40599,57}{7,95} + 20867$$

$$V_e = 35987,12 \text{ kg} = 359871,2 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{40} \times 600 \times 726 = 468345,97 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

V_s ditumpuan, $V_c = 0$ (SNI 2847 2013, ps 21.5.4.2 (b))

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{359871,2}{0,75} - 0 = 479828,27 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 726}{479828,27} = 160,66 \text{ m}$$

Daerah lapangan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{359871,2}{0,75} - 468345,97 = 11482,3 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 726}{11482,3} = 6713,89 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang $2h = 2 \times 800 = 1600$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI}$$

2847:2013 Pasal

11.5.3.5)

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Tulangan sengkang

untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

Dimana :

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{min}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton

A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm^2

F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

f'_c = Kuat tekan beton, Mpa

λ = 1,0 (beton normal)

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²

P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 600/800 mm

T_u = 40220000 Nmm (output ETABS)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$39380000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{(600 \times 800)^2}{(600 + 800) \times 2} \right)$$

$$39380000 < 128804086,6 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

c. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja.

Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

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

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

d. Kontrol spasi tulangan

SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4 : spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s tidak boleh melebihi yang diberikan oleh:

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

tetapi tidak lebih besar dari $300(280/f_s)$

dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

C_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$C_c = 50 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 74 \text{ mm}$$

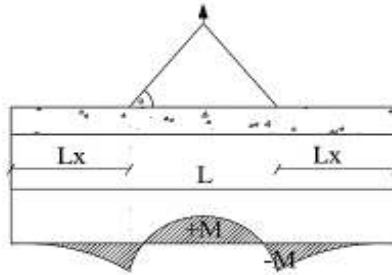
$$\begin{aligned} s &= 380 \left(\frac{280}{240} \right) - 2,5 \times 74 \\ &= 258,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

tidak lebih besar dari $300(280/240) = 350 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul}} = 200 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

7.2.7 Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.7 Momen Saat Pengangkatan Balok Induk

Dimana :

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

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

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

↪ **Kondisi sebelum komposit**

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(80 - 14)}{2} = 33 \text{ cm}$$

$$Y_c = 33 + 5 = 38 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 38}{900 \times \text{tg } 45^0}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{33}{33} \left(1 + \frac{4 \times 38}{900 \times \text{tg } 45} \right)} \right)} = 0,236$$

$$X \times L = 0,236 \times 900 = 212,4 \text{ cm} = 2,12 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 9 - 2 \times (2,12) = 4,76 \text{ m}$$



Gambar 7.8 Letak Titik Pengangkatan

a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,6 \times 0,66 \times 9 \times 2400) = 8553,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 8553,6}{2} \\ &= 6158,592 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{6158,592}{\sin 45^0} = 8709,56 \text{ kg}$$

b. Tulangan Angkat Balok Induk

$$P_u = 8709,56 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{8709,56}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,02 \text{ cm} = 10,5 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan D 13 mm

c. Momen yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok } (0,6 \times 0,66 \times 2400) = 950,4 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

- Momen lapangan

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

$$+ M = \left(\frac{950,4 \times 9^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,236 + \frac{4 \times 0,38}{9 \times \text{tg} 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 2596,87 \text{ kgm}$$

- Momen tumpuan

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

$$- M = \left(\frac{950,4 \times 0,236^2 \times 9^2}{2} \right) \times 1,2 = 2572,56 \text{ kgm}$$

d. Tegangan yang Terjadi

- Lapangan

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{2596,87 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 600 \times 660^2}$$

$$= 0,6 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 4,42 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Tumpuan

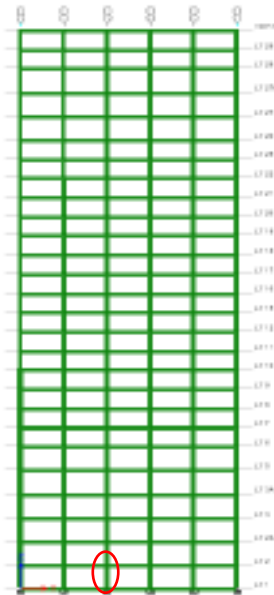
$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{2572,56 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 600 \times 660^2}$$

$$= 0,6 \text{ MPa} \leq f^*r = 0,7 \sqrt{f_{c'}} = 4,42 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f^* akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai f^*r_{ijin} usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

7.3 Perencanaan Kolom

7.3.1 Perencanaan Kolom Interior Lantai 1



Gambar 7.9 Potongan Rangka Struktur

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil kolom pada kolom interior lantai 1. Data kolom perencanaan dimensi kolom tersebut adalah sebagai berikut:

- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 500 Mpa (1,25 fy)
- Dimensi Kolom : 100/100 cm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm
- $d = h - \text{selimut} - \phi - 0,5D$
 $= 1000 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 934,5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan software ETABS diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

- ❖ Untuk desain geser :

Tabel 7.1 Gaya Dalam Kolom Lantai Bawah

Kombinasi	Pu	M2	M3
1.4 D	-13809.2	-1.8707	-25.7881
1.2D+1.6L	-15327.6	2.8318	-34.6632
1.2D+1L+RSPX	-13893.9	264.4806	215.7302
1.2D+1L+RSPY	-13930.6	878.8617	44.2095
0.9D+RSPX	-8752.84	262.1094	229.1056
0.9D+RSPY	-8789.55	876.4905	57.5849

- ❖ Untuk desain “Strong Column Weak Beam”

Tabel 7.2 Gaya Dalam Kolom Atas

Kombinasi	Aksial (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1.4 D	-13190.8	-6.8648	-45.7772
1.2D+1.6L	-14640	3.7161	-67.1053
1.2D+1L+RSPX	-13272.2	187.4829	85.7871
1.2D+1L+RSPY	-13306.1	624.6261	-13.7511
0.9D+RSPX	-8362.08	182.9538	113.0138
0.9D+RSPY	-8396.03	620.097	13.4756

Tabel 7.3 Gaya Dalam Kolom Bawah

Kombinasi	Aksial (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1.4 D	-13693.9	2.8096	12.5538
1.2D+1.6L	-15228.7	-4.3378	24.0049
1.2D+1L+RSPX	-13795.1	41.529	45.0035
1.2D+1L+RSPY	-13831.8	142.6375	27.083

0.9D+RSPX	-8678.7	45.1432	34.0356
0.9D+RSPY	-13831.8	142.6375	27.083

7.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi $A_g \cdot f_c' / 10$, harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

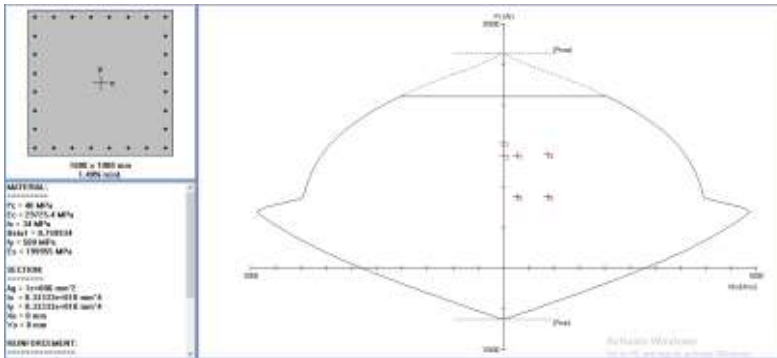
$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial terfaktor} &\leq A_g \times \frac{f'_c}{10} \\ &\leq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \\ &\leq 4000000 \text{ N} = 4000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu ETABS didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 15327,6 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi $A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka pasal tersebut di atas berlaku.

- Ukuran penampang terpendek 800 mm > 300 mm (Ok)
- Ratio b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4 (Ok)

7.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dari hasil analisa dengan program bantu ETABS didapat data beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PcaCol, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.10 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Lt 1

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	Pu kN	Mux kN-m	ϕM_{ux} kN-m	$\phi M_u / M_u$
1	15327.6	2.8	3406.2	999.999
2	13889.2	1.9	3604.8	999.999
3	13893.9	264.5	3595.2	13.594
4	13930.6	878.9	3589.9	4.085
5	8752.8	262.1	3957.9	15.100
6	8789.5	876.5	3956.4	4.514

Gambar 7.11 Output Momen Kolom

Menurut SNI 2847:2013 persamaan (21-1), Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah. Dari analisis menggunakan PcaCol didapatkan $M_{nc} = 3406,2$ kNm.

Berdasarkan hasil tersebut, kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 28D25 ($\rho = 1,4$ %). Kebutuhan ρ tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu PcaCol, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 1,4 %
- Penulangan 28D25 = $A_s : 13744$ mm²

- $I_x = 8,33 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- $I_y = 8,33 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- $A_g = 1,0 \times 10^6 \text{ mm}^2$
- $M_{nc} = 3406,2 \text{ kNm}$

7.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi P_n (\text{max}) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (1,0 \times 10^6 - 13744) + 500 \times 13744] \\ &= 21010559,45 \text{ N} \\ &= 21010,55 \text{ kN} > 15327,6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

jadi, tulangan memanjang **28 D25** dapat digunakan.

7.3.5 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana V_e

➤ Geser pada kolom :

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain, V_e ditentukan sebagai berikut :

$$V_e = \frac{(2 \times M_{pr})}{L_n}$$

M_{pr} adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit **1,25 f_y** dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1,0 Nmm. Sehingga nilai f_y untuk analisa geser sebesar $1,25 \times f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$

Dari hasil analisa menggunakan PcaCol diperoleh $M_{nc} = 3406,2 \text{ kNm}$.

Panjang bentang bersih (L_n) : $4,2 - 0,7 = 3,5 \text{ m}$

$$V_e = \frac{(2 \times 3406,2)}{3,5} = 1946,4 \text{ kN}$$

➤ Geser pada balok :

$$V = 392361 \text{ N} = 392,36 \text{ kN (telah dihitung sebelumnya)}$$

$$V_e > V$$

$$1946,4 \text{ kN} > 392,36 \text{ kN} \quad \dots \text{OK}$$

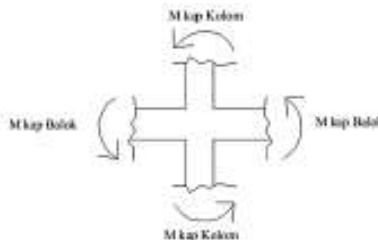
Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 1928,57 kN.

7.3.6 Persyaratan 'Strong Column Weak Beam'

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

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu diperhatikan bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam.



Gambar 7.12 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

Nilai M_{nc} sebelum dikali 1,25 f_y adalah 3244,8 kNm

$$\sum M_{nc} = (3244,8 + 3244,8) = 6489,6 \text{ kNm}$$

Nilai M_g dicari dari jumlah M_{nb+} balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n pada penulangan balok interior dimana diperoleh :

$$M_{nb+} = 881,72 \text{ kNm}$$

$$M_{nb-} = 457,86 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = (881,72 + 457,86) = 1339,58 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &\geq (1,2) \sum M_{nb} \\ (0,65) \times 6489,6 \text{ kNm} &> 1,2 \times 1339,58 \text{ kNm} \\ 4218,24 \text{ kNm} &> 1607,502 \text{ kNm} \quad \dots\text{OK} \end{aligned}$$

7.3.7 Pengekangan Kolom

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 panjang l_0 tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

$$\begin{aligned} L_0 &\geq h = 1000 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 3500 = 583,33 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

∴ Maka, l_0 pakai adalah 1000 mm

Untuk jarak begel (s) berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 tidak boleh melebihi yang terkecil dari : (diameter pakai sengkang 13 mm)

$$\frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$6 \times d_l = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 0,5 \times (1000 - 2 \times (40 + 13/2))}{3} \right) = 65,5 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

Untuk $A_{sh_{min}}$ sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa s = 100 mm, f_{yt} = 500 Mpa, selimut beton = 40 mm dan D_s = 13 mm

b_c = 0,5b - 0,5d' - ds = 500 - 0,5x13 - 40 = 453,5 mm

A_{ch} = (1000 - 40)² = 921600 mm²

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 453,5 \times 40}{500} \left[\left(\frac{1000000}{921600} \right) - 1 \right] = 92,59 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 453,5 \times 40}{500} = 326,52 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,93 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ min} = 326,52 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi syarat diatas dipasang 4D13 - 100 (A_{sh} = 530,93 mm² > 326,52 mm²). Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 15228,7 kN > 4000 kN, maka Nilai V_c diambil sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{15327,6}{14 \times 1000000} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 934,5$$

$$V_c = 2104780,01 \text{ N} = 2104,78 \text{ kN}$$

Berdasarkan A_v 4D13 = 530,93 mm² dan s terpasang = 150 mm

$d = h$ kolom – d' – \emptyset sengkang – $\frac{1}{2} dl$

$$d = 1000 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{530,93 \times 500 \times 934,5}{150} = 1653844,329 \text{ N} = 1653,84 \text{ kN}$$

$$V_n = V_s + V_c = 2104,78 + 1653,84 = 3758,62 \text{ kN}$$

Maka $\emptyset(V_s + V_c)$

$$= 0,75(2104,78 + 1653,84) = 2818,97 \text{ kN} > V_u = 392,36 \text{ kN}$$

Ini berarti A_{sh} terpasang di L_0 dengan $s = 100$ mm cukup untuk menahan geser. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$\begin{aligned} S &< \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 934,5 = 233,625 \text{ mm} \\ &< 6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ &< 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

\therefore spasi sengkang pakai = 100 mm

➤ Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Dimana :

$$\Psi_t = 1 ; \Psi_e = 1 ; \Psi_s = 1$$

$$\lambda = 1$$

$K_{tr} = 0 \rightarrow$ penyederhanaan desain

$$c = 40 + ds + \frac{1}{2}dl$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$l_d = \left(\frac{500}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{65,5 + 0}{25} \right)} \right) \times 25$$

$$l_d = 685,78 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.7.2 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir $l_d \geq 200\text{mm}$, maka

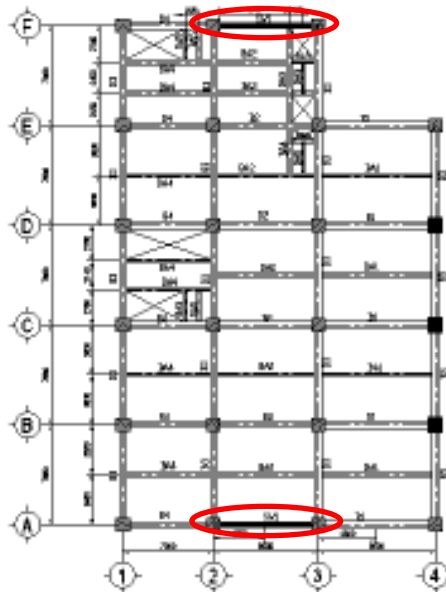
$$l_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$700 \geq 200 \text{ mm} \dots\text{OK}$$

7.4 Perencanaan Dinding Struktural

Dinding geser (Shearwall) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral. Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertical dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding geser seperti itu, geser maksimum V_u dan momen maksimum M_u terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial N_u (kombinasi aksial lentur). Dalam struktur bangunan ini dipakai model section dinding geser dengan tebal 35 cm. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser lantai 1 karena

berdasarkan hasil analisa ETABS menghasilkan gaya paling maksimum.



Gambar 7.13 Denah Penempatan Shearwall

Data perencanaan adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 40 Mpa
Mutu baja (f_y)	: 400 Mpa
Tebal dinding geser	: 350 mm
Bentang Shearwall	: 8000 mm
Tinggi Shearwall	: 99 m (keseluruhan)
Tebal selimut beton	: 40 mm

7.4.1 Penulangan Geser Shearwall

Tabel 7.4 Beban yang dipikul Shearwall Lt.1

Location	Shear Combo	Pu(kN)	Mu (kNm)	Vu (kN)
Top	1.2 D + 1LL - RSPX	13437.53	10266.412	1591.764
Bottom	1.2 D + 1LL - RSPX	13783.7	12401.0518	1115.063

Perhitungan Evaluasi Kapasitas Kuat Geser Shearwall

- Menentukan kuat geser sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.6

$$V_c = 0,27 \lambda \sqrt{f'_c} hd + \frac{Nu \cdot d}{4 l_w} \text{ atau} \quad (11-27)$$

$$V_c = \left(0,05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0,1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{Nu}{l_w h})}{\frac{Mu}{V} \frac{l_w}{2}} \right) hd \quad (11-28)$$

Diambil yang tekecil

Dimana:

$$Nu = 13783,7 \text{ kN} = 13783700,7 \text{ N}$$

$$Mu = 12401,0518 \text{ kNm} = 12401051800 \text{ Nmm}$$

$$V = 1115,0632 \text{ kN} = 1115063,2 \text{ N}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$l_w = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 8000 = 6400 \text{ mm}$$

$$hd = 350 \times 6400 = 224000 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$V_c = 0,27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 224000 + \frac{13783700,7 \times 6400}{4 \times 8000}$$

$$= 6581831 \text{ N}$$

$$V_c = \left(0,05 \times 1\sqrt{40} + \frac{8000(0,1 \times 1\sqrt{40} + 0,2 \frac{13783700,7}{8000 \times 350})}{\frac{12401051800}{1115063,2} \frac{8000}{2}} \right) 224000$$

$$= 4777323 \text{ N}$$

Diambil yang terkecil = 4777323 N

Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.8, bila V_u kurang dari $0,5\phi V_c$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan 11.9.9 atau sesuai dengan pasal 14. Bila V_u melebihi $0,5\phi V_c$, maka tulangan dinding untuk menahan geser harus disediakan sesuai dengan 11.9.9.

Maka $0,5\phi V_c = 0,5 \times 0,60 \times 4777323 \text{ N} = 1433196,9 \text{ N}$

$0,5\phi V_c = 1433,19 \text{ kN} > V_u = 1115,063 \text{ kN}$

(digunakan tulangan geser minimum)

Direncanakan tulangan geser 2D13-250 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

V_s harus dihitung dengan :

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s} = \frac{265,46 \times 400 \times 6400}{250} = 2718310 \text{ N}$$

$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 0,6 (4777323 + 2718310) = 4497380 \text{ N}$

$\phi V_n = 4497,38 \text{ kN} > V_u = 1115,063 \text{ kN}$ OK

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2. paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika V_u melebihi

$0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f'_c}$

$V_u = 1115063 \text{ N} < 0,17 \times (8000 \times 350) \times 1 \times \sqrt{40} = 3010488 \text{ N}$

(tidak perlu digunakan dua tirai tulangan)

➤ Batas Kuat geser sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.4

$V_n = \phi \times 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$

$= 0,66 \times (8000 \times 350) \times \sqrt{40} = 11687778,23 \text{ N} = 11687,8 \text{ kN}$

$\phi V_n = 0,60 \times 11687,8 = 7012,66 \text{ kN} > V_u = 1115,06 \text{ kN}$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1 : Kuat geser V_n tidak boleh melebihi:

$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$

Dimana :

A_v = luas penampang total dinding struktural

ρ_t = rasio tulangan arah transversal ($\frac{A_v}{h \times s}$)

$$\alpha c = 0,25 \text{ jika } h_w/l_w < 1,5$$

$$0,17 \text{ jika } h_w/l_w > 2,0$$

$$V_n = (8000 \times 350) (0,25 \times 1 \times \sqrt{40} + 0,00303 \times 400)$$

$$= 7825077 \text{ N} = 7825,08 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,60 \times 7825,08 = 4695,046 \text{ kN}$$

$$\text{Diambil yang terkecil} = 4695,046 \text{ kN} > V_u = 1115,06 \text{ kN}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1 : Rasio tulangan transversal tidak kurang dari 0,0025 dan spasi tulangan masing-masing tidak lebih dari 450 mm.

$$\text{Rasio tulangan transversal (2D13-250)} \quad A_v = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \left(\frac{A_v}{h \times s} \right) = \left(\frac{265,46}{350 \times 250} \right) = 0,00303 > 0,0025 \quad \text{OK}$$

Maka, digunakan jarak tulangan transversal 250 mm < 450 mm

7.4.2 Penulangan longitudinal Dinding Geser

➤ Ratio Tulangan Geser Longitudinal (ρ_l)

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.3. Jika h_w/l_w tidak melebihi 2,0, rasio tulangan vertical (ρ_l) tidak boleh kurang dari rasio tulangan transversal.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{99000}{8000} = 12,375 > 2$$

Maka rasio tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 0,0025

Direncanakan menggunakan tulangan longitudinal D16.

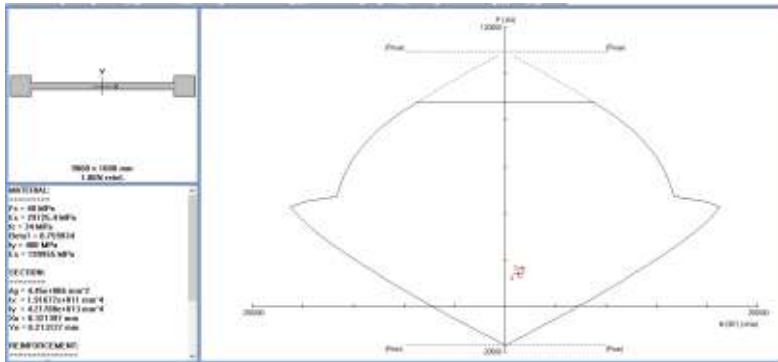
Dari hasil analisa sp col dengan menggunakan kombinasi beban di lantai paling dasar shearwall, diperoleh :

Dengan memasukkan beban pier force Shearwall dilantai paling bawah sebagai berikut:

Tabel 7.5 Gaya Dalam Shearwall Lt 1

Pier	Position	Comb.	Pu (kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
2	Bottom	1.2DL+1LL+1RSPX Max	-15924.8	24.566	-15675.1
2	Bottom	1.2DL+1LL+1RSPX Min	-13783.7	-56.1727	12401.05

2	Bottom	1.2DL+1LL+1RSPY Max	-17046.1	118.7583	-6017.67
2	Bottom	1.2DL+1LL+1RSPY Min	-12662.4	-150.365	2743.652



Gambar 7.14 Diagram Interaksi Aksial dan Momen Shearwall

Berdasarkan hasil tersebut, shearwall memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 94D16 ($\rho = 1,06\%$) > 0,0025.

$S = 150$ mm

Maka, rasio tulangan longitudinal sebesar D16 dengan jarak 150 mm telah memenuhi ketentuan.

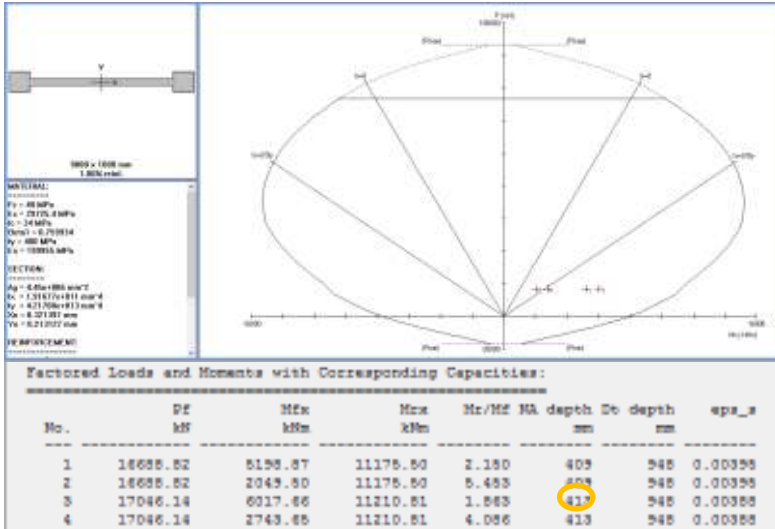
7.4.3 Desain Elemen Batas

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.2, daerah tekan harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus bila:

$$c \geq \left(\frac{lw}{600} \left(\frac{\delta u}{hw} \right) \right)$$

dimana c dalam persamaan tersebut berkaitan dengan sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain δu . Rasio $\frac{\delta u}{hw}$ tidak boleh diambil kurang dari 0,007.

Nilai c didapatkan dengan program bantu dengan gaya dalam diambil berdasarkan gaya aksial dan lentur terbesar sesuai dengan arah yang ditinjau. Hal tersebut diperlihatkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 7.14 Pemodelan Dinding SW1 dengan Program Bantu

$$\frac{lw}{600} \left(\frac{\delta u}{hw} \right) = \frac{8000}{600 \times 0,007} = 1904,76 \text{ mm} > c = 413 \text{ mm}$$

Sehingga, dinding geser tidak harus diberi elemen pembatas khusus.

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

8.1 Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (non topping) seperti mechanical connection dan welding connection yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah joint, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton topping. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (shear connector) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat topping agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau service ability, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

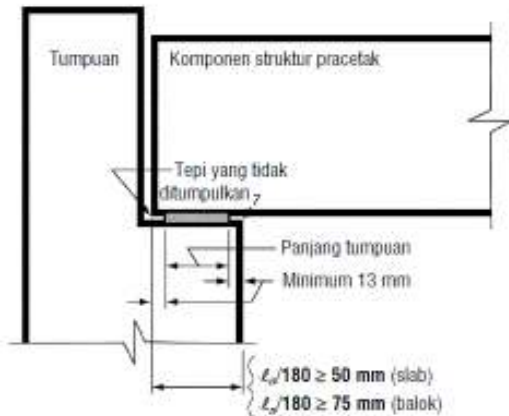
Baik sambungan cor setempat maupun sambungan grouting sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu

pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (cast in situ).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- $D = 1/180 L_n$
- Untuk slab masif atau inti berongga (hollow-core) 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (stemmed) 75 mm

Dimana L_n = bentang bersih elemen pracetak

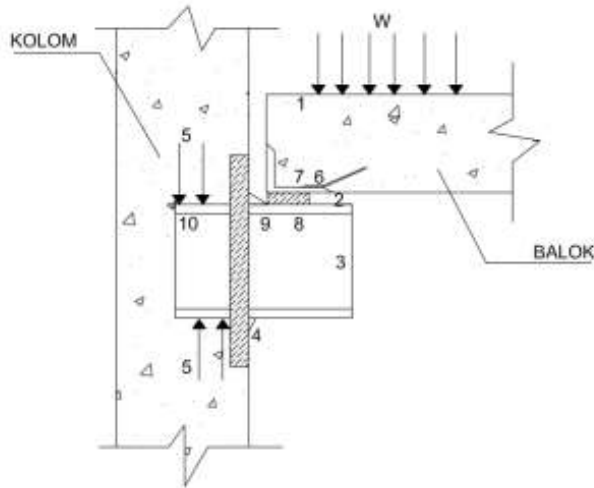


Gambar 8.1 Panjang Tumpuan pada Tumpuan

8.2 Konsep Desain Sambungan

8.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.2 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



Gambar 8.2 Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Korbek menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari tulangan.
3. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan kolom melalui panjang penyaluran.
4. Kolom beton memberikan reaksi terhadap gaya yang diberikan.

8.2.2 Klasifikasi Sistem dan Sambungan

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

- Strong, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- Sendi, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- Daktail, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- Shell pracetak dengan bagian intinya di cor beton setempat
- Cold joint yang diberi tulangan biasa
- Cold joint yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- Cold joint yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

8.2.3 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 8.3

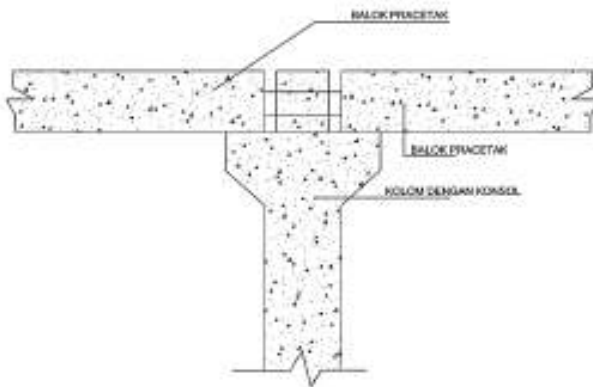


Gambar 8.3 Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan dapped-end dari balok yaitu sebagai berikut :

- 1) Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
- 2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
- 3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
- 4) Tarik diagonal pada ujung akhir
- 5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 8.4 berikut ini :



Gambar 8.4 Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom

8.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

- 1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.

- 2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
- 3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui $5,50 \text{ kg/cm}^2$. Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (shear friction concept).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \geq A_{vf} \text{ min}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$< 5,5 A_c$ (Newton)

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

F_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1,4)

$A_{vf} \text{ min} = 0,018 A_c$ untuk baja tulangan mutu $< 400 \text{ Mpa}$

$= 0,018 \times 400/f_y$ untuk tulangan $f_y > 400 \text{ Mpa}$ diukur

pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari $0,0014 A_c$

- 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8, \emptyset harus diambil sama dengan 0,75
- 2) Desain tulangan geser-friksi A_{vf} untuk menahan V_u harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
 - a) Untuk beton berat normal, V_n tidak boleh melebihi yang terkecil dari $0,2f'_c b_w d$, $(3,3+0,08f'_c)b_w d$, dan $11 b_w d$.
 - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari $\left(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}\right) f'_c b_w d$ dan $\left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d$
 - c) Tulangan A_f untuk menahan terfaktor
 - a. $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
 - d) Tulangan A_n untuk menahan gaya Tarik terfaktor N_{uc} harus ditentukan dari $\emptyset A_n f_y \geq N_{uc}$. Gaya tarik terfaktor, N_{uc} tidak boleh diambil kurang dari $0,2V_u$ kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik. N_{uc} harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
 - e) Luas tulangan Tarik utama A_{sc} tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari $(A_f + A_n)$ dan $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total A_h , sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari $0,5(A_{sc} - A_n)$, Distribusikan A_h secara merata dalam $(2/3)d$ bersebelahan dengan tulangan tarik utama
5. $\frac{A_{sc}}{bd}$ tidak boleh kurang dari $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s harus diangkur dengan salah satu dari berikut :
 - (a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan f_y tulangan Tarik utama

- (b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
- (c) Dengan suatu cara pengankuran baik lainnya
7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama As, ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan)

a. Data perencanaan

V_u output analisis dengan software ETABS = 325031 N

Dimensi Balok = 50/70

Dimensi konsol :

b = 300 mm (dari muka kolom)

h = 350 mm

d = 350 – 40 – (0,5x25) = 297,5 mm

f_c' = 40 MPa

f_y = 400 MPa

a_v = 150 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a_v/d = 150 / 297,5 = 0,5 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 325031 = 65006,2 \text{ N} < 325031 \text{ N} \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{325031}{0,75} = 433374,67 \text{ N}$$

b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$\begin{aligned} 0,2 f_c' \times b_w \times d &= 0,2 \times 40 \times 300 \times 285 \\ &= 684000 \text{ N} > V_n \dots \text{OK} \\ 11 b_w d &= 11 \times 300 \times 285 \\ &= 940500 \text{ N} > V_n \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ &= \frac{433374,67}{400 \times 1,4} \\ &= 773,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Luas tulangan lentur :

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\ &= (325031 \times 150) + (65006,2 \times (350-297,5)) \\ &= 52167475,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Af = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times jd} \quad \text{dimana } jd = 0,85d$$

$$Af = \frac{52167475,5}{0,75 \times 400 \times (0,85 \times 297,5)} = 687,65 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok A_s :

$$An = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{65006,2}{0,75 \times 400} = 216,687 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 687,65 + 216,687 = 904,337 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 773,88}{3} \right) + 216,687 = 732,61 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left(\frac{40}{400} \right) 300 \times 297,5 = 357 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 357 \text{ mm}^2 < 904,337 \text{ mm}^2 \text{ (Diterima)}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 904,337 \text{ mm}^2$$

Gunakan 3D25 (1472,62 mm²)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (904,337 - 216,687) = 343,825 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3D13 (A_s = 398,2 mm²)

Dipasang sepanjang jarak vertical (2/3)d = 198 mm

dipasang 3D13 dengan spasi 198/3 = 66 mm ~ 65 mm

e. Luas pelat landasan :

$$V_u = \emptyset \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{325031}{0,85 \times 40 \times 0,75} = 12746,31 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 150 × 300 mm² = 45000 mm² (t = 15 mm).

8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok - Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} \right) \times 22 = 334 \text{ mm} = 340 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= (0,043 \cdot f_y) d_b \\ &= 0,043 \times 400 \times 22 = 378,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 378,4 \text{ mm} = 400 \text{ mm (menentukan)} > 200 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{400 \cdot 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \cdot \sqrt{40}} \right) \times 22 \\ &= 1064 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 1064 \text{ mm} \approx 1100 \text{ mm}$

c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

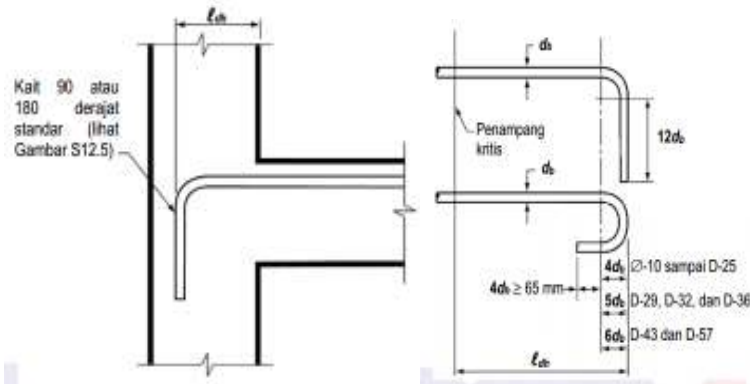
Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} \times 22 = 385,60 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 385,60 \text{ mm} \geq 176 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 385,60 \approx 390 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$



Gambar 8.6 Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

d. Kontrol Sambungan Balok Kolom (Beam Column Joint)

Gaya geser yang mungkin terjadi pada sambungan balok kolom adalah $T1 + T2 - V_h$. $T1$ dan $T2$ diperoleh dari tulangan Tarik balok-balok yang menyatu dihubungan balok kolom.

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y = 3801,33 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1900665 \text{ N} = 1900,665 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s' \times 1,25 f_y = 1900,66 \times 1,25 \times 400 \\ &= 950330 \text{ N} = 950,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung besarnya Vh

Perhitungan M_{pr}^- dengan tulangan 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s' (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1900,66 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 40 \times 500} = 55,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s' (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1900,66 \times (1,25 \times 400) \left(607,5 - \frac{55,88}{2} \right) \\ &= 550478794 \text{ Nmm} = 550,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr}^+ dengan tulangan 10D22 ($A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3801,33 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 40 \times 1000} = 111,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3801,33 \times (1,25 \times 400) \left(607,5 - \frac{111,8}{2} \right) \\ &= 1047832265 \text{ Nmm} = 1047,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besarnya V_h dihitung dengan rumus :

$$M_u = M_{pr}^+ + M_{pr}^- = 550,4 + 1047,83 = 1598,23 \text{ kNm}$$

$$V_h = \frac{M_u}{L_n} = \frac{1598,23}{(4,2 - 0,7)} = 456,63 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 1900,665 + 950,33 - 456,63 = 2394,365 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_n = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'c} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1}$$

dimana :

$$\phi = 0,75$$

V_n = Kuat geser beton berat nominal

A_j = Luas penampang efektif dalam HBK

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi 1,7 A_j \sqrt{f'c} \\ &= 0,75 \times 1,7 \times 1000000 \times \sqrt{40} \\ &= 8063808 \text{ N} = 8063,8 \text{ kN} > 2394,365 \text{ kN} \quad \text{.....OK} \end{aligned}$$

Sambungan Aman

8.4.3 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.

a. Perencanaan Konsol pada Balok Induk

$V_u = 128750,3$ N (dari analisis struktur sekunder)

Dimensi Balok Anak = 35/50

Dimensi konsol :

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$d = 200 - 40 - (0,5 \times 22) = 149 \text{ mm}$$

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

$$a/d = 100 / 149 = 0,67 < 1 \quad \dots \text{OK}$$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d = 100 / 149 = 0,67 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 128750,3 = 25750,06 \text{ N} \leq 128750,3 \text{ N} \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{128750,3}{0,75} = 171667,06 \text{ N}$$

❖ Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 40 \times 200 \times 149$$

$$\begin{aligned}
 &= 238400 \text{ N} > V_n \dots \text{OK} \\
 11 \text{ bw } d &= 11 \times 200 \times 149 \\
 &= 327800 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{171667,06}{400 \times 1,4} \\
 &= 306,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

❖ Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (128750,3 \times 100) + (25750,06 \times (200-149)) \\
 &= 14188283,06 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times jd} \quad \text{dimana } jd = 0,85d$$

$$A_f = \frac{14188283,06}{0,75 \times 400 \times (0,85 \times 149)} = 373,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok A_s :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{25750,06}{0,75 \times 400} = 85,83 \text{ mm}^2$$

❖ Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 373,4 + 85,83 = 459,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{2 \times A_{f'}}{3} + A_h \right) = \left(\frac{2 \times 306,54}{3} \right) + 85,83 = 290,19 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left(\frac{40}{400} \right) 200 \times 149 = 119,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 119,2 \text{ mm}^2 < 459,25 \text{ (Diterima)}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 459,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan 3D22 (1140,39 mm²)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (459,25 - 85,83) = 186,71 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3D13 (A_s = 398,20 mm²)

Dipasang sepanjang jarak vertikal (2/3)d = 99,33 = 100 mm

dipasang 3D13 dengan spasi 100/4 = 25 mm

❖ Luas pelat landasan

$$V_u = \emptyset \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{128750,3}{0,85 \times 40 \times 0,75} = 5049,03 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 100 × 200 mm² = 20000 mm² (t = 15 mm).

b. Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Sistem sambungan antara balok dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

❖ **Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} \right) \times 22 = 333,9 \text{ mm} = 340 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 22 = 378,4 \text{ mm} = 380 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 380 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

❖ **Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$= \left(\frac{400 \cdot 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \cdot \sqrt{40}} \right) \times 22$$

$$= 1064,01 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 1064,01 \text{ mm} \approx 1100 \text{ mm}$

❖ **Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{40}} \times 22 = 333,9 \text{ mm}$$

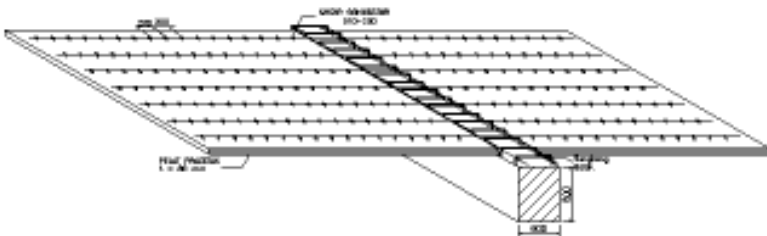
$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 333,9 \text{ mm} \geq 176 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 333,9 \approx 340$ mm dengan bengkakan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 12 \times 22 = 264$ mm

8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.



Gambar 8.7 Panjang Penyaluran Pelat

❖ Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type HS

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat type HS sebagai berikut :

$$d_b = 12 \text{ mm}$$

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\psi_t = 1,3 ; \psi_e = 1$$

$$\begin{aligned}l_d &= \left(\frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{40}} \right) \times 12 \\ &= 469,8 \text{ mm}\end{aligned}$$

$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan $l_d = 469,8 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis spun pile produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

9.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Hotel Harris adalah data tanah hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

9.3 Kriteria Design

9.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis spun pile Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (precast concrete pile) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (concrete cube compressive strength is 600 kg/cm²).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan :

- Diameter outside (D) : 600 mm

- Thickness : 100 mm
- Kelas : A1
- Bending momen crack : 17 tm
- Bending momen ultimate : 25,5 tm
- Allowable axial : 252,7 ton

Tabel 9.1 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton

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)	Ultimate (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
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					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
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	133.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.88	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	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
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	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
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	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
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					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
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

9.4 Daya Dukung

9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok. Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Resistance ultime di dasar pondasi

Q_S = Resistance ultime akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

Dimana :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa, (untuk lempung)

20 t/m² = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa, (untuk pasir)

Q_p = Tegangan di ujung tiang

$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan ; $3 \leq N \leq 50$

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah
muka air tanah

9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

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

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

9.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

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 vertical ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

9.5 Perhitungan Tiang Pancang Interior

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan typical.

Dari analisa struktur ETABS pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P = 1238,36 \text{ t}$$

$$M_{ux} = -102,97 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = -30,54 \text{ tm}$$

$$H_x = 10,41 \text{ t}$$

$$H_y = 21,32 \text{ t}$$

9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 40 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan Luciano Decourt :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$Q_p = (N_p \times K) \times A_p \\ = (23,33 \times 12) \times 0,28 = 79,17 \text{ t}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \times A_s \\ = (16,61/3 + 1) \times 64,09 = 418,99 \text{ t}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s \\ = 79,17 + 418,99 = 498,16 \text{ t}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{S_f} = \frac{498,16}{3} = 166,05 \text{ t}$$

Dari hasil Q_u yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P_n}{E_k \times Q_u} = \frac{1238,36}{0,7 \times 166,05} = 10,65 \approx 12 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.2 berikut ini :

Tabel 9.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	N _p	K	A _p	Q _p (t)	N _s	A _s	Q _s (t)	Q _{ult} (t)	Q _{ijin} (t)	Jenis Tanah
1	0	7.5	0.00	12	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lempung
2	3	9	0.00	12	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	3	9	2.00	12	0.28	6.79	0.00	1.88	1.88	8.67	2.89	
4	3	9	3.67	12	0.28	12.44	0.00	3.77	3.77	16.21	5.40	
5	3	9	3.67	12	0.28	12.44	0.00	5.65	5.65	18.10	6.03	
6	5	10	5.00	12	0.28	16.96	5.00	7.54	20.11	37.07	12.36	
7	5	10	5.00	12	0.28	16.96	5.00	9.42	25.13	42.10	14.03	
8	7	11	7.67	12	0.28	26.01	5.67	11.31	32.67	58.68	19.56	
9	7	11	7.67	12	0.28	26.01	6.00	13.19	39.58	65.60	21.87	
10	11	13	10.00	12	0.28	33.93	7.00	15.08	50.27	84.19	28.06	
11	11	13	10.00	12	0.28	33.93	7.67	16.96	60.32	94.25	31.42	
12	12	13.5	12.67	12	0.28	42.98	8.29	18.85	70.91	113.89	37.96	
13	12	13.5	12.67	12	0.28	42.98	8.75	20.73	81.21	124.19	41.40	
14	15	15	15.00	12	0.28	50.89	9.44	22.62	93.83	144.72	48.24	
15	15	15	15.00	12	0.28	50.89	10.00	24.50	106.19	157.08	52.36	
16	18	16.5	17.67	12	0.28	59.94	10.73	26.39	120.75	180.69	60.23	

17	18	16.5	17.67	12	0.28	59.94	11.33	28.27	135.09	195.03	65.01
18	20	17.5	19.00	12	0.28	64.47	12.00	30.16	150.80	215.26	71.75
19	20	17.5	19.00	12	0.28	64.47	12.57	32.04	166.32	230.79	76.93
20	19	17	19.33	12	0.28	65.60	13.00	33.93	180.96	246.55	82.18
21	19	17	19.33	12	0.28	65.60	13.38	35.81	195.49	261.08	87.03
22	19	17	18.67	12	0.28	63.33	13.71	37.70	209.93	273.27	91.09
23	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.00	39.58	224.31	287.64	95.88
24	18	16.5	18.67	12	0.28	63.33	14.21	41.47	237.90	301.24	100.41
25	18	16.5	18.67	12	0.28	63.33	14.40	43.35	251.45	314.79	104.93
26	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.62	45.24	265.69	329.02	109.67
27	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.82	47.12	279.89	343.22	114.41
28	19	17	19.67	12	0.28	66.73	15.00	49.01	294.05	360.78	120.26
29	19	17	19.67	12	0.28	66.73	15.17	50.89	308.19	374.92	124.97
30	21	18	20.33	12	0.28	68.99	15.40	52.78	323.71	392.70	130.90
31	21	18	20.33	12	0.28	68.99	15.62	54.66	339.20	408.18	136.06
32	21	18	21.33	12	0.28	72.38	15.81	56.55	354.65	427.03	142.34
33	21	18	21.33	12	0.28	72.38	16.00	58.43	370.08	442.46	147.49
34	22	18.5	22.00	12	0.28	74.64	16.21	60.32	386.18	460.82	153.61
35	22	18.5	22.00	12	0.28	74.64	16.40	62.20	402.25	476.89	158.96
36	23	19	23.33	12	0.28	79.17	16.61	64.09	418.99	498.16	166.05
37	23	19	23.33	12	0.28	79.17	16.81	65.97	435.70	514.87	171.62
38	25	20	25.00	12	0.28	84.82	17.06	67.86	453.76	538.58	179.53
39	25	20	24.00	12	0.28	81.43	17.29	69.74	471.79	553.22	184.41
40	27	21	26.00	12	0.28	88.22	17.57	71.63	491.17	579.38	193.13

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 36 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 166,05 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

$$\text{Menentukan} : P_{\text{ijin}} = 166,05 \text{ ton}$$

9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 150 cm

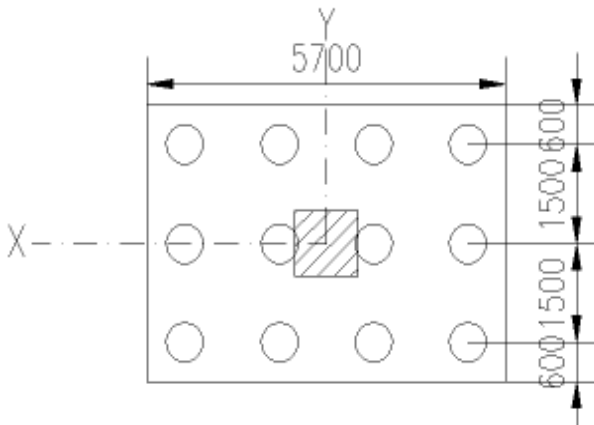
- Untuk jarak tiang pancang ke tepi:

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi (S_1) = 60 cm



Gambar 9.1 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi (η), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 4

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{600}{1500} \right) \left(\frac{(3-1) \times 4 + (4-1) \times 3}{90 \times 3 \times 4} \right) \right\} = 0,657$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,657 \times 166,05 \times 12 \\ &= 1308,81 \text{ t} > P_u = 1238,36 \text{ t} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$W_{n \text{ cap}} = 5,7 \times 4,2 \times 1,0 \times 2,4 = \underline{57,456 \text{ ton}} +$$

$$\text{Berat total} = 1295,81 \text{ ton}$$

$$Q_{L \text{ (groups)}} = 1308,81 \text{ ton} > P = 1295,81 \text{ ton} \dots \dots \text{ OK}$$

9.5.3 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 :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 1238360 \text{ kg} \\ \text{b. Berat poer} &= 5,7 \times 4,2 \times 1 \times 2400 = \underline{57456 \text{ kg}} + \\ &\text{Berat total } (\Sigma V) = 1295813 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = -102,97 + (21,32 \times 1,0) \\ &= -81,65 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = -30,54 + (10,41 \times 1,0) \\ &= -20,14 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{1295,81}{12} + \frac{(-81,65 \times 1,5)}{((6 \times (1,5 + 1,5 / 2)) + ((6 \times (1,5 / 2))^2)} + \\ &\frac{(-20,14 \times 1,5)}{((8 \times (1,5))^2)} \\ &= 105,93 \text{ t} \leq (0,657)166,05 \text{ t} = 109,1 \text{ t} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,7 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 Ton.

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}} = 252,7 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat monolayer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 3,0 \text{ m}$

$M_y = L_e \times H_y$

$$= 3,0 \text{ m} \times 21,32 \text{ t} = 63,95 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{63,95}{12} = 5,33 \text{ tm}$$

$M_y < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)

5,33 tm < 17 tm**OK**

$M_x = L_e \times H_x$

$$= 3,0 \times 10,41 \text{ t}$$

$$= 31,22 \text{ tm}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{31,22}{12} = 2,60 \text{ tm}$$

$M_x < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)

2,60 tm < 17 tm**OK**

9.5.5 Perencanaan Poer Kolom Interior

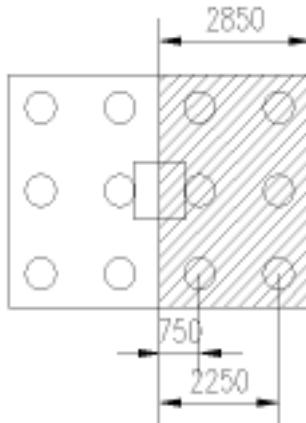
Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer ($B \times L$) = $5,7 \times 4,2$ m
- Tebal poer (t) = 1,0 m
- Diameter tulangan utama = 29 mm
- Diameter sengkang = 12 mm
- Dimensi kolom = 1000×1000 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
 Arah x (d_x) = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 29$ = 910,5 mm
 Arah y (d_y) = $1000 - 75 - 29 - \frac{1}{2} \times 29$ = 881,5 mm

a. Penulangan Poer

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

➤ Penulangan Lentur Arah X

Gambar 9.2 Bidang Kritis pada Poer Arah X

✓ Penulangan Arah X

$$P_{\max} = 105,93 \text{ t}$$

$$q = 4,2 \times 2,4 \times 1,0 = 10,08 \text{ ton/m}$$

$$a_1 = 0,75 \text{ m} ; a_2 = 2,25 \text{ m}$$

$$b = 2,85 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 4(P_u \times a_1) + 4(P_u \times a_2) - (q \times b/2) \\ &= 4 \times (105,93 \times 0,75) + 4 \times (105,93 \times 2,25) - \\ &\quad (10,08 \times 2,85 \times 2,85/2) \\ &= 912,42 \text{ tm} = 912417508,33 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 29 = 910,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 881,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0,00185$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_x}{0,8 \times b \times d_x^2} = \frac{912417508,33}{0,8 \times 4200 \times 910,5^2} = 0,291$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,291}{400}} \right) = 0,00073 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

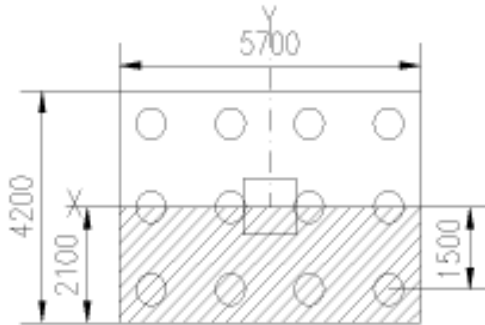
maka dipakai $\rho = 0,00185$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00185 \times 4200 \times 910,5 \\ &= 7074,585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 28D29 – 150 (As pakai = 18494,56 mm²)

➤ **Penulangan Lentur Arah Y**



Gambar 9.3 Bidang Kritis pada Poer Arah Y

✓ **Penulangan Arah Y**

$$P_{max} = 105,93 \text{ t}$$

$$q = 5,7 \times 2,4 \times 1,0 = 13,68 \text{ ton/m}$$

$$a_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 2,1 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = 4(P_u \times a_1) - (q \times b/2)$$

$$= 4 \times (105,93 \times 1,5) - (13,68 \times 2,1 \times 2,1/2)$$

$$= 605,41 \text{ tm} = 605405538,89 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 29 = 910,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 881,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{min} = 0,00185$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_y}{0,9 \times b \times d_x^2} = \frac{605405538,89}{0,9 \times 5700 \times 881,5^2} = 0,152$$

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

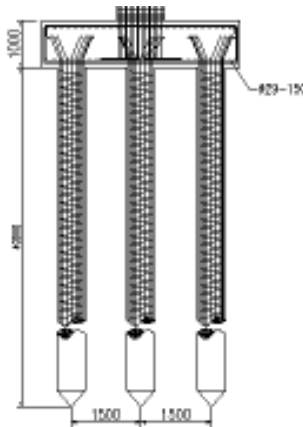
$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,152}{400}} \right) = 0,0004$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$
maka dipakai $\rho = 0,00185$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00185 \times 5700 \times 910,5 \\ &= 9295,42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 38 D29 – 150 (As pakai = 25099,75 mm²)



Gambar 9.4 Penulangan pada Poer

b. Kontrol Geser Pons Kolom Interior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013

pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

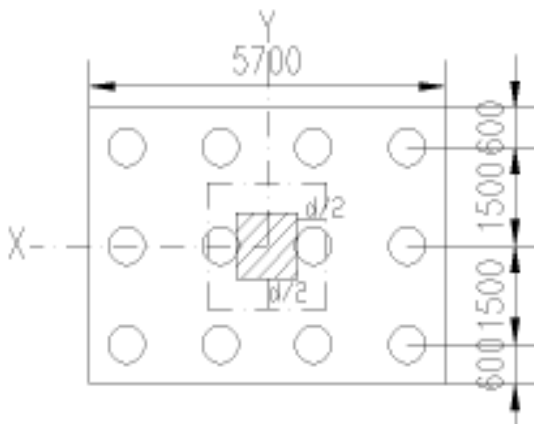
SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c



Gambar 9.5 Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{1000}{1000} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 4 (1000 + 910,5)$$

$$= 7642 \text{ mm}$$

$$d = \text{tinggi efektif} = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 = 910,5 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40, \text{ untuk kolom interior}$$

$$P_{\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

Pada penampang kritis tersebut terdapat 2 buah tiang, maka :

$$P_u = 1238,36 - (2 \times 252,7) = 732,96 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 22443322,77 \text{ N}$$

$$= 2244,33 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 910,5}{7642}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 17407162,34 \text{ N}$$

$$= 1740,72 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 14522150,02 \text{ N}$$

$$= 1452,2 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil $\rightarrow V_c = 1452,22 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1452,22 \text{ t}$$

$$= 1089,16 \text{ ton} > P_u = 732,96 \text{ ton} \quad \dots\text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

9.6 Perhitungan Tiang Pancang Eksterior

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari analisa struktur ETABS pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P = 1050,63 \text{ t}$$

$$M_{ux} = 117,61 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = 38,14 \text{ tm}$$

$$H_x = -17,31 \text{ t}$$

$$H_y = -25,07 \text{ t}$$

9.6.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Eksterior

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 40 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan Luciano Decourt :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$\begin{aligned} Q_p &= (N_p \times K) \times A_p \\ &= (26 \times 12) \times 0,28 = 88,22 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= (N_s/3 + 1) \times A_s \\ &= (17,57/3 + 1) \times 71,63 = 491,17 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_L &= Q_p + Q_s \\ &= 88,22 + 491,17 = 579,38 \text{ t} \end{aligned}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{S_f} = \frac{579,38}{3} = 193,13 \text{ t}$$

Dari hasil Q_u yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P_n}{E_k \times Q_u} = \frac{1050,63}{0,7 \times 193,13} = 7,77 \approx 9 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.3 berikut ini :

Tabel 9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	N _p	K	A _p	Q _p (t)	N _s	A _s	Q _s (t)	Q _{ult} (t)	Q _{ijin} (t)	Jenis Tanah
1	0	7.5	0.00	12	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lempung
2	3	9	0.00	12	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	3	9	2.00	12	0.28	6.79	0.00	1.88	1.88	8.67	2.89	
4	3	9	3.67	12	0.28	12.44	0.00	3.77	3.77	16.21	5.40	
5	3	9	3.67	12	0.28	12.44	0.00	5.65	5.65	18.10	6.03	
6	5	10	5.00	12	0.28	16.96	5.00	7.54	20.11	37.07	12.36	
7	5	10	5.00	12	0.28	16.96	5.00	9.42	25.13	42.10	14.03	

8	7	11	7.67	12	0.28	26.01	5.67	11.31	32.67	58.68	19.56
9	7	11	7.67	12	0.28	26.01	6.00	13.19	39.58	65.60	21.87
10	11	13	10.00	12	0.28	33.93	7.00	15.08	50.27	84.19	28.06
11	11	13	10.00	12	0.28	33.93	7.67	16.96	60.32	94.25	31.42
12	12	13.5	12.67	12	0.28	42.98	8.29	18.85	70.91	113.89	37.96
13	12	13.5	12.67	12	0.28	42.98	8.75	20.73	81.21	124.19	41.40
14	15	15	15.00	12	0.28	50.89	9.44	22.62	93.83	144.72	48.24
15	15	15	15.00	12	0.28	50.89	10.00	24.50	106.19	157.08	52.36
16	18	16.5	17.67	12	0.28	59.94	10.73	26.39	120.75	180.69	60.23
17	18	16.5	17.67	12	0.28	59.94	11.33	28.27	135.09	195.03	65.01
18	20	17.5	19.00	12	0.28	64.47	12.00	30.16	150.80	215.26	71.75
19	20	17.5	19.00	12	0.28	64.47	12.57	32.04	166.32	230.79	76.93
20	19	17	19.33	12	0.28	65.60	13.00	33.93	180.96	246.55	82.18
21	19	17	19.33	12	0.28	65.60	13.38	35.81	195.49	261.08	87.03
22	19	17	18.67	12	0.28	63.33	13.71	37.70	209.93	273.27	91.09
23	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.00	39.58	224.31	287.64	95.88
24	18	16.5	18.67	12	0.28	63.33	14.21	41.47	237.90	301.24	100.41
25	18	16.5	18.67	12	0.28	63.33	14.40	43.35	251.45	314.79	104.93
26	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.62	45.24	265.69	329.02	109.67
27	19	17	18.67	12	0.28	63.33	14.82	47.12	279.89	343.22	114.41
28	19	17	19.67	12	0.28	66.73	15.00	49.01	294.05	360.78	120.26
29	19	17	19.67	12	0.28	66.73	15.17	50.89	308.19	374.92	124.97
30	21	18	20.33	12	0.28	68.99	15.40	52.78	323.71	392.70	130.90
31	21	18	20.33	12	0.28	68.99	15.62	54.66	339.20	408.18	136.06
32	21	18	21.33	12	0.28	72.38	15.81	56.55	354.65	427.03	142.34
33	21	18	21.33	12	0.28	72.38	16.00	58.43	370.08	442.46	147.49
34	22	18.5	22.00	12	0.28	74.64	16.21	60.32	386.18	460.82	153.61
35	22	18.5	22.00	12	0.28	74.64	16.40	62.20	402.25	476.89	158.96
36	23	19	23.33	12	0.28	79.17	16.61	64.09	418.99	498.16	166.05
37	23	19	23.33	12	0.28	79.17	16.81	65.97	435.70	514.87	171.62
38	25	20	25.00	12	0.28	84.82	17.06	67.86	453.76	538.58	179.53
39	25	20	24.00	12	0.28	81.43	17.29	69.74	471.79	553.22	184.41
40	27	21	26.00	12	0.28	88.22	17.57	71.63	491.17	579.38	193.13

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 40 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 193,13 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

$$\text{Menentukan } : P_{\text{ijin}} = 193,13 \text{ ton}$$

9.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Eksterior

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 150 cm

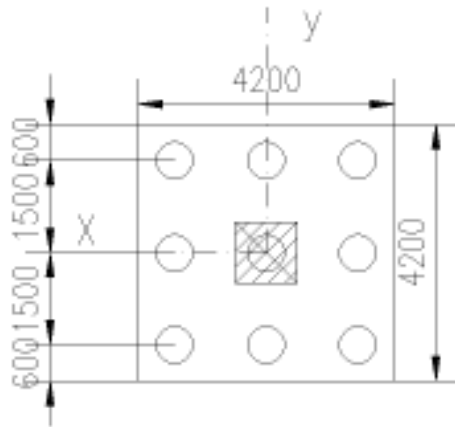
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi (S_1) = 60 cm



Gambar 9.6 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi (η), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 3

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{600}{1500} \right) \left(\frac{(3-1) \times 3 + (3-1) \times 3}{90 \times 3 \times 3} \right) \right\} = 0,677$$

Sehingga :

$$Q_{ijin \text{ grup}} = \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,677 \times 193,13 \times 9 \\
 &= 1176,75 \text{ t} > P_u = 1050,63 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned}
 W_{n \text{ cap}} &= 4,2 \times 4,2 \times 1,0 \times 2,4 = \underline{42,336 \text{ ton}} + \\
 \text{Berat total} &= 1092,97 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Q_{L \text{ (groups)}} = 1176,75 \text{ ton} > P = 1092,97 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

9.6.3 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 :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{\text{ijin(1tiang)}}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned}
 \text{a. Reaksi kolom} &= 1050630 \text{ kg} \\
 \text{b. Berat poer} &= 4,2 \times 4,2 \times 1,0 \times 2400 = \underline{42336 \text{ kg}} + \\
 \text{Berat total } (\Sigma V) &= 1092970 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 117,61 + (-17,31 \times 1,0) \\
 &= 92,53 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 38,14 + (-25,07 \times 1,0) \\
 &= 20,83 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{1092,97}{9} + \frac{(92,53 \times 1,5)}{((6 \times 1,5)^2)} + \frac{(20,83 \times 1,5)}{((6 \times 1,5)^2)} \\
 &= 125,47 \text{ t} \leq (0,677)193,13 \text{ t} = 130,74 \text{ t} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

9.6.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : C
- Allowable axial : 252,7 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini

a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 Ton.

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}} = 252,7 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 3 \text{ m}$

$M_y = L_e \times H_y$

$$= 3 \text{ m} \times 25,07 \text{ t} = 75,22 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{75,22}{9} = 8,36 \text{ tm}$$

$M_y < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)

$$8,36 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots\dots\text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 3 \times 17,31 \text{ t} \\ &= 51,94 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{51,94}{9} = 5,77 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_x &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 5,77 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \dots\dots\text{OK} \end{aligned}$$

9.6.5 Perencanaan Poer Kolom Eksterior

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

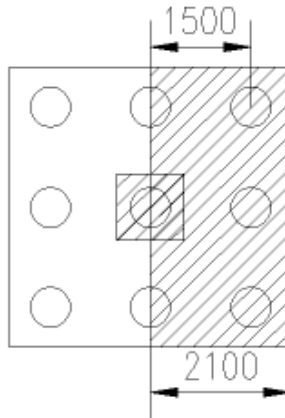
Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (B × L) = 4,2 × 4,2 m
- Tebal poer (t) = 1,0 m
- Diameter tulangan utama = 29 mm
- Diameter sengkang = 12 mm
- Dimensi kolom = 1000 × 1000 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer
 - Arah x (d_x) = 1000 – 75 – ½ × 29 = 910,5 mm
 - Arah y (d_y) = 1000 – 750 – 29 – ½ × 29 = 881,5 mm

a. Penulangan Poer

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

✓ Penulangan Lentur Arah X



Gambar 9.7 Bidang Kritis pada Poer Arah-x

$$P_{\max} = 125,47 \text{ t}$$

$$q = 4,2 \times 2,4 \times 1,0 = 10,08 \text{ ton/m}$$

$$a = 1,5 \text{ m} ; b = 2,1 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 3(P_u \times a) - (q \times b \times b/2) \\ &= (3 \times 125,47 \times 1,5) - (10,08 \times 2,1 \times 2,1/2) \\ &= 542,38 \text{ tm} = 542382402,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 29 = 910,5 \text{ mm}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 881,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0,00185$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_x}{0,9 \times b \times d_x^2} = \frac{542382402,5}{0,9 \times 4200 \times 910,5^2} = 0,173$$

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

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,173}{400}} \right) = 0,00043$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$ maka dipakai $\rho = 0,00185$

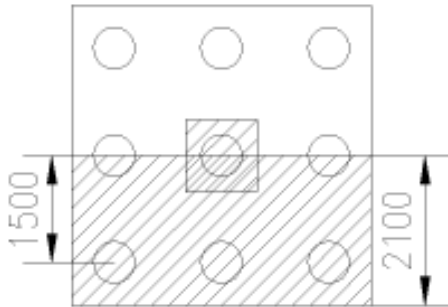
Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,00185 \times 4200 \times 910,5$$

$$= 7074,585 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 18494,56 mm²)

✓ Penulangan Lentur Arah Y



Gambar 9.8 Bidang Kritis pada Poer Arah-y

$$P_{\text{max}} = 125,47 \text{ t}$$

$$q = 4,2 \times 2,4 \times 1,0 = 10,08 \text{ ton/m}$$

$$a = 1,5 \text{ m} ; b = 2,1 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = 3(P_u \times a) - (q \times b \times b/2)$$

$$= (3 \times 125,47 \times 1,5) - (10,08 \times 2,1 \times 2,1/2)$$

$$= 542,38 \text{ tm} = 542382402,5 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 29 = 910,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 881,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0,00185$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_y}{0,9 \times b \times d^2} = \frac{542382402,5}{0,9 \times 4200 \times 881,5^2} = 0,185$$

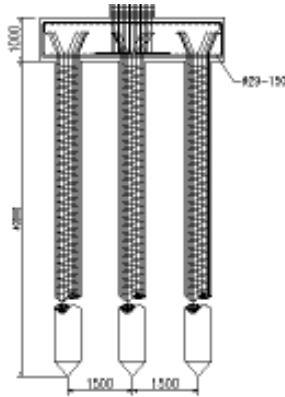
$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,185}{400}} \right) = 0,0005 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ maka dipakai $\rho = 0,00185$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00185 \times 4200 \times 881,5 \\ &= 6849,255 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 18494,56 mm²)



Gambar 9.9 Penulangan pada Poer

b. Kontrol Geser Pons Kolom Eksterior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

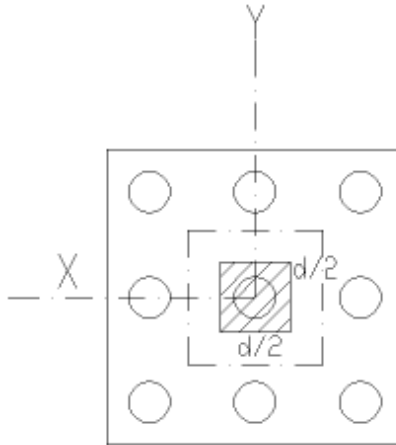
SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c



Gambar 9.10 Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Eksterior

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{1000}{1000} = 1$$

b_0 = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_0 = 4 (1000 + 910,5) \\ = 7642 \text{ mm}$$

d = tinggi efektif = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 = 910,5 \text{ mm}$

$\alpha_s = 30$, untuk kolom eksterior

$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$

Pada penampang kritis tersebut terdapat 1 buah tiang, maka :

$$P_u = (1050,63 - 252,7) = 797,93 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 22443322,77 \text{ N}$$

$$= 2244,33 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 910,5}{7642}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 13055371,76 \text{ N}$$

$$= 1305,54 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 7642 \times 910,5 = 1422150,02 \text{ N}$$

$$= 1452,22 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil $\rightarrow V_c = 1305,54 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1305,54 \text{ t}$$

$$= 979,15 \text{ ton} > P_u = 797,93 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser pons.

9.7 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

9.7.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	: 1238,36 ton
Panjang Sloof L	: 4,5 m
Mutu Beton f'_c	: 40 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Decking	: 40 mm
ϕ Tulangan Utama	: 22 mm

ϕ Sengkang	: 13 mm
Dimensi Sloof	: 350 mm x 500 mm
Tinggi Efektif	: $500 - 50 - 13 - (1/2 \times 22) = 426$ mm

9.7.2 Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah :

$$\begin{aligned} \text{Berat aksial nu} &= 10\% \times 1238,36 \text{ ton} \\ &= 123,836 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,35 \times 0,5 \times 2,4 &= 0,42 \text{ t/m} \\ \text{Berat dinding} &= 4,5 \times 0,25 &= \underline{1,125 \text{ t/m}} + \\ &&= 1,545 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qu} &= 1,2 \times 1,545 \\ &= 1,854 \text{ t/m} = 18540 \text{ N/m} \end{aligned}$$

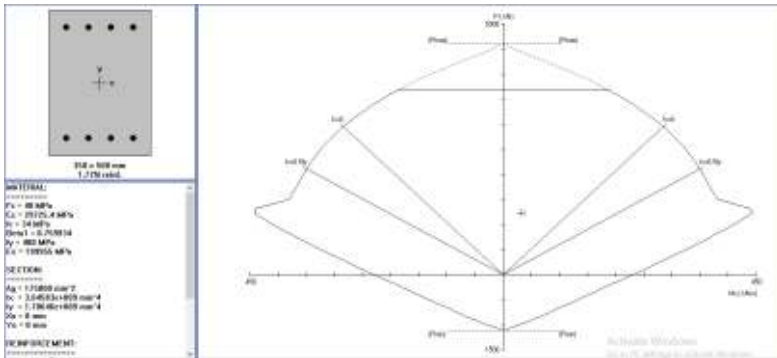
Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1/12 \cdot \text{qu} \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 18540 \cdot 4,5^2 \\ &= 31286,25 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program SpColumn dengan memasukkan beban :

$$\begin{aligned} P &= 1238,36 \text{ kN} \\ M &= 31,28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga di dapat diagram interaksi seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 9.11 Diagram Interaksi Balok Sloof 35/50

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	VHux kNm	VHx/Mu %	NA depth mm	Db depth mm	eps_s	Phi
1	1238.36	31.28	444.32	14.205	162	435	0.00813	0.900

Gambar 9.12 Output Momen Tahanan Balok Sloof 35/50

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'c = 40 \text{ Mpa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

dipasang tulangan 8D22 ($A_s = 3096 \text{ mm}^2$)

9.7.3 Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance M_{pr} sebesar = 444,32 kNm

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n} = \frac{444,32 + 444,32}{4,5} = 197,47 \text{ kN} = 197470 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \times \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right]$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 426 \left[1 + \frac{123,83}{14 \times 350 \times 500} \right]$$

$$= 270401,12 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 270401,12 \text{ N} = 202800 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 1/3 \times 350 \times 426$$

$$= 49700 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_{s \text{ min}}) = 0,75 \times (270401,12 + 49700)$$

$$= 240075,84 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

$$= 202800 + 0,75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 400 \times 426$$

$$= 472226 \text{ N}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}}) < V_u$$

$$240075,84 \text{ N} > 197470 \text{ N}$$

Maka tidak perlu tulangan geser

Digunakan tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser $\phi 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2A_s = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak sengkang

$$S \leq \frac{1}{2} \times d$$

$$S \leq \frac{1}{2} \times 426 = 213 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\phi 13-200$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1 Umum

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
 - a. Perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
 - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan 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 dari lain pabrik.

10.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane

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 tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen

pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane JIANGLU QTZ315 (JL7034A)
- Jarak jangkau maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton
- Tower crane yang digunakan 2 buah

10.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom.



Gambar 10.1 Pemasangan Bracing pada Kolom

10.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk

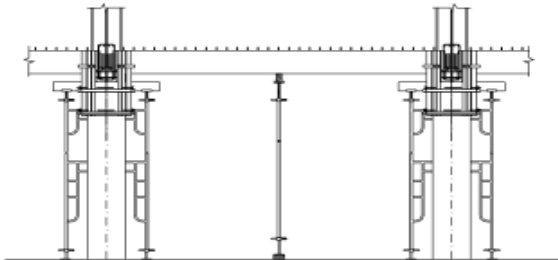
Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk menumpu pada konsol yang ada pada kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.



Gambar 10.2 Pemasangan Balok Induk Pracetak

10.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.



Gambar 10.3 Pemasangan Balok Anak Pracetak

10.1.5 Pemasangan Elemen Pelat

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.



Gambar 10.4 Pemasangan Pelat Pracetak

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran (overtopping) pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 6 cm.



Gambar 10.5 Pemberian Topping

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB XI PENUTUP

11.1 Kesimpulan

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Harris Surabaya pada Skyline Tower dengan Menggunakan Beton Pracetak” maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam merencanakan dimensi struktur utama yang didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan sebesar 100/100 cm pada lantai 1-10, 90/90 cm pada lantai 11-22 dan 80/80 cm pada lantai 25-Top Floor (atap). Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
 - a. Struktur Sekunder
 - Dimensi balok anak = 35/50 cm ; 30/40 cm
 - Dimensi balok bordes = 30/45 cm
 - Dimensi balok lift = 40/60 cm
 - Tebal pelat = 14 cm
 - b. Struktur Primer
 - Dimensi balok induk = 50/70 cm ; 60/80 cm
 - Dimensi kolom = 100/100 cm
 - Dimensi Shearwall = 350 mm
 - Pile cap = 4,2 x 4,2 x 1,0 m
5,7 x 4,2 x 1,0 m
 - Tiang pancang = D60, H = 40 m

2. Dari hasil analisa struktur diperoleh simpangan yang terjadi masih lebih kecil dari simpangan maksimum yang diijinkan, sesuai SNI 1726-2012, pasal 7.9.3.
3. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit. Ukuran konsol pendek pada kolom adalah 300x350 mm.
4. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan penyaluran dan shear connector yang muncul dari setiap elemen pracetak, untuk menyatukannya dengan elemen cor di tempat . Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.
5. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program ETABS dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertical dan horizontal.
6. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas menggunakan tiang pancang.
7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan ulang gedung Hotel Harris Surabaya akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

11.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak agar sambungan yang dihasilkan semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan.

2. Tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana.
3. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih inovatif dan efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
4. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.
5. Pada saat pengecoran overtopping diusahakan beton overtopping segera disebar dan di padatkan untuk menghindari penumpukan beton di satu titik.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Desain Prototype Pracetak Gedung Bertingkat Tinggi. **Sosialisasi dan Pameran “Aplikasi SNI Pracetak dan Prategang Pada Bangunan Gedung”**. PT Wika Beton, Jakarta, 2014.

Elliott S. Kim. 2002. **Precast Concrete Structures**.

Mukhlis, M. 2013. **Teknologi Bahan Beton Pracetak**. [URL:https://www.realistmuhammad.wordpress.com/2013/06/05/tek-bahan-beton-pracetak-2/](https://www.realistmuhammad.wordpress.com/2013/06/05/tek-bahan-beton-pracetak-2/)

Pang, P.T.C. 2003. **Code of Practice for Precast Concrete Construction**. Hongkong : The Government of the Hongkong Special Administrative Region

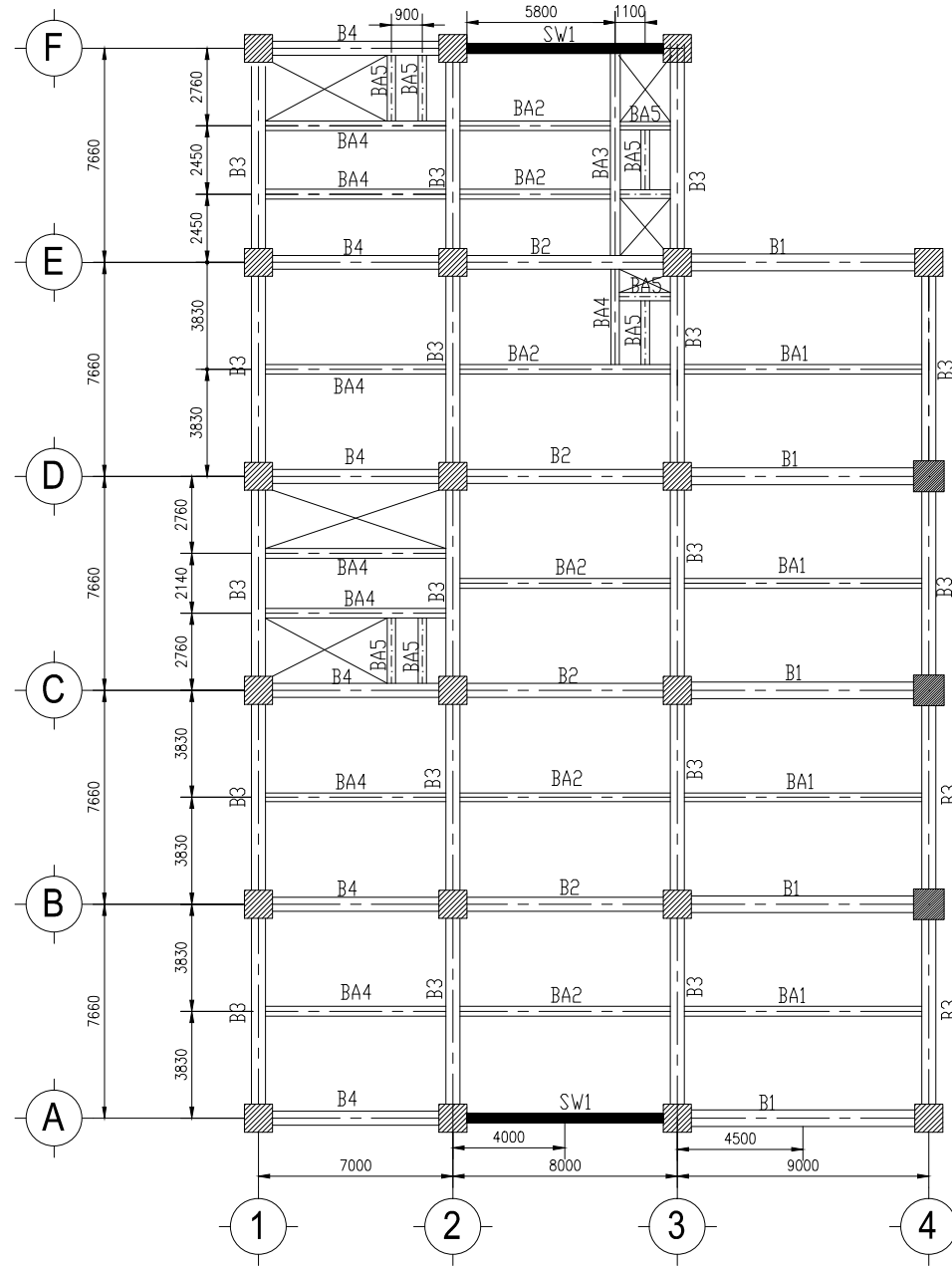
Precast/Prestressed Concrete Institute. 2004. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Sixth Edition**. Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute.

Precast/Prestressed Concrete Institute. 2010. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Seventh Edition.** Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute.

Purwono, R. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.** Surabaya : ITS Press

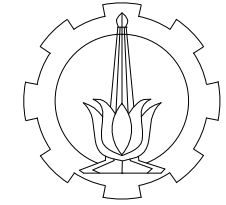
Wahjudi, H. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam.** Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, FTSP, ITS.
Surabaya : ITS Press

Wulfram I.E. 2007. **Eksplorasi Teknologi Dalam Proyek Konstruksi.**



DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI 1,2,3,5

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN BALOK
LANTAI 1 , 2 , 3 , 5

SKALA

1 : 250

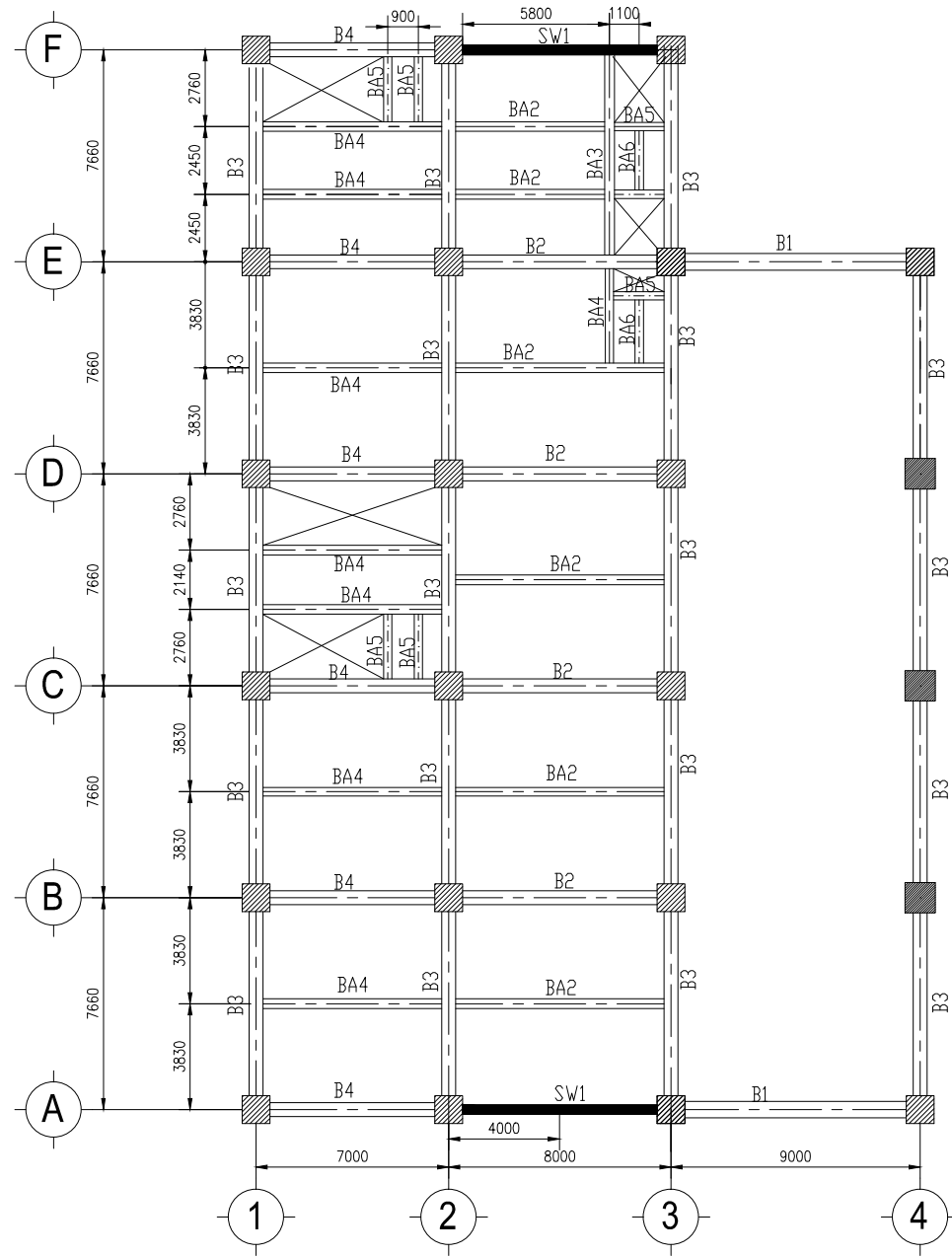
NOMOR GAMBAR

01

60

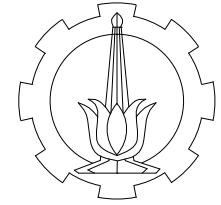
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI 2A

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN BALOK
LANTAI 2A

SKALA

1 : 250

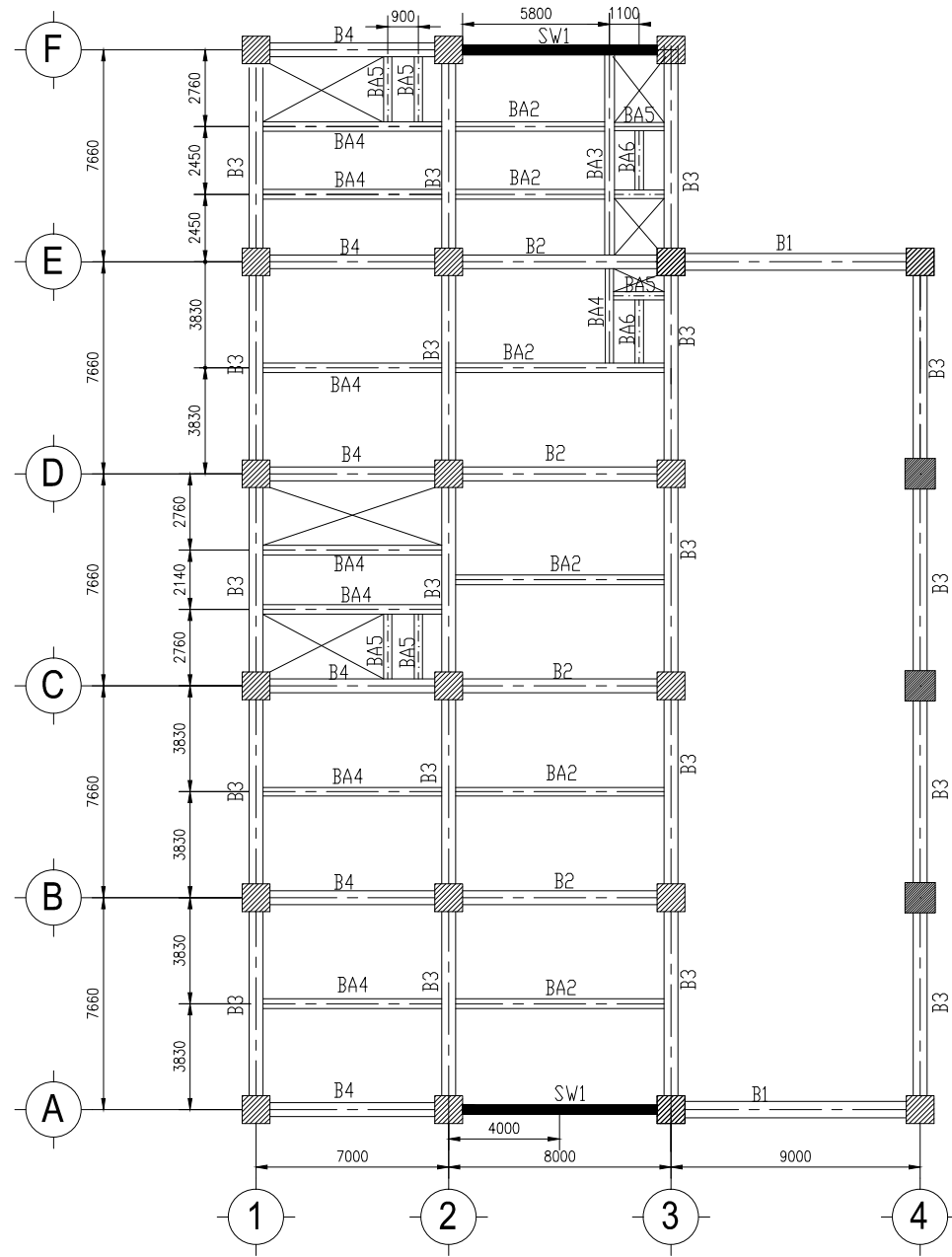
NOMOR GAMBAR

02

60

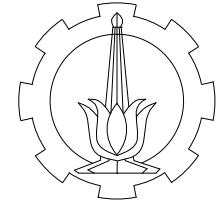
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI 3A

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
SKYLINE TOWER SURABAYA
"PADA KASUS GEDUNG RAMPING
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI
3A

SKALA

1 : 250

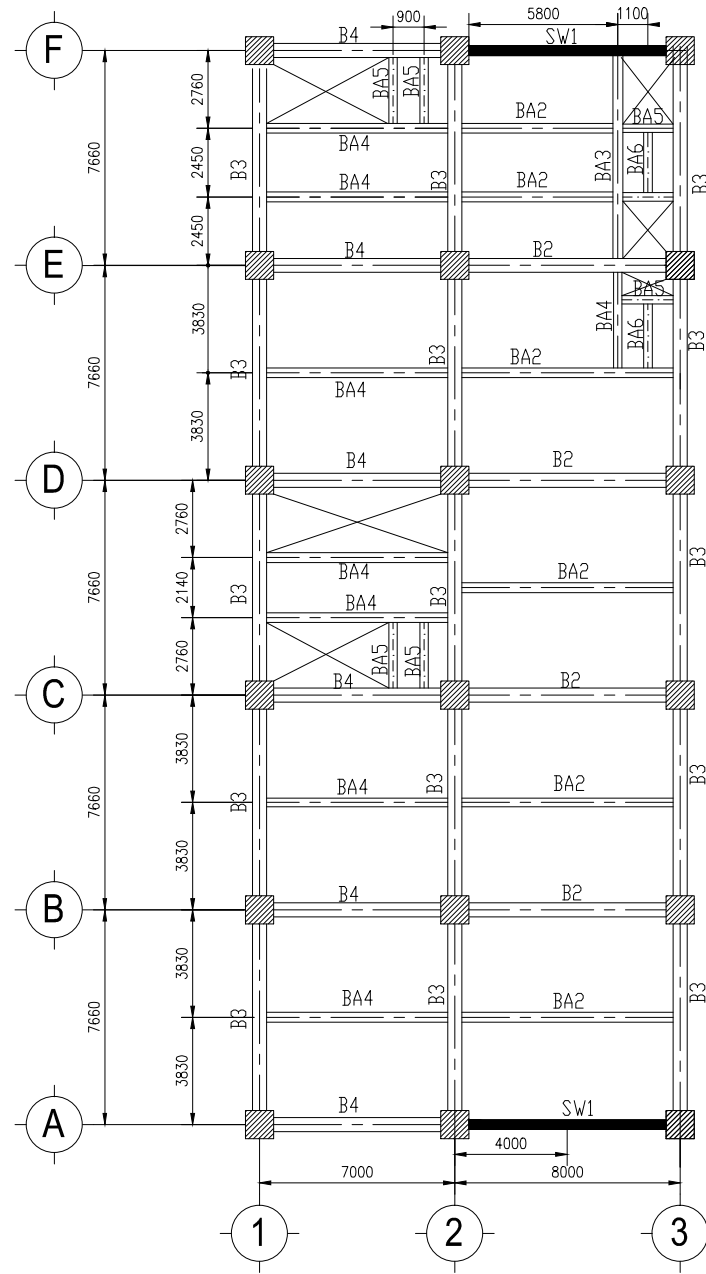
NOMOR GAMBAR

03

60

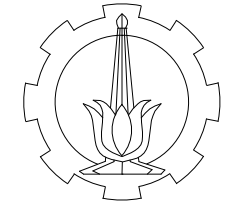
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI 6-12

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
SKYLINE TOWER SURABAYA
"PADA KASUS GEDUNG RAMPING
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI
6-12

SKALA

1 : 250

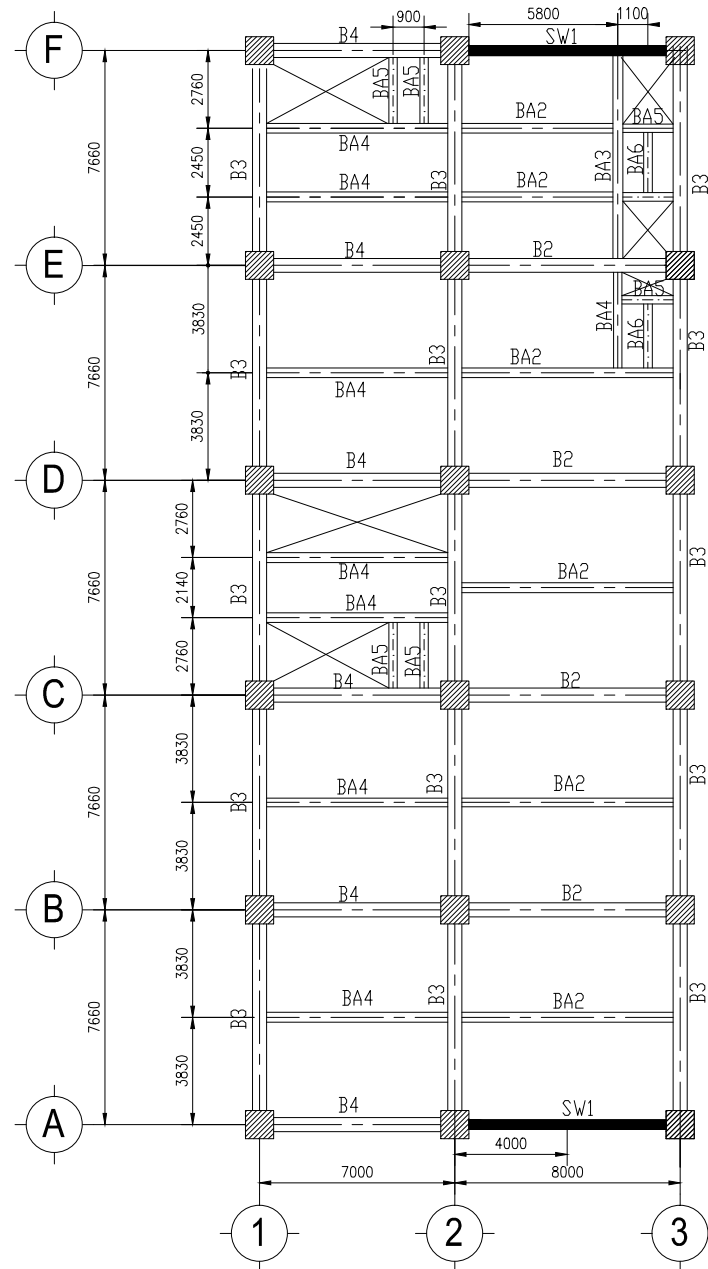
NOMOR GAMBAR

04

60

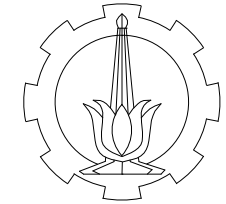
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI 15-TOP FLOOR

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
SKYLINE TOWER SURABAYA
"PADA KASUS GEDUNG RAMPING
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN BALOK LANTAI
15-TOP FLOOR

SKALA

1 : 250

NOMOR GAMBAR

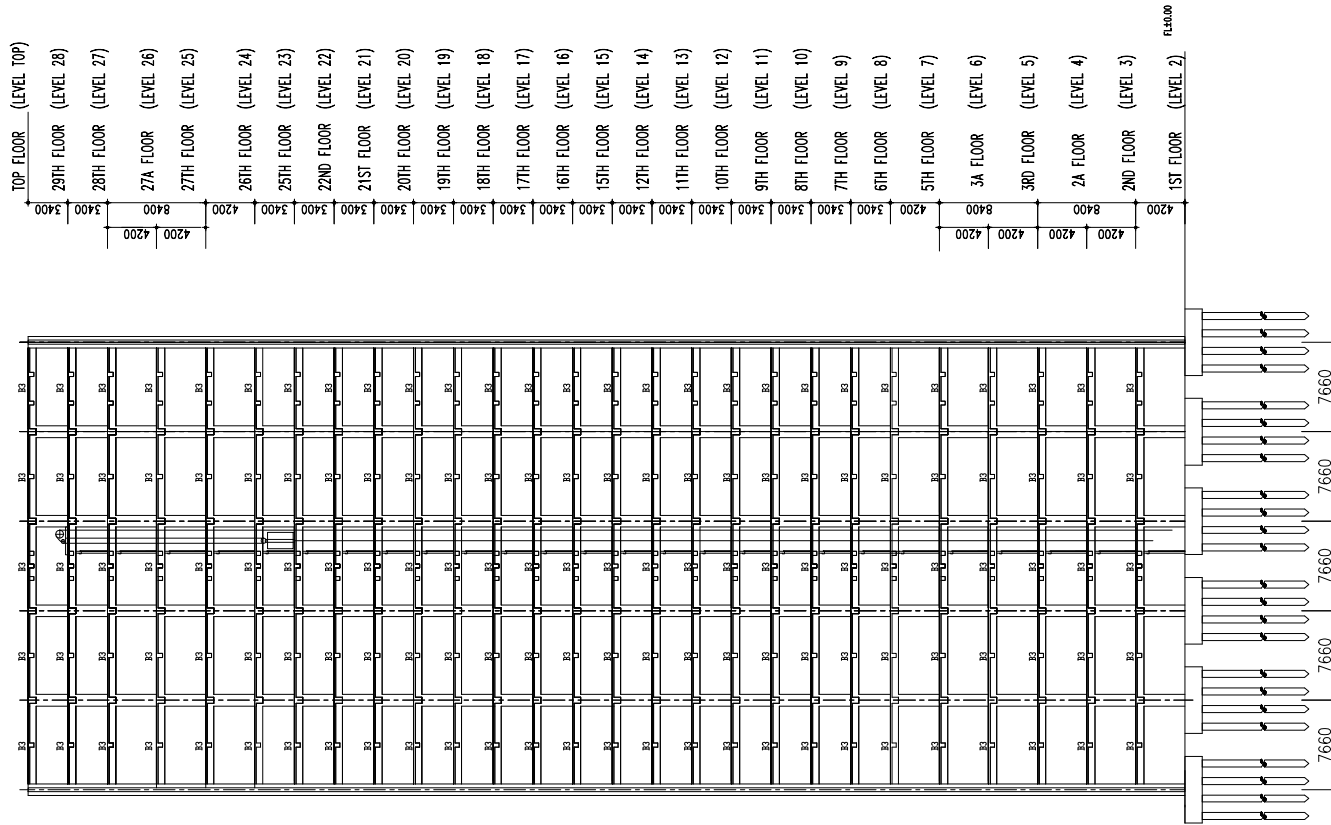
05

60

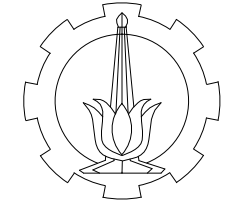
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

KOLOM	
DMENSI	KETERANGAN
K1	1000 X 1000 Lt. I s/d Lt. 10
K2	900 X 900 Lt. II s/d Lt. 22
K3	800 X 800 Lt. 25 s/d Lt. TJP
BALOK	
DMENSI	KETERANGAN
B1	600 X 800 L = 9 m
B2	500 X 700 L = 8 m
B3	500 X 700 L = 7,66 m
B4	500 X 700 L = 7 m
B4	500 X 500 L = 9,18 7,66 m
B4	300 X 400 L = 2,76 m
SHEARWALL	
TEBAL	KETERANGAN
SW1	350 mm L = 8 m



POTONGAN A-A
Skala 1: 600



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

SKALA

1 : 600

NOMOR GAMBAR

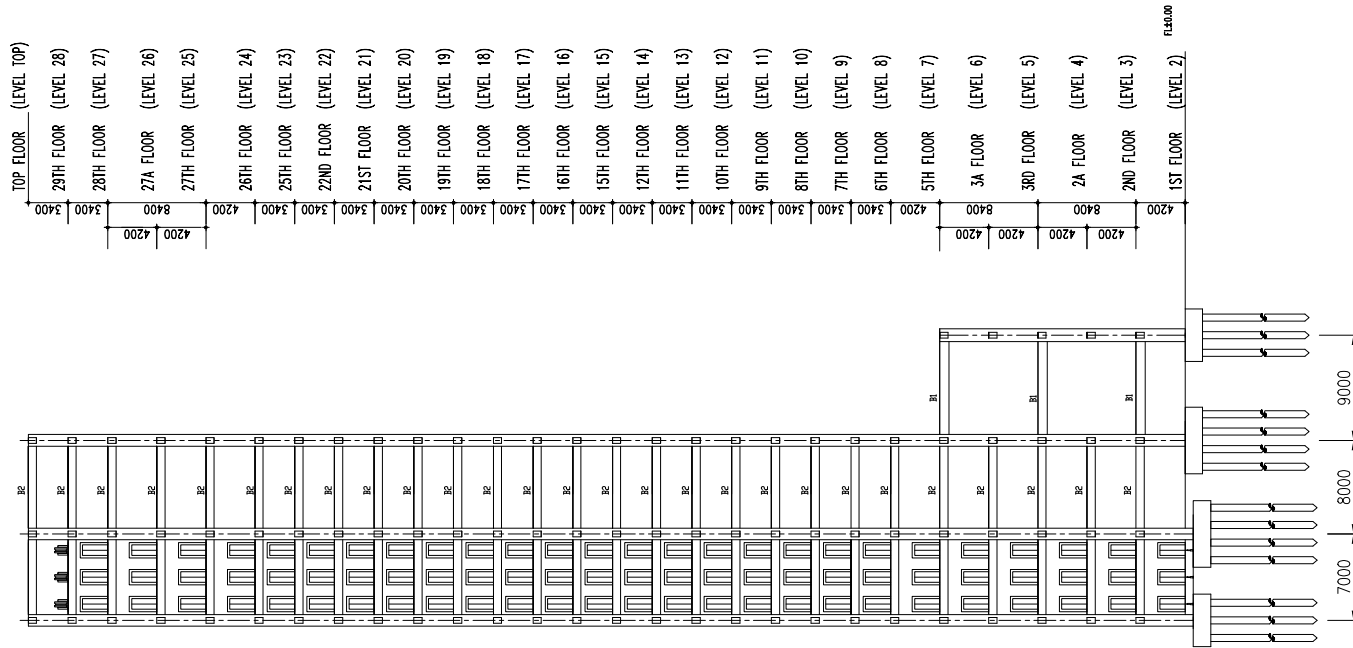
06

60

KETERANGAN

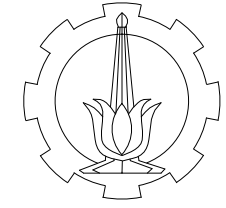
UKURAN DALAM MILLIMETER

KOLOM	
DIMENSI	KETERANGAN
K1	1000 X 1000 Lt. I s/d Lt. 10
K2	900 X 900 Lt. II s/d Lt. 22
K3	800 X 800 Lt. 25 s/d Lt. TDP
BALOK	
DIMENSI	KETERANGAN
B1	600 X 800 L = 9 m
B2	500 X 700 L = 8 m
B3	500 X 700 L = 7,66 m
B4	500 X 700 L = 7 m
BA	500 X 500 L = 9,18 ; 7,66 m
BA	300 X 400 L = 2,76 m



POTONGAN B-B

Skala 1: 600



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

SKALA

1 : 600

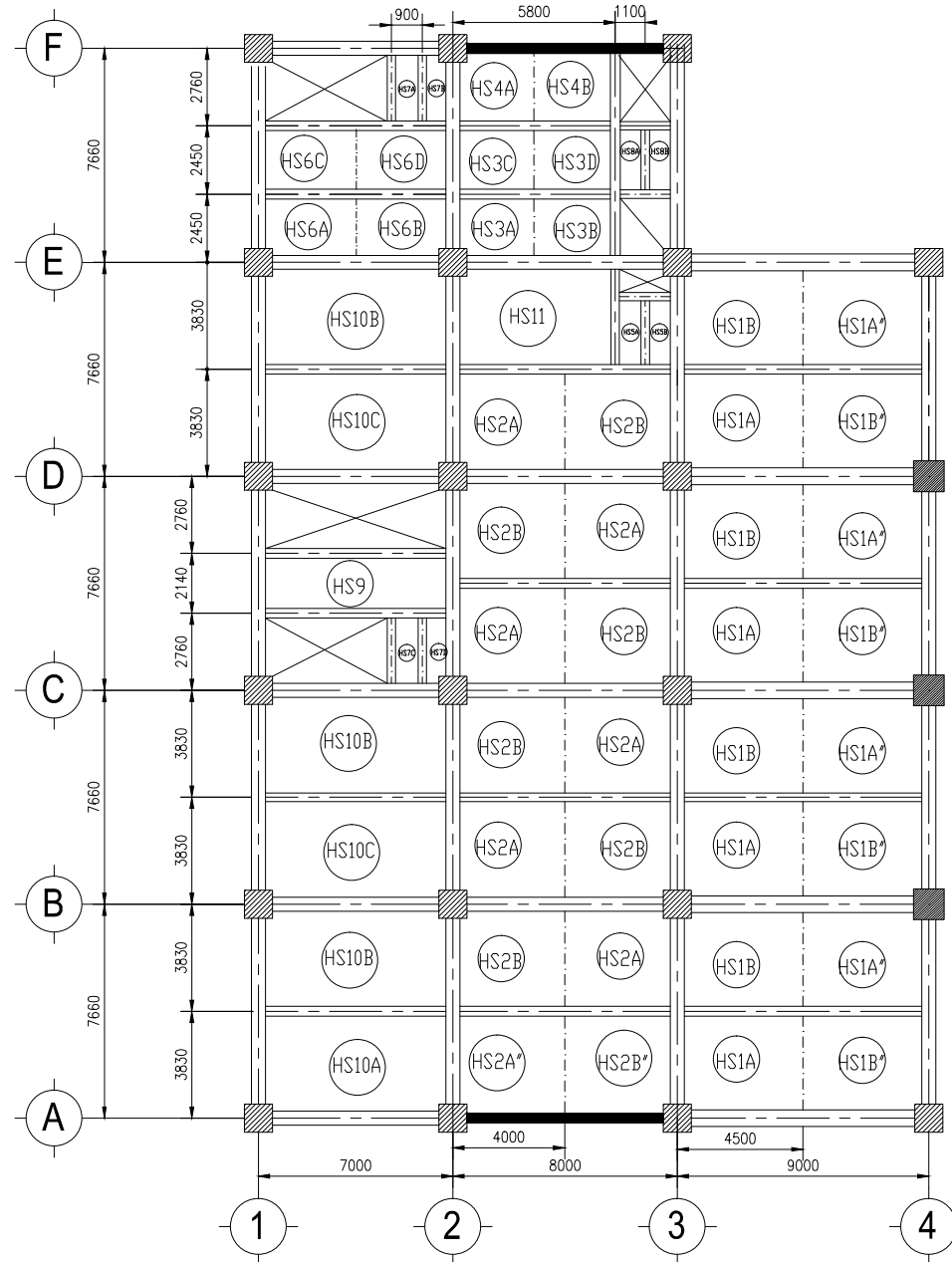
NOMOR GAMBAR

07

60

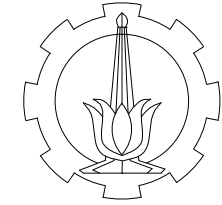
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI 1,2,3,5

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI 1, 2, 3, 5

SKALA

1 : 250

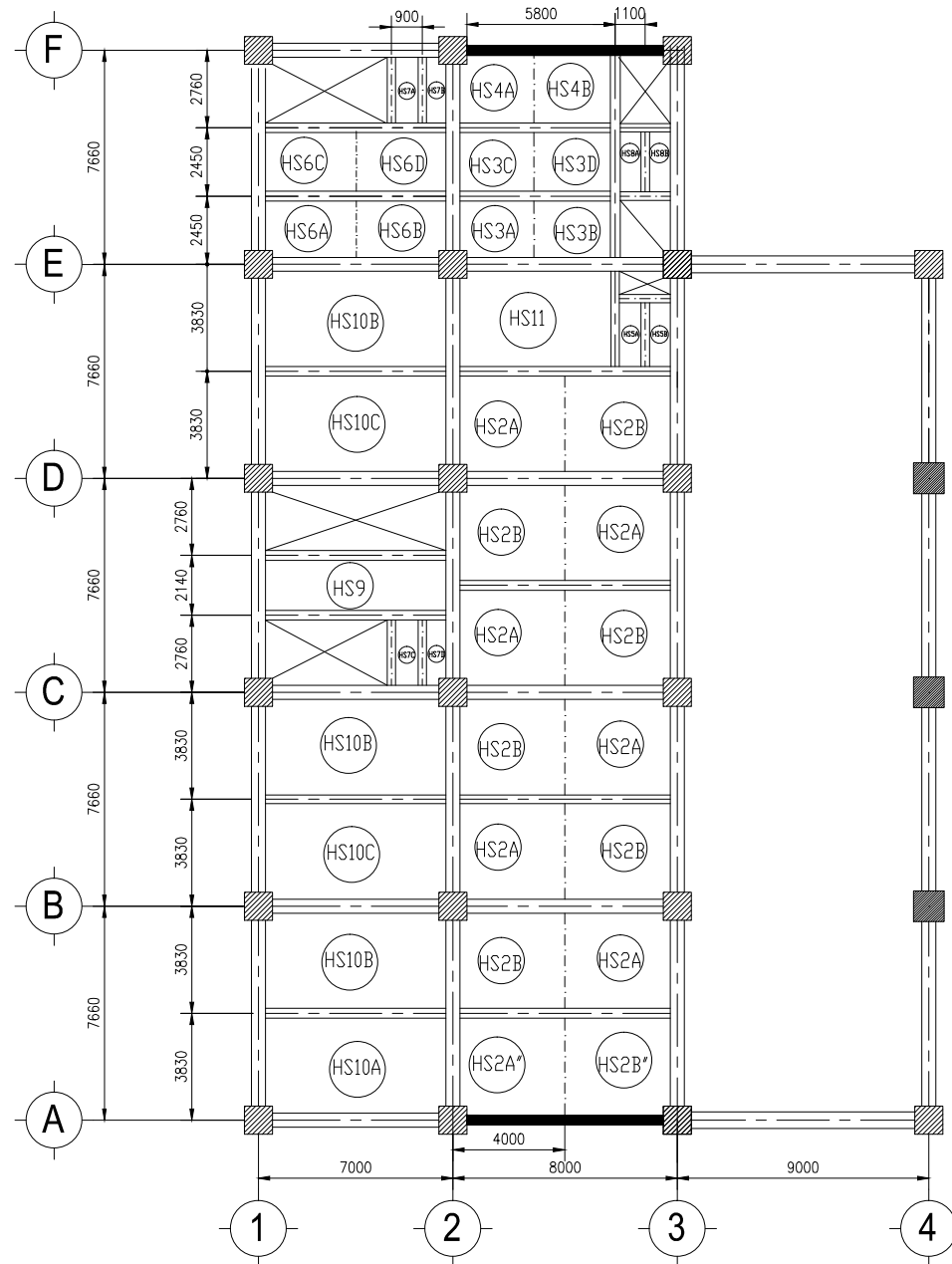
NOMOR GAMBAR

08

60

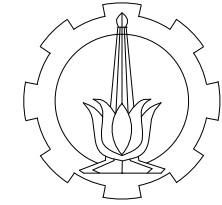
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI 2A

Skala 1: 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI 2A

SKALA

1 : 250

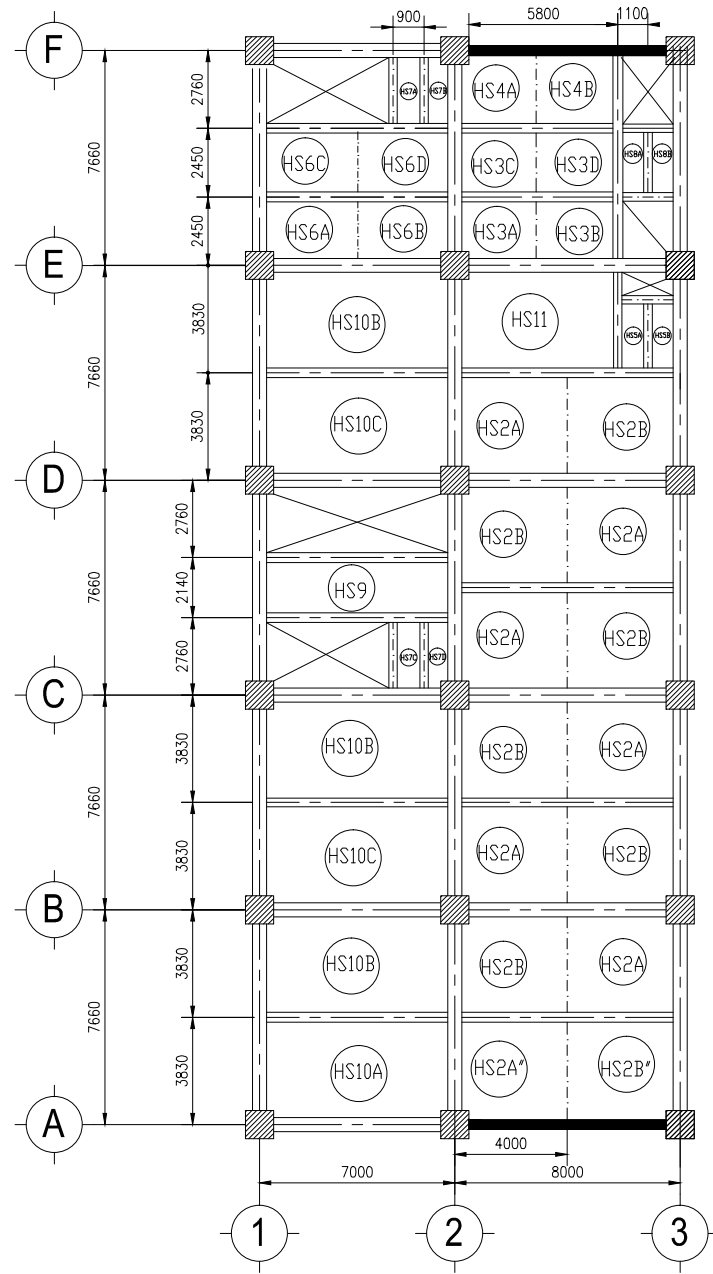
NOMOR GAMBAR

09

60

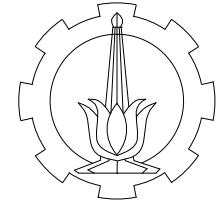
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI 6-12

Skala 1: 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI
6-12

SKALA

1 : 250

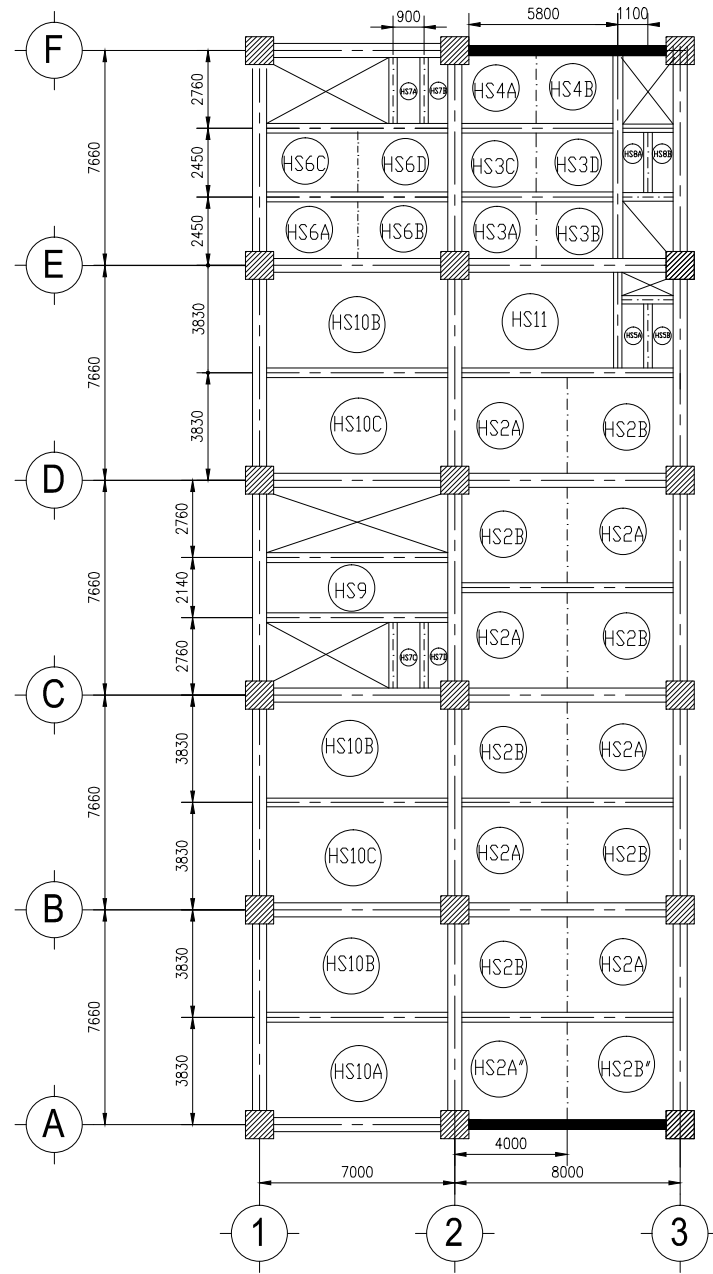
NOMOR GAMBAR

II

60

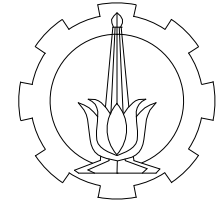
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI 15-TOP FLOOR

Skala 1: 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI
15-TOP FLOOR

SKALA

1 : 250

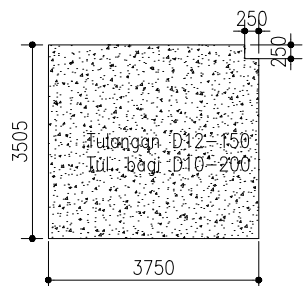
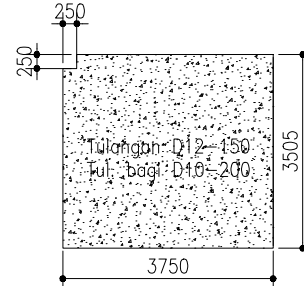
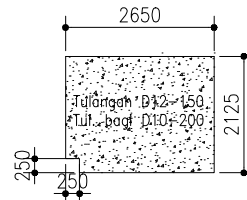
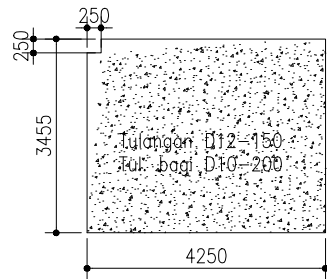
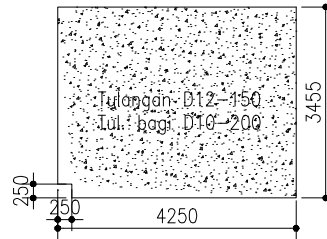
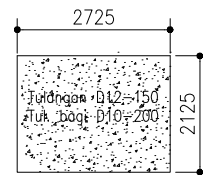
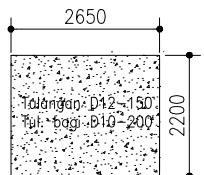
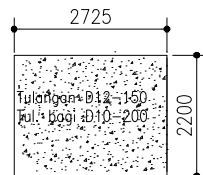
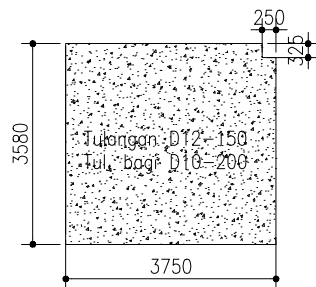
NOMOR GAMBAR

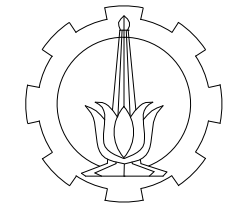
12

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

		
<p>HS2A</p> <p>3750 X 3505</p> <p>LANTAI 1-10 = 55 bh</p>	<p>HS2B</p> <p>3750 X 3505</p> <p>LANTAI 1-10 = 55 bh</p>	<p>HS3A</p> <p>2650 X 2125</p> <p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>
		
<p>HS1B</p> <p>4250 X 3455</p> <p>LANTAI 1-10 = 24 bh</p>	<p>HS1A</p> <p>4250 X 3455</p> <p>LANTAI 1-10 = 24 bh</p>	<p>HS3B</p> <p>2725 X 2125</p> <p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>
		
<p>HS3C</p> <p>2650 X 2200</p> <p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>	<p>HS3D</p> <p>2725 X 2200</p> <p>LANTAI 1-10 = 11bh</p>	<p>HS2A*</p> <p>3580 X 3750</p> <p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

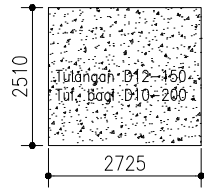
NOMOR GAMBAR

13

60

CATATAN

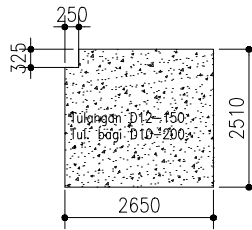
UKURAN DALAM MILLIMETER



HS4B

2725 X 2510

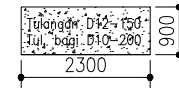
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS4A

2650 X 2510

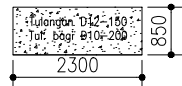
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS5A

2300 X 900

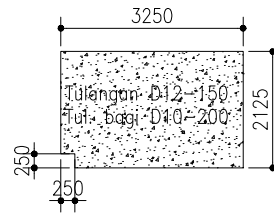
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS5B

2300 X 800

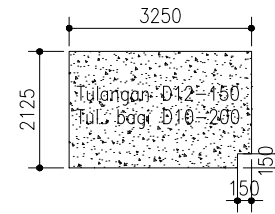
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS6A

3250 X 2125

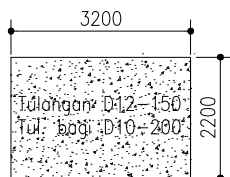
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS6B

3250 X 2125

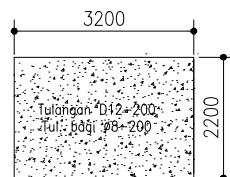
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS6C

3200 X 2200

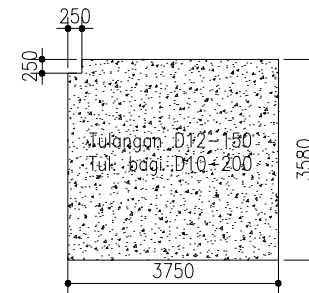
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS6D

3200 X 2200

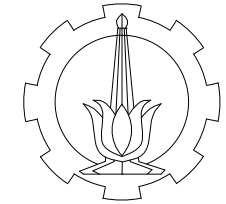
LANTAI 1-10 = 11 bh



HS2B*

3750 X 3580

LANTAI 1-10 = 11 bh



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

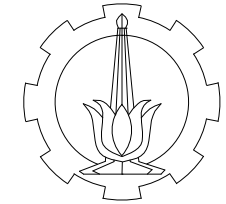
NOMOR GAMBAR

14

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

NOMOR GAMBAR

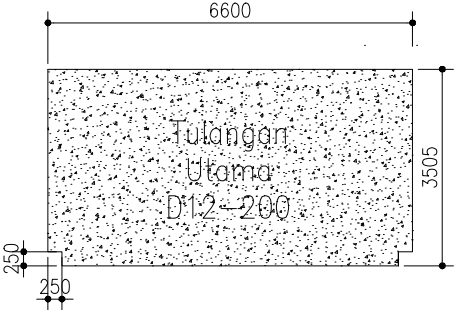
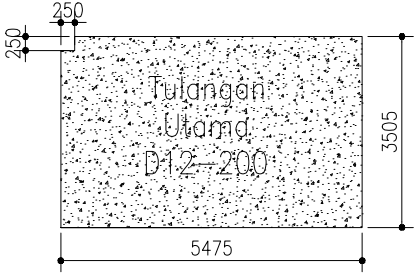
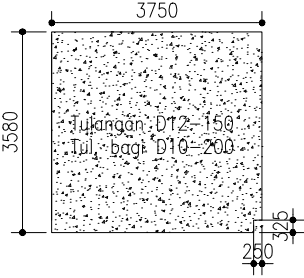
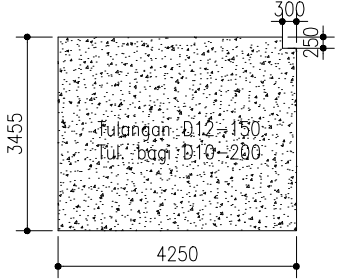
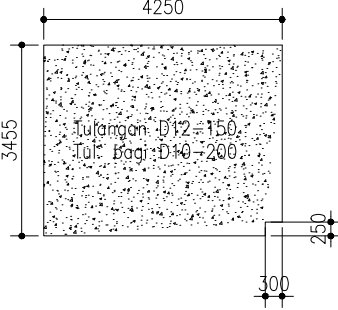
15

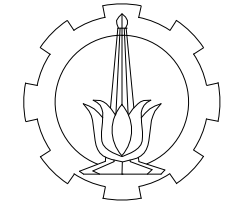
60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

HS7A	HS7B	HS7C
2435 X 700	2435 X 600	2335 X 700
LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 11 bh
HS7D	HS8A	HS8B
2335 X 600	2150 X 875	2150 X 800
LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 11 bh
HS9	HS10A	HS10B
6500 X 1890	6600 X 3505	6600 X 3505
LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 11 bh	LANTAI 1-10 = 33 bh

		
<p>HS10C</p> <p>6600 X 3505</p>	<p>HS11</p> <p>5475 X 3505</p>	<p>HS2B*</p> <p>3580 X 3750</p>
<p>LANTAI 1-10 = 22 bh</p>	<p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>	<p>LANTAI 1-10 = 11 bh</p>
		
<p>HS1A*</p> <p>4250 X 3455</p>	<p>HS1B*</p> <p>4250 X 3455</p>	
<p>LANTAI 1-10 = 24 bh</p>	<p>LANTAI 1-10 = 24 bh</p>	



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

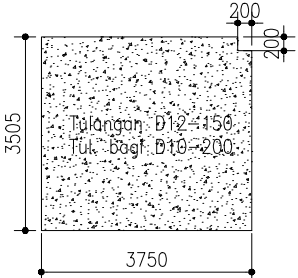
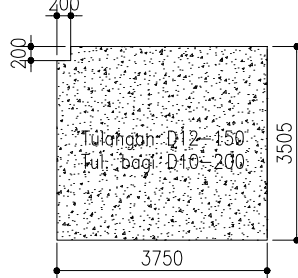
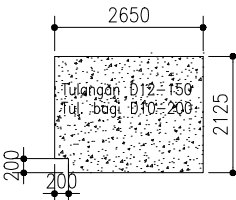
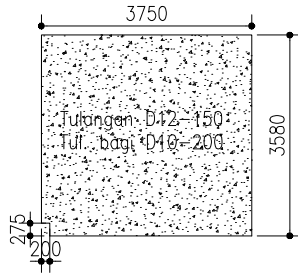
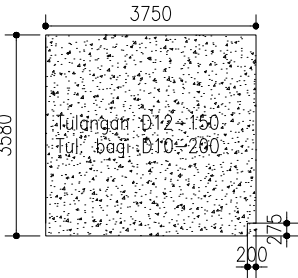
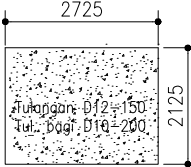
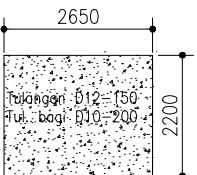
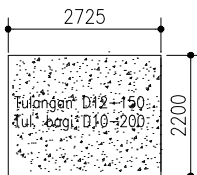
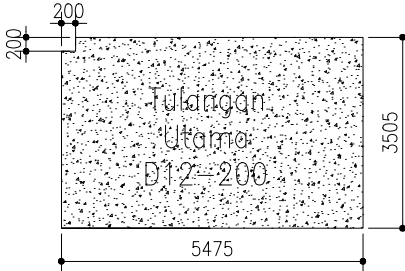
NOMOR GAMBAR

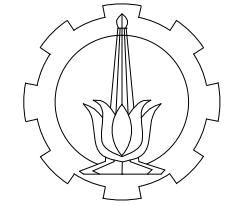
16

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

		
<p>HS2A 3750 X 3505 LANTAI 11-22 = 50 bh</p>	<p>HS2B 3750 X 3505 LANTAI 11-22 = 50 bh</p>	<p>HS3A 2650 X 2125 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>
		
<p>HS2A* 3580 X 3750 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS2B* 3580 X 3750 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS3B 2725 X 2125 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>
		
<p>HS3C 2650 X 2200 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS3D 2725 X 2200 LANTAI 11-22 = 10bh</p>	<p>HS11 5475 X 3505 LANTAI 11-22 = 10 bh</p>



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

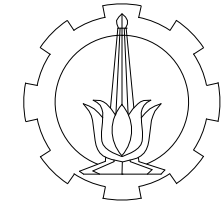
NOMOR GAMBAR

17

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

NOMOR GAMBAR

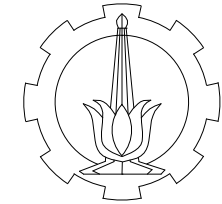
18

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

HS4B	HS4A	HS5A
2725 X 2510	2650 X 2510	2300 X 900
LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh
HS5B	HS6A	HS6B
2300 X 800	3250 X 2125	3250 X 2125
LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh
HS6C	HS6D	HS2B*
3200 X 2200	3200 X 2200	3750 X 3580
LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh	LANTAI 11-22 = 10 bh



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

NOMOR GAMBAR

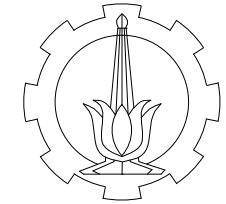
19

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

<p>HS7A</p> <p>2435 X 700</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS7B</p> <p>2435 X 600</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS7C</p> <p>2335 X 700</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>
<p>HS7D</p> <p>2335 X 600</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS8A</p> <p>2150 X 875</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS8B</p> <p>2150 X 800</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>
<p>HS9</p> <p>6500 X 1890</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS10A</p> <p>6600 X 3505</p> <p>LANTAI 11-22 = 10 bh</p>	<p>HS10B</p> <p>6600 X 3505</p> <p>LANTAI 11-22 = 30 bh</p>



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

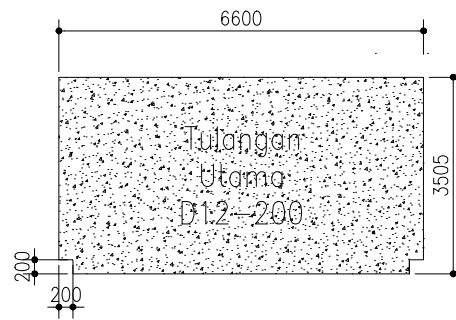
NOMOR GAMBAR

20

60

CATATAN

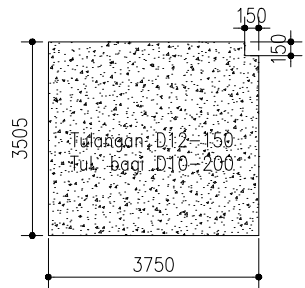
UKURAN DALAM MILLIMETER



HS10C

6600 X 3505

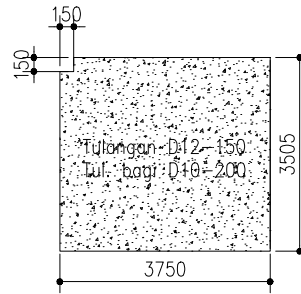
LANTAI 11-22 = 20 bh



HS2A

3750 X 3505

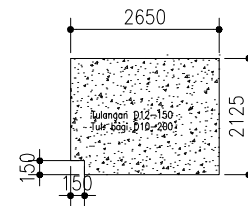
LANTAI 25-TOP = 35 bh



HS2B

3750 X 3505

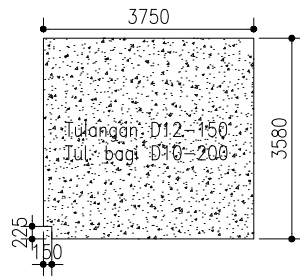
LANTAI 25-TOP = 35 bh



HS3A

2650 X 2125

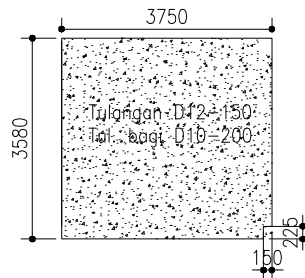
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS2A*

3580 X 3750

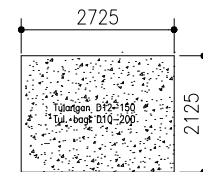
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS2B*

3580 X 3750

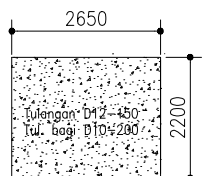
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS3B

2725 X 2125

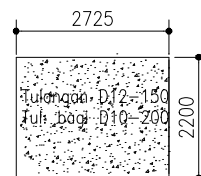
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS3C

2650 X 2200

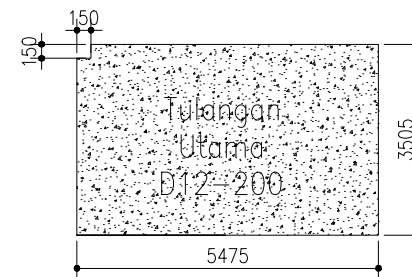
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS3D

2725 X 2200

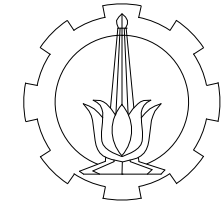
LANTAI 25-TOP = 7bh



HS11

5475 X 3505

LANTAI 25-TOP = 7 bh



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

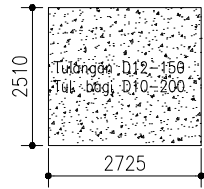
NOMOR GAMBAR

21

60

CATATAN

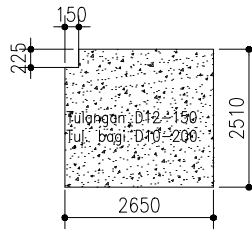
UKURAN DALAM MILLIMETER



HS4B

2725 X 2510

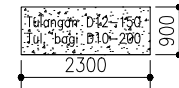
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS4A

2650 X 2510

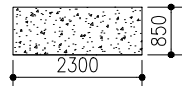
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS5A

2300 X 900

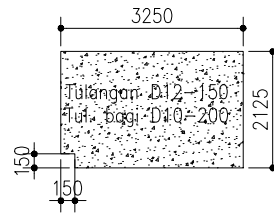
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS5B

2300 X 800

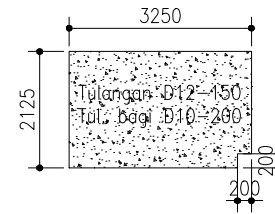
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS6A

3250 X 2125

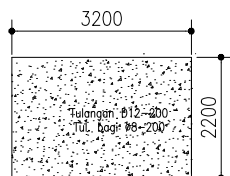
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS6B

3250 X 2125

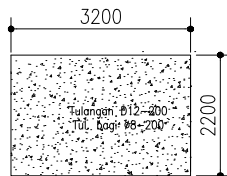
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS6C

3200 X 2200

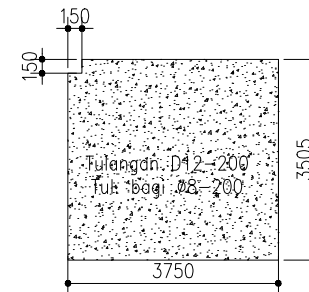
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS6D

3200 X 2200

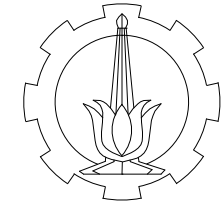
LANTAI 25-TOP = 7 bh



HS2B

3750 X 3505

LANTAI 25-TOP = 7 bh



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

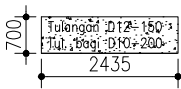
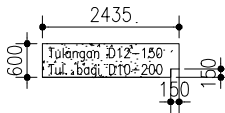
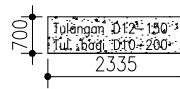
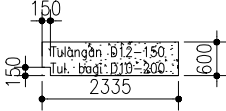
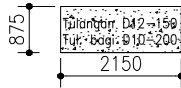
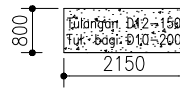
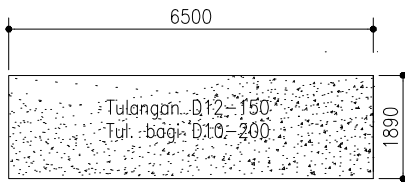
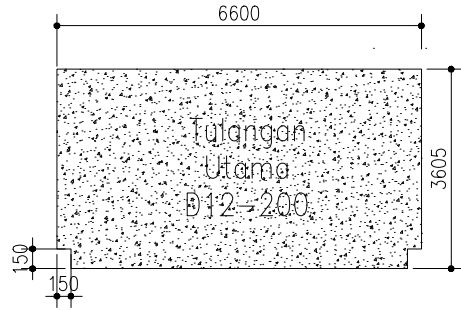
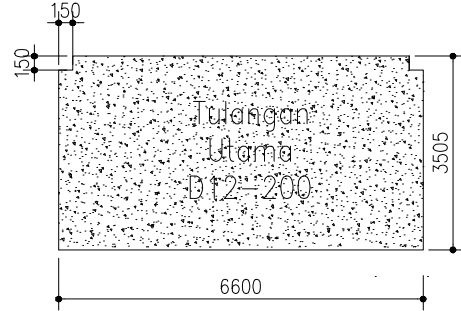
NOMOR GAMBAR

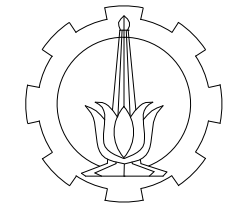
22

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

		
<p>HS7A</p> <p>2435 X 700</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS7B</p> <p>2435 X 600</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS7C</p> <p>2335 X 700</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>
		
<p>HS7D</p> <p>2335 X 600</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS8A</p> <p>2150 X 875</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS8B</p> <p>2150 X 800</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>
		
<p>HS9</p> <p>6500 X 1890</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS10A</p> <p>6600 X 3505</p> <p>LANTAI 25-TOP = 7 bh</p>	<p>HS10B</p> <p>6600 X 3505</p> <p>LANTAI 25-TOP = 21 bh</p>



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

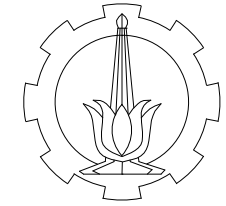
NOMOR GAMBAR

23

60

CATATAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

SKALA

1 : 125

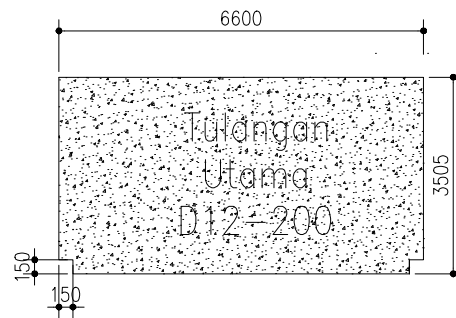
NOMOR GAMBAR

24

60

CATATAN

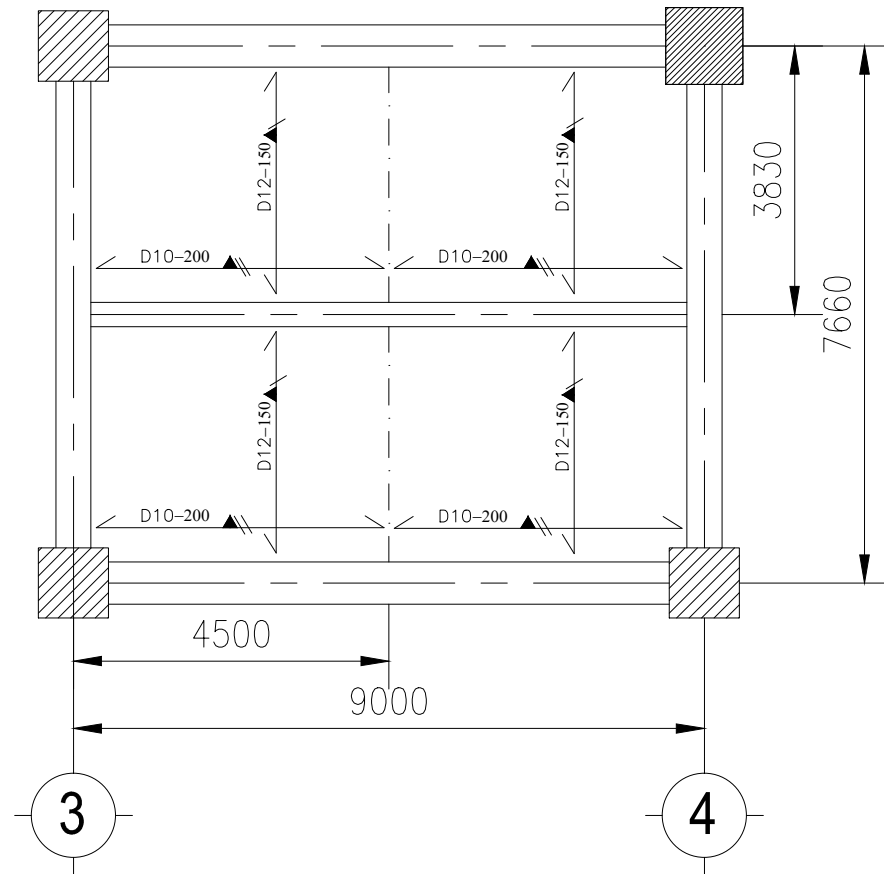
UKURAN DALAM MILLIMETER



HS10C

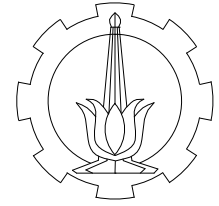
6600 X 3505

LANTAI 25-TOP = 14 bh



SISTEM PENULANGAN PELAT PRACETAK

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI

SKALA

1 : 100

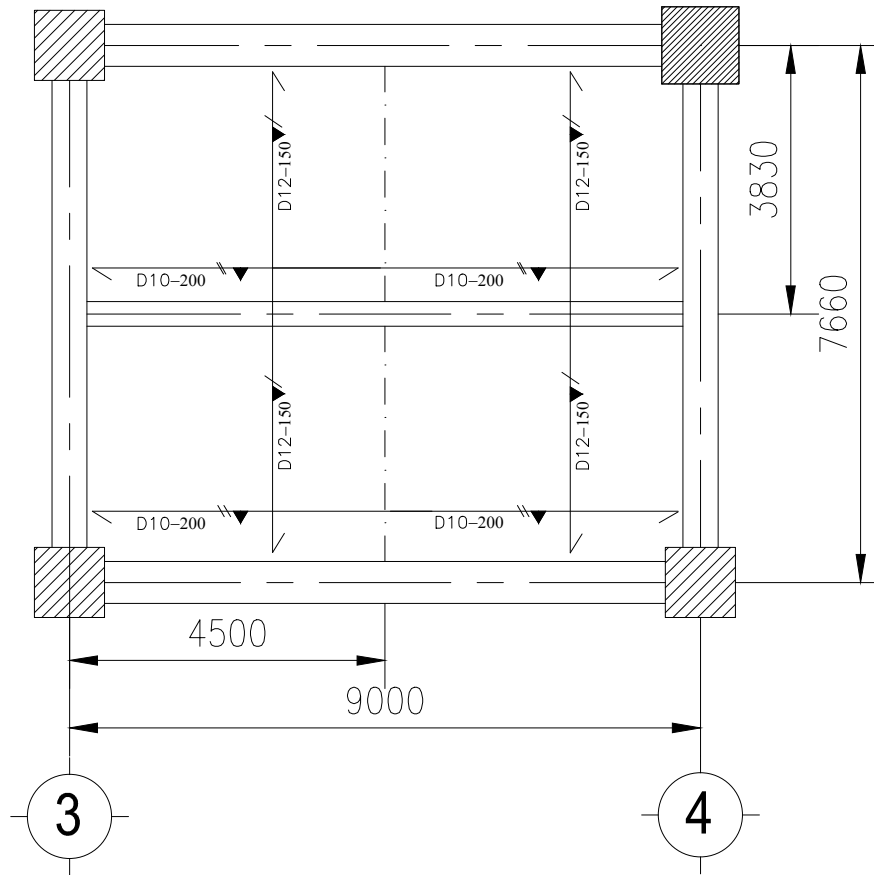
NOMOR GAMBAR

25

60

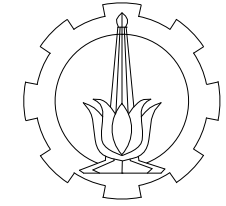
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SISTEM PENULANGAN PELAT OVERTOPPING

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI

SKALA

1 : 100

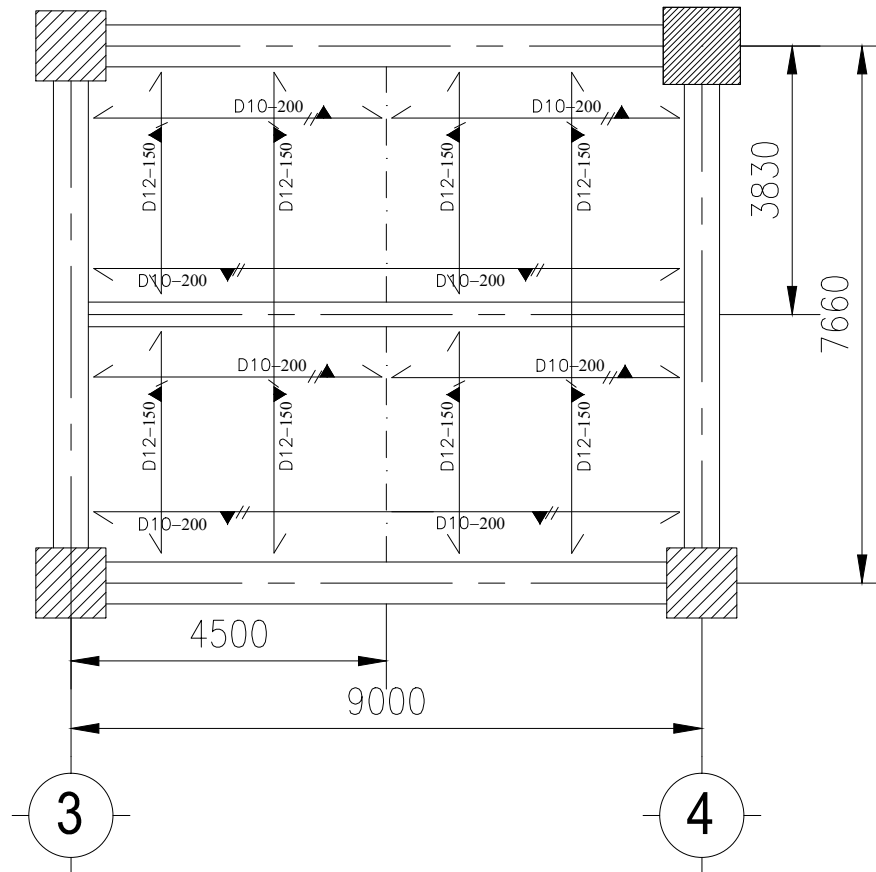
NOMOR GAMBAR

26

60

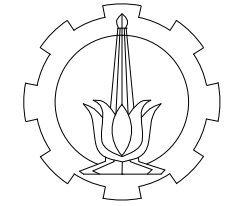
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SISTEM PENULANGAN KOMPOSIT

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI

SKALA

1 : 100

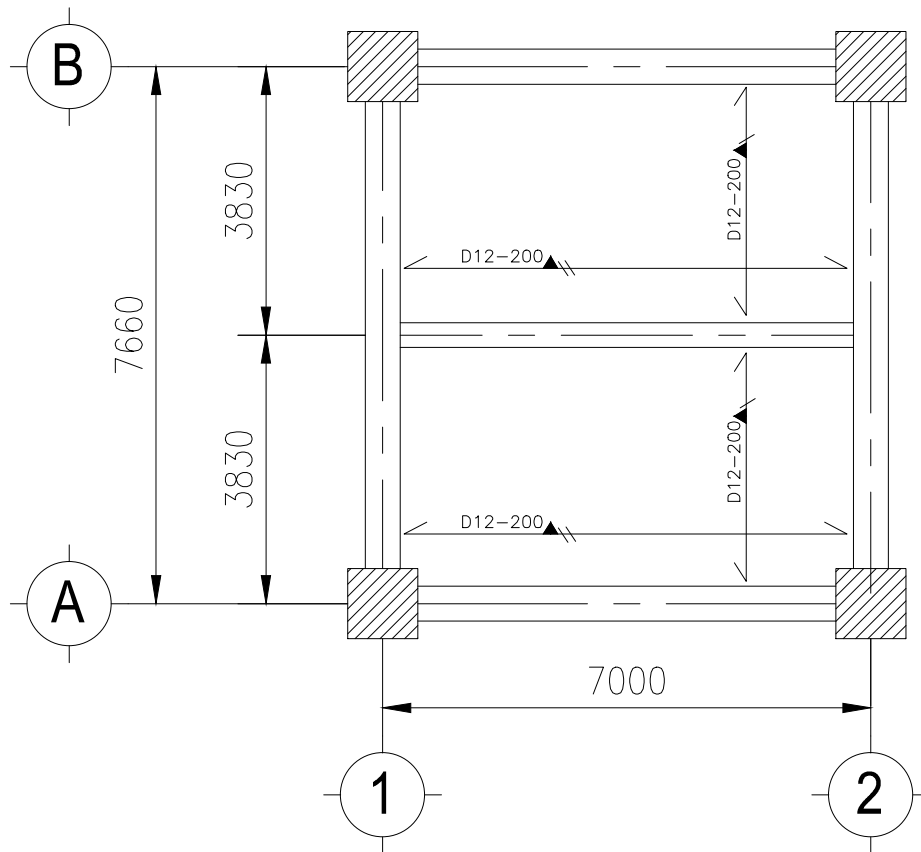
NOMOR GAMBAR

27

60

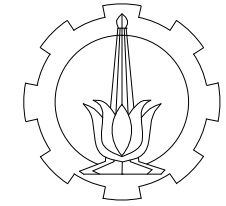
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SISTEM PENULANGAN PELAT PRACETAK

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI0

SKALA

1 : 100

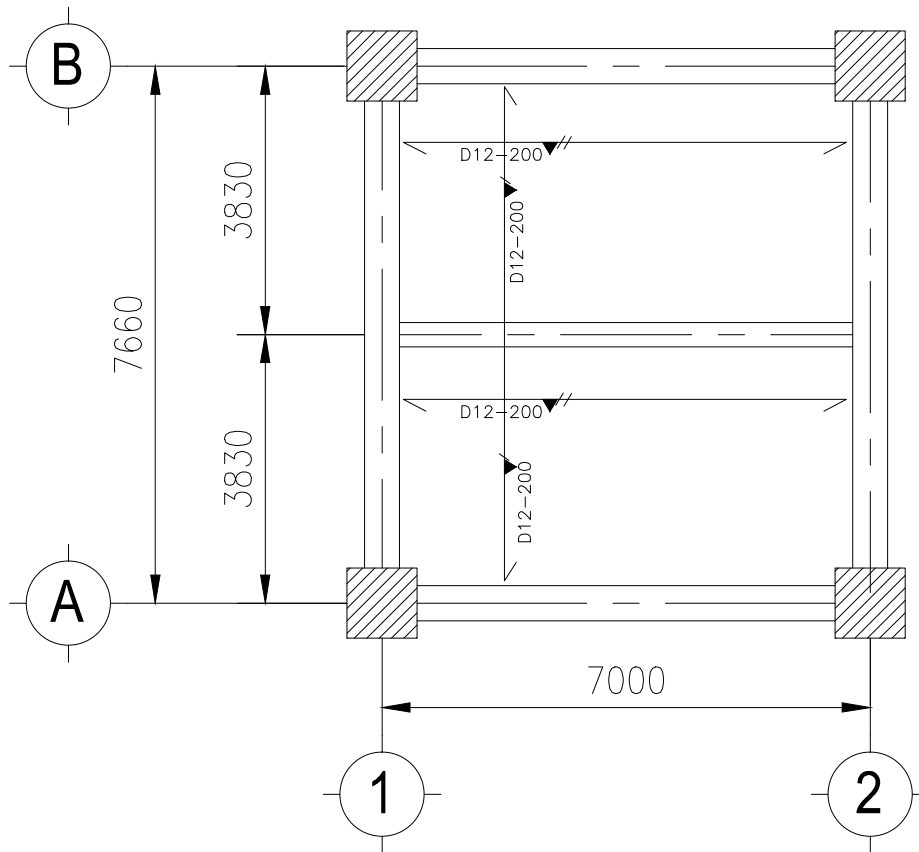
NOMOR GAMBAR

28

60

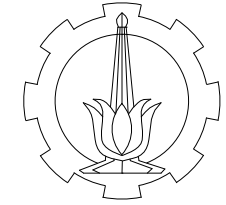
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SISTEM PENULANGAN PELAT OVERTOPPING

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI0

SKALA

1 : 100

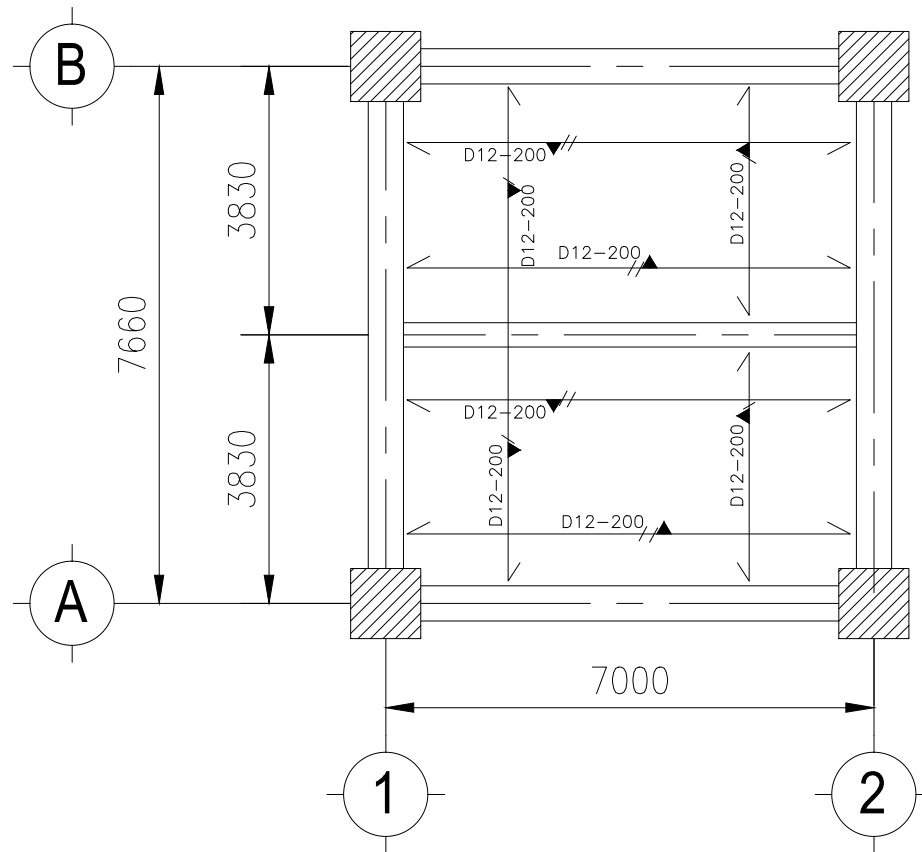
NOMOR GAMBAR

29

60

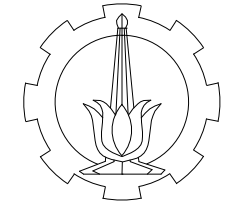
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SISTEM PENULANGAN KOMPOSIT

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT HSI0

SKALA

1 : 100

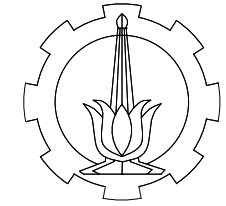
NOMOR GAMBAR

30

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TITIK PENGGANGKATAN PELAT HSI
&
SKETSA TULANGAN STUD

SKALA

1 : 50

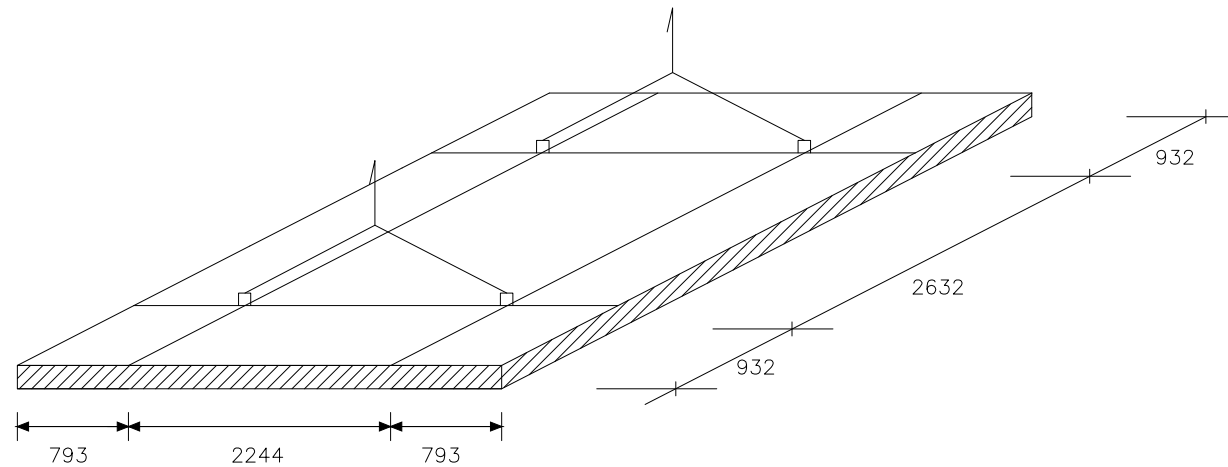
NOMOR GAMBAR

31

60

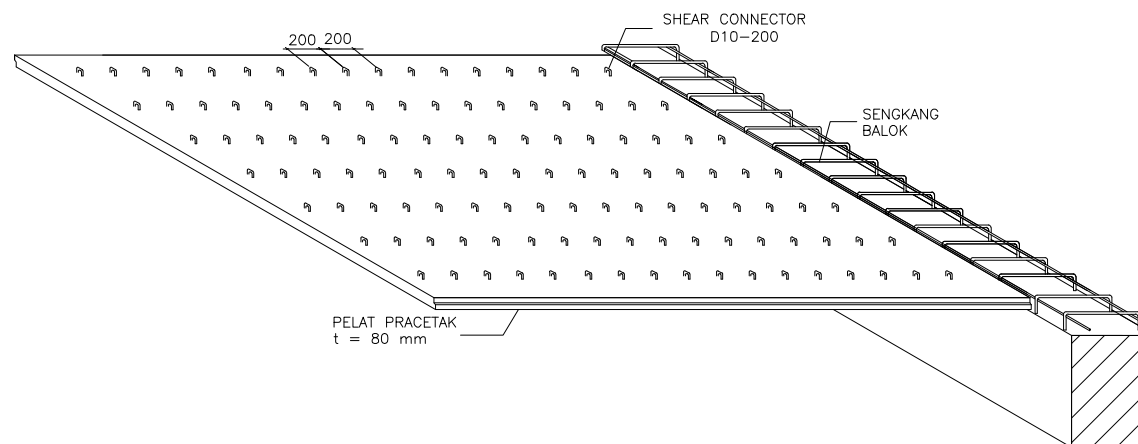
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



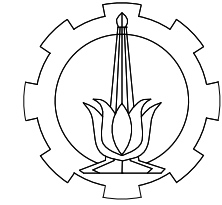
TITIK PENGGANGKATAN PELAT HS

Skala 1: 60



SKETSA PENULANGAN STUD

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

TITIK PENGAHKATAN PELAT HS10
&
SKETSA TULANGAN STUD

SKALA

1 : 70

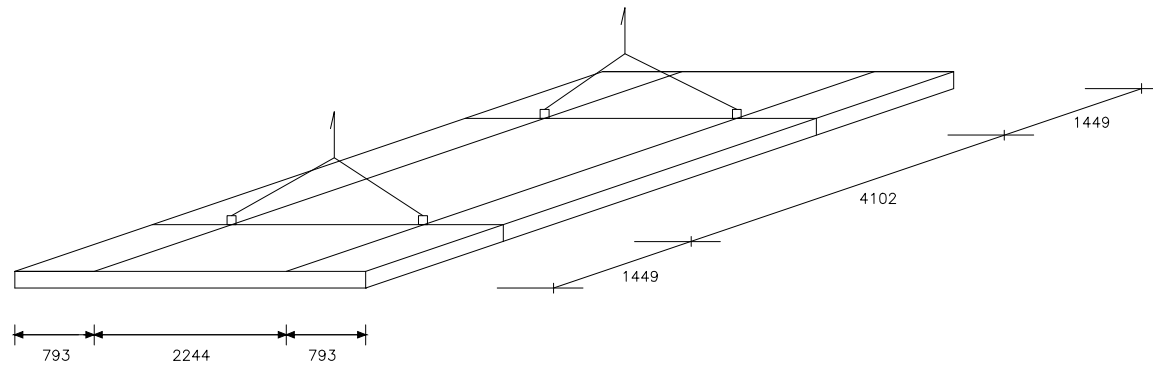
NOMOR GAMBAR

32

60

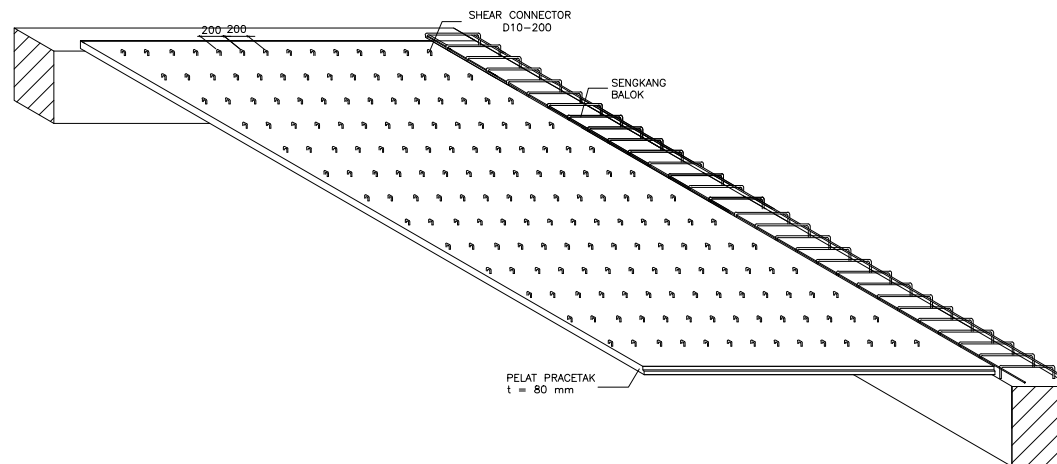
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



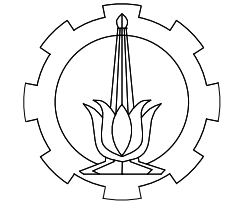
TITIK PENGAHKATAN PELAT HS

Skala 1: 70



SKETSA TULANGAN STUD

Skala 1: 70



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN PELAT
DAN BALOK

SKALA

1 : 50

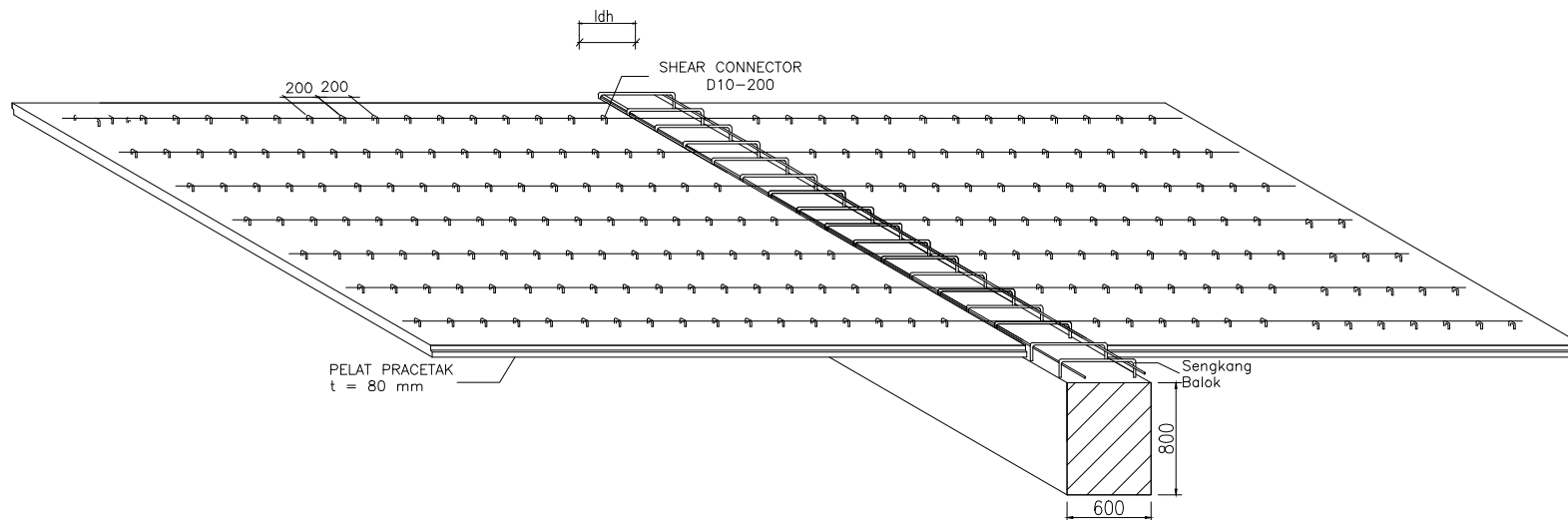
NOMOR GAMBAR

33

60

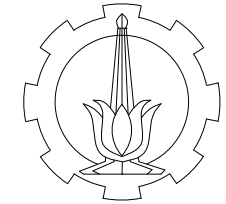
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SAMBUNGAN PELAT DAN BALOK

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK ANAK
SEBELUM KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 : 1:15

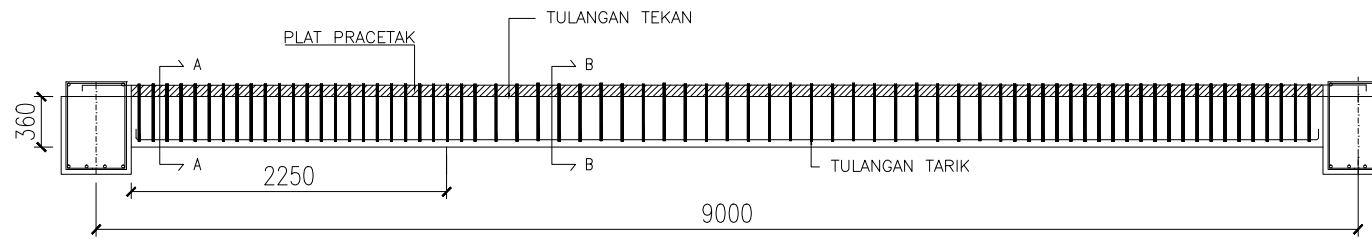
NOMOR GAMBAR

34

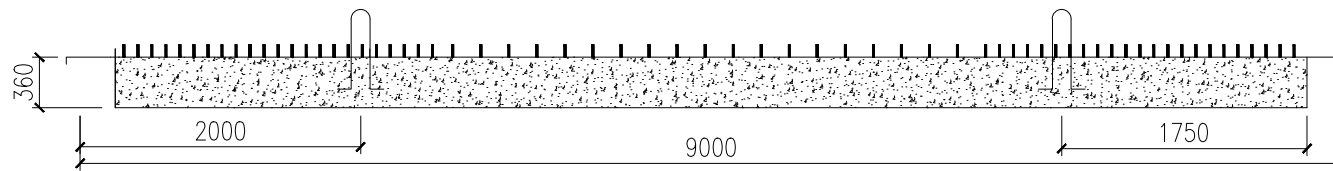
60

KETERANGAN

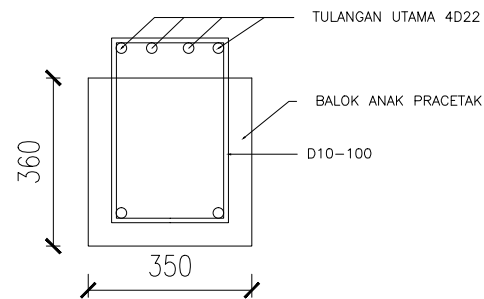
UKURAN DALAM MILLIMETER



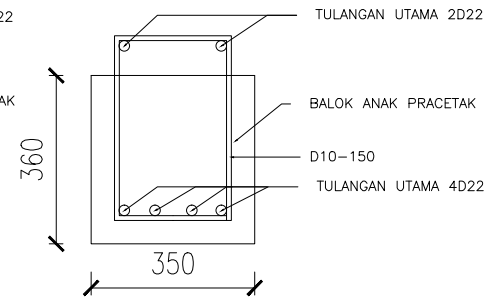
BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT
SKALA 1:50



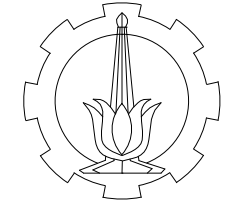
PENANGKATAN BALOK ANAK
Skala 1: 50



POTONGAN A-A
SKALA 1:15



POTONGAN B-B
SKALA 1:15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

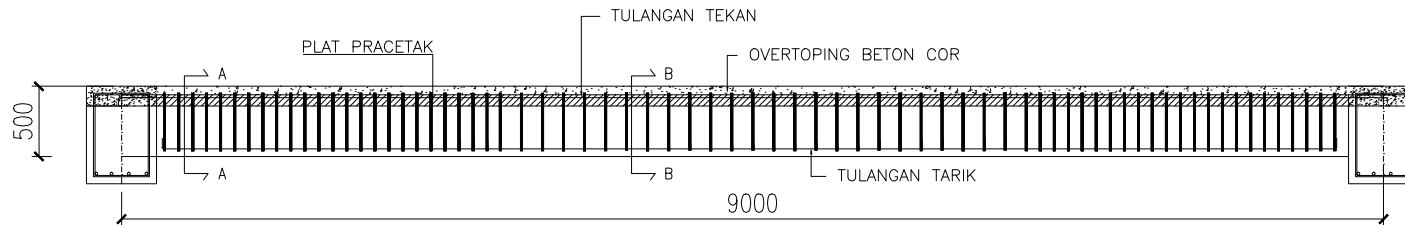
NOMOR GAMBAR

35

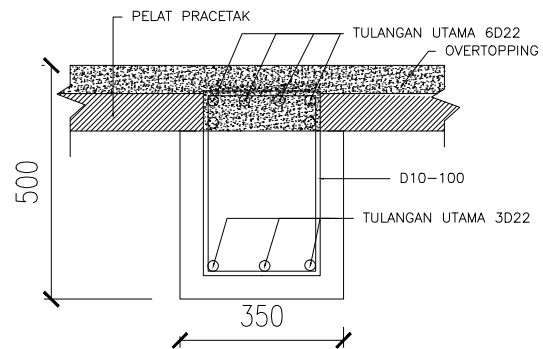
60

KETERANGAN

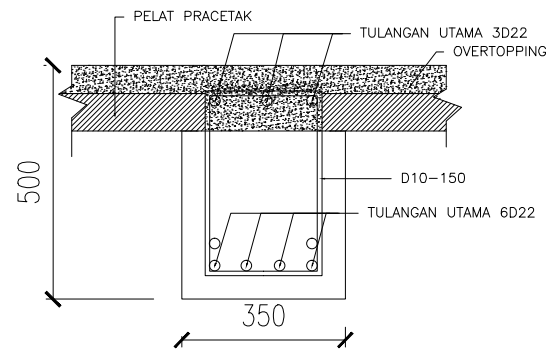
UKURAN DALAM MILLIMETER



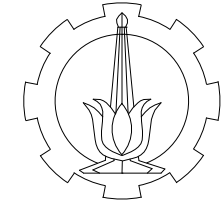
DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT
SKALA 1:50



POTONGAN A-A BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT
SKALA 1:15



POTONGAN B-B BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT
SKALA 1:15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI I)
INTERIOR
SEBELUM KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

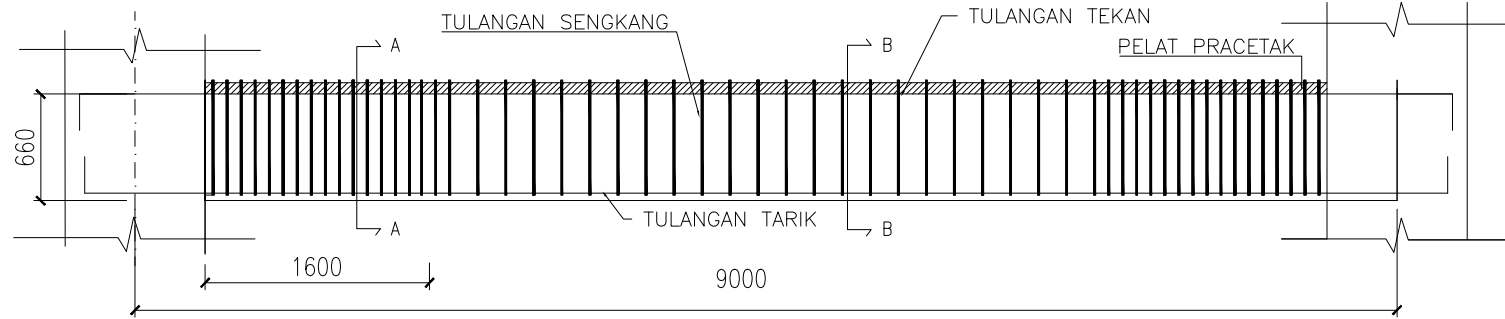
NOMOR GAMBAR

36

60

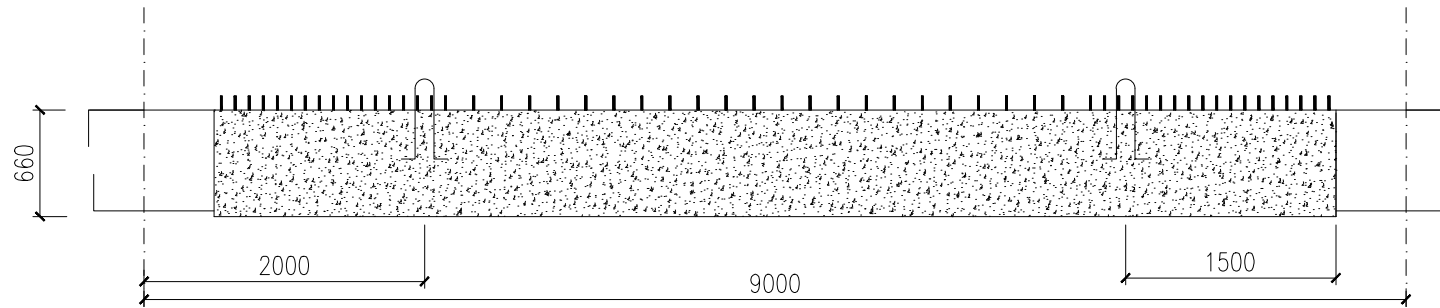
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



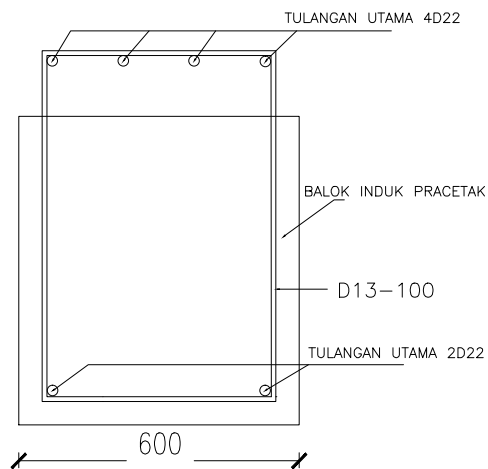
BALOK INDUK B1 SEBELUM KOMPOSIT

Skala 1: 50

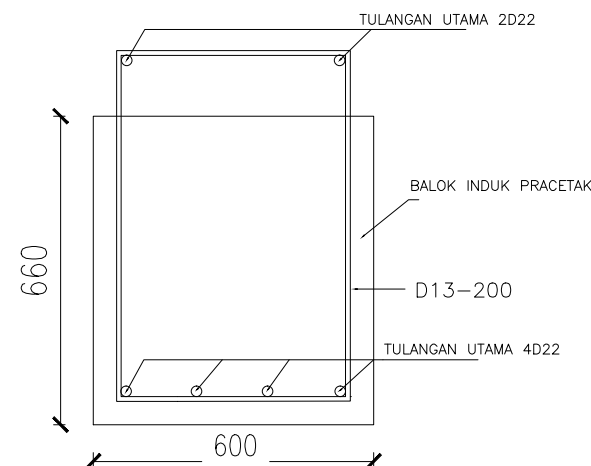


PENGANGKATAN BALOK INDUK B1

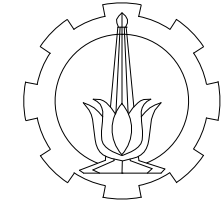
Skala 1: 50



POTONGAN A-A
Skala 1: 15



POTONGAN B-B
Skala 1: 15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI 1)
INTERIOR
SETELAH KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

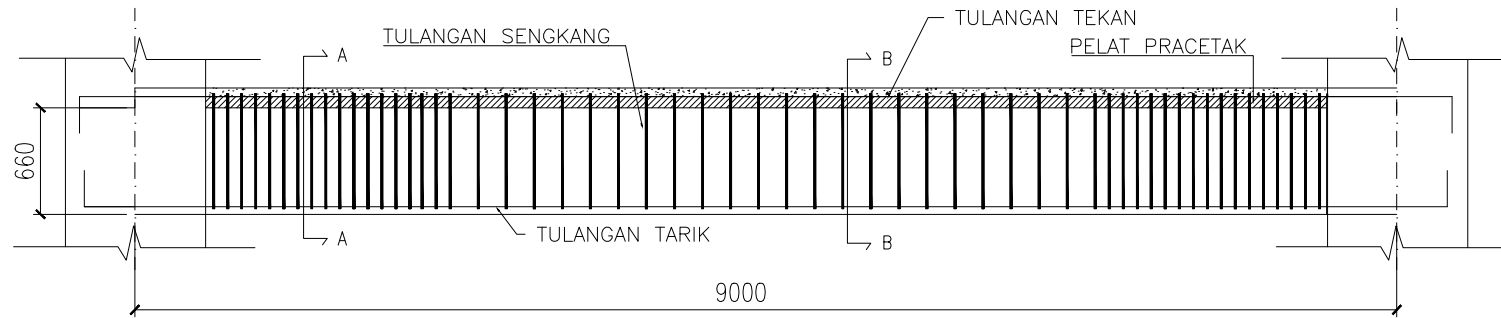
NOMOR GAMBAR

37

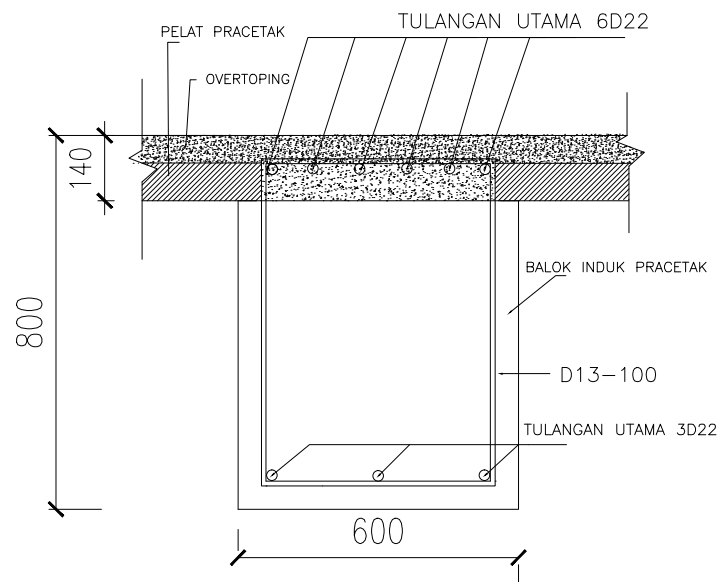
60

KETERANGAN

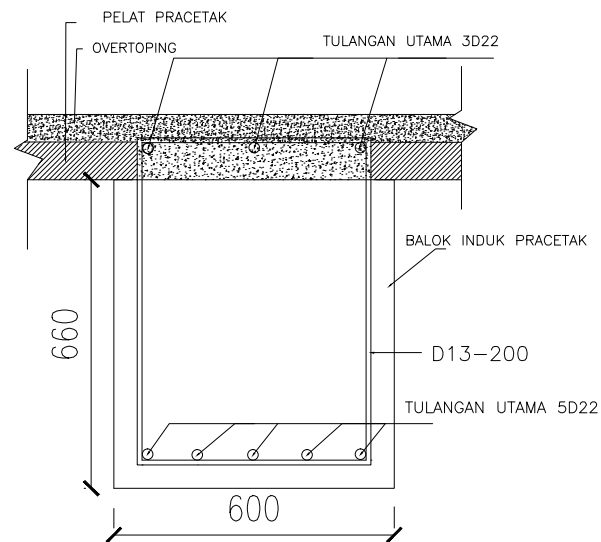
UKURAN DALAM MILLIMETER



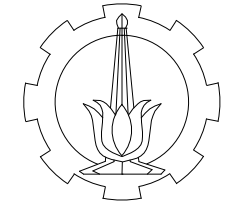
BALOK INDUK B1 SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 50



POTONGAN A-A
Skala 1: 15



POTONGAN B-B
Skala 1: 15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI 3)
INTERIOR
SEBELUM KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 : 1:15

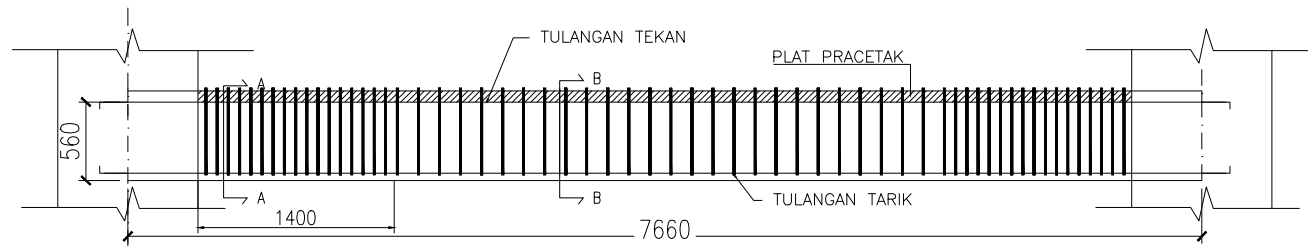
NOMOR GAMBAR

38

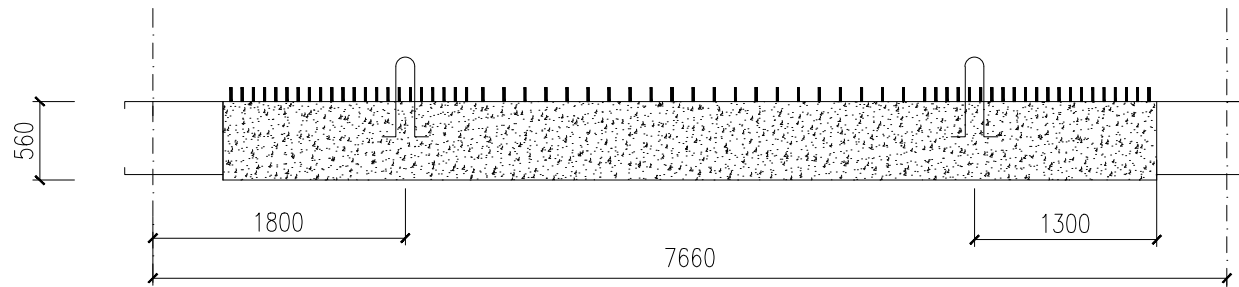
60

KETERANGAN

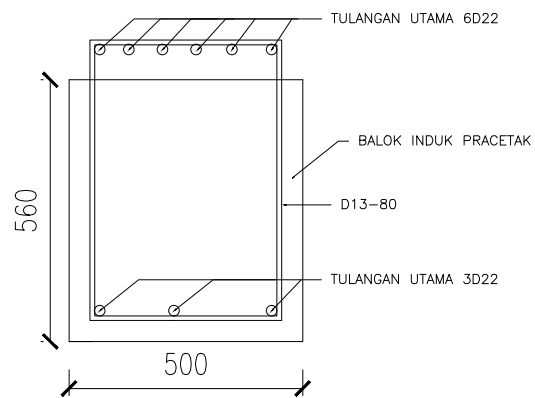
UKURAN DALAM MILLIMETER



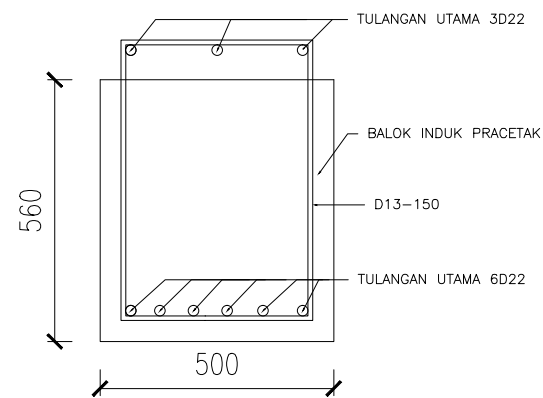
BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT
Skala 1: 50



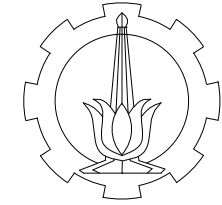
PENGANGKATAN BALOK INDUK
Skala 1: 50



POTONGAN A-A
SKALA 1:15



POTONGAN B-B
SKALA 1:15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI 3)
INTERIOR
SETELAH KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

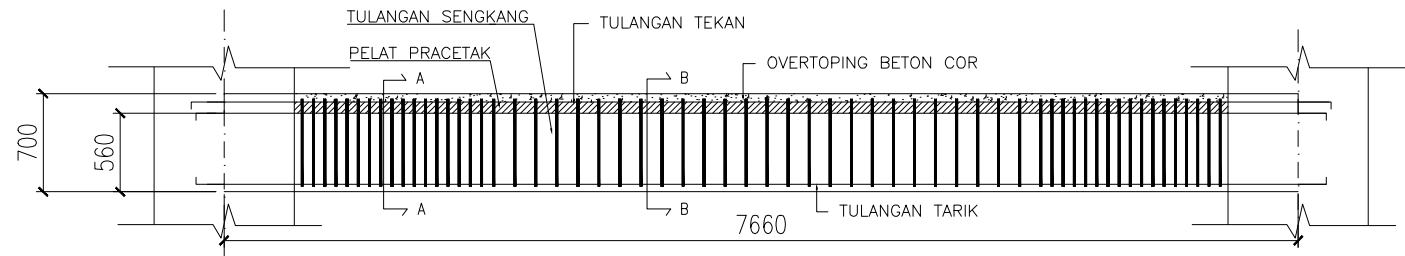
NOMOR GAMBAR

39

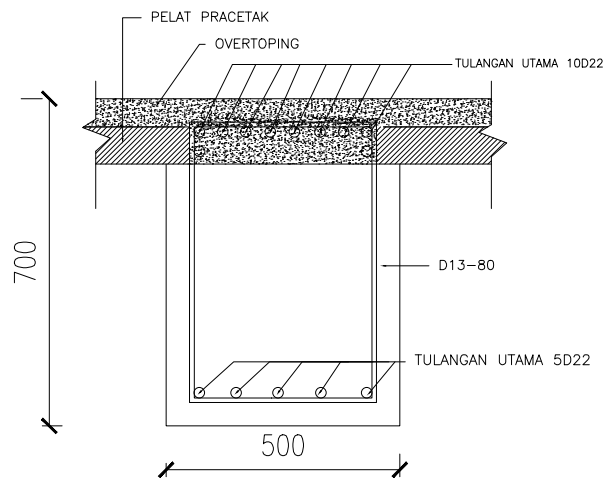
60

KETERANGAN

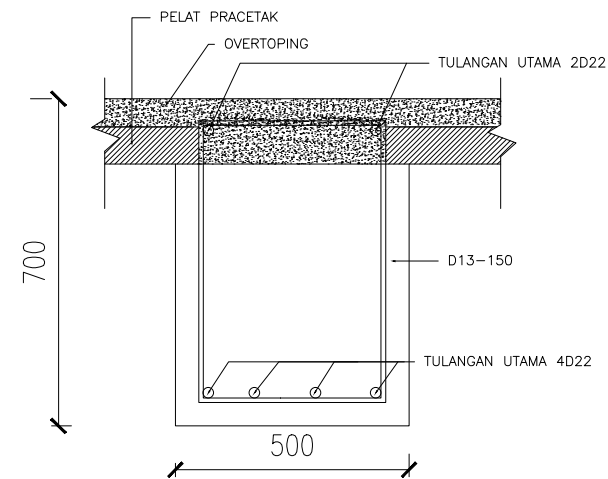
UKURAN DALAM MILLIMETER



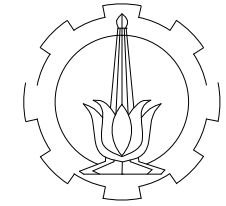
DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 50



POTONGAN A-A BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 15



POTONGAN B-B BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI 3)
EKSTERIOR
SEBELUM KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

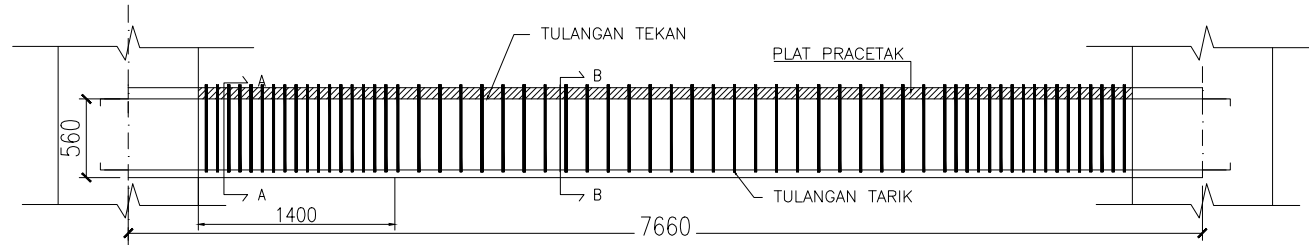
NOMOR GAMBAR

40

60

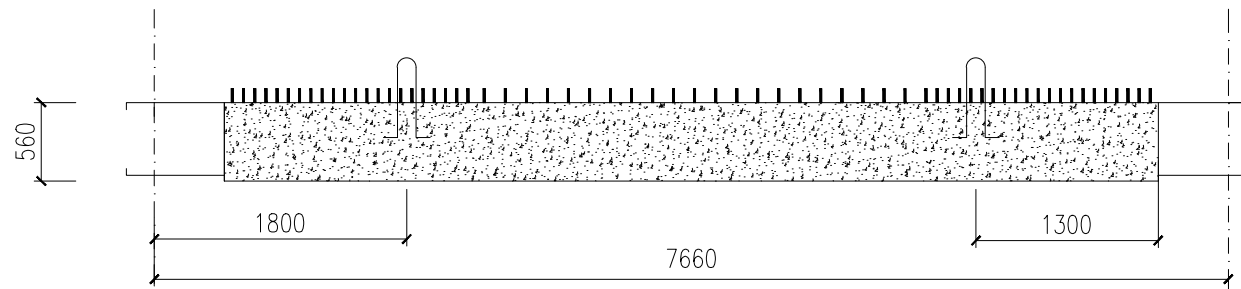
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



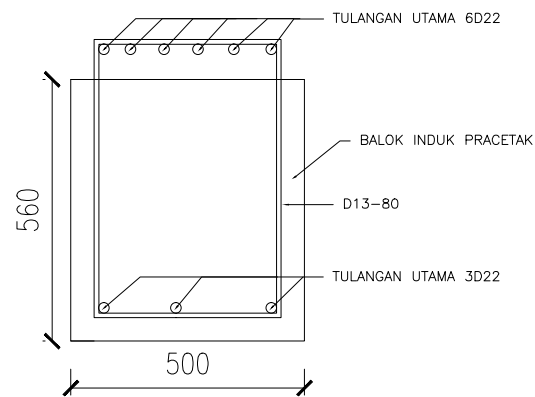
BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT

Skala 1: 50

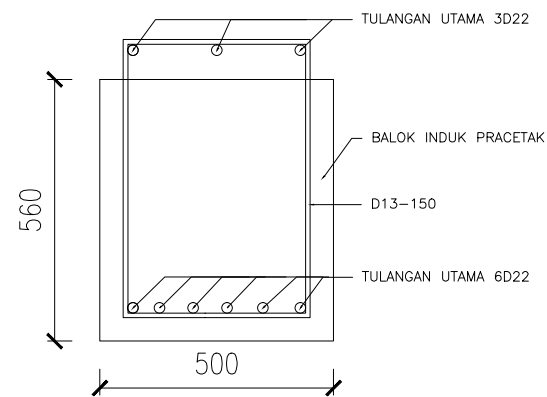


PENGANGKATAN BALOK INDUK

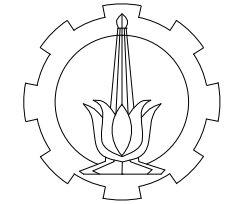
Skala 1: 50



POTONGAN A-A
SKALA 1:15



POTONGAN B-B
SKALA 1:15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN BALOK INDUK (BI 3)
EKSTERIOR
SETELAH KOMPOSIT

SKALA

1 : 50 ; 1:15

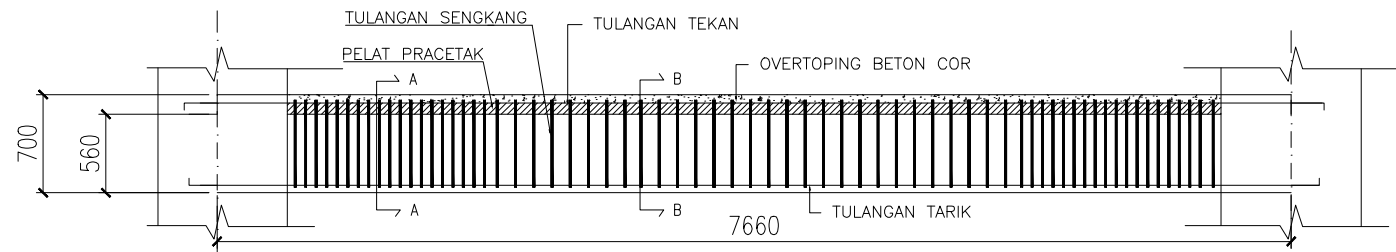
NOMOR GAMBAR

41

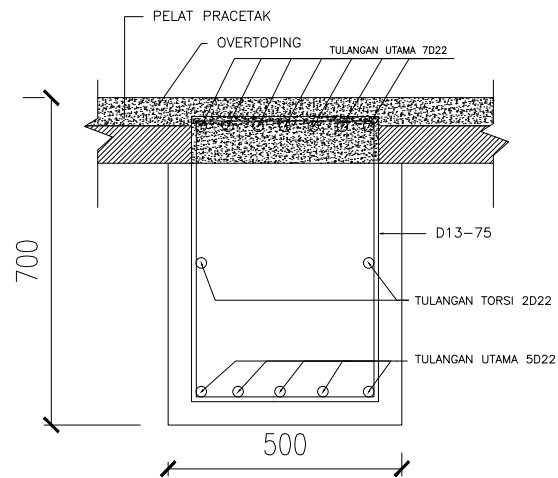
60

KETERANGAN

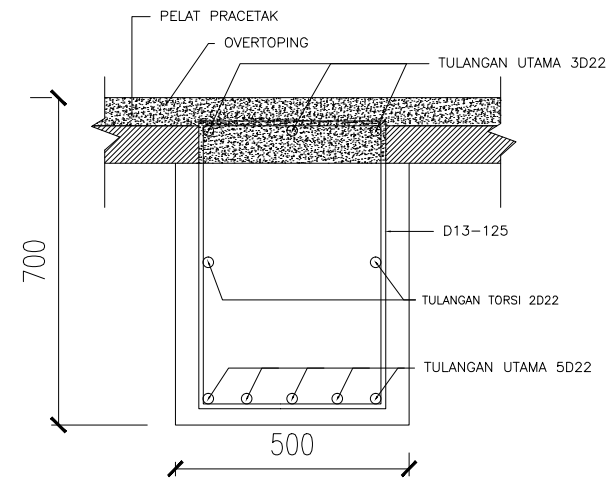
UKURAN DALAM MILLIMETER



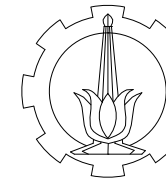
DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 50



POTONGAN A-A BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 15



POTONGAN B-B BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT
Skala 1: 15



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DETAIL TANGGA

SKALA

1 : 100

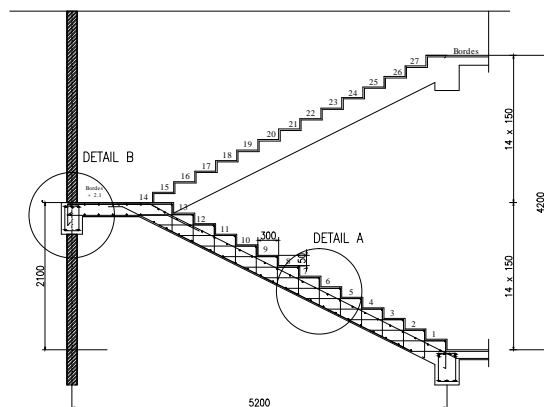
NOMOR GAMBAR

42

60

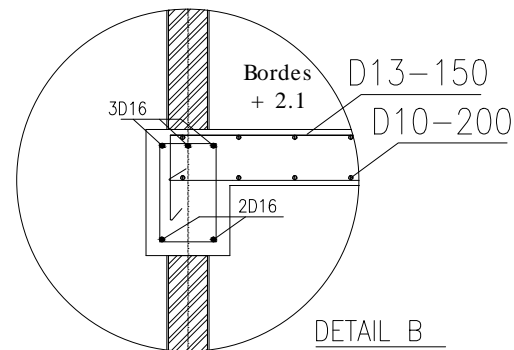
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



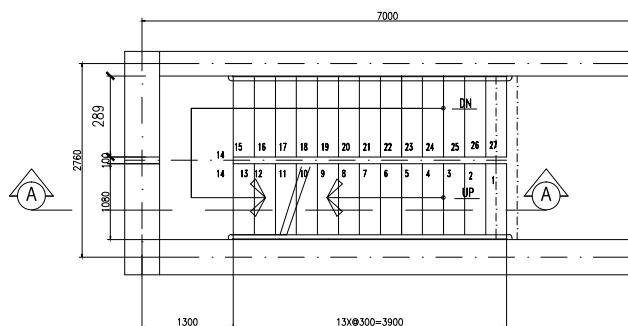
POTONGAN A-A

SKALA 1 : 100



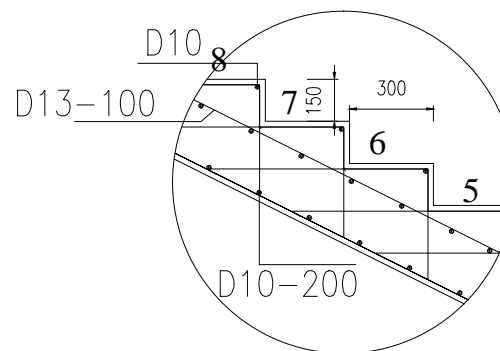
DETAIL B

SKALA 1 : 25



DENAH

SKALA 1 : 100

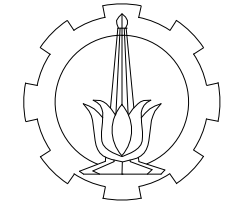


DETAIL A

SKALA 1 : 25

DETAIL TANGGA

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM DAN
SHEARWALL

SKALA

1 : 250

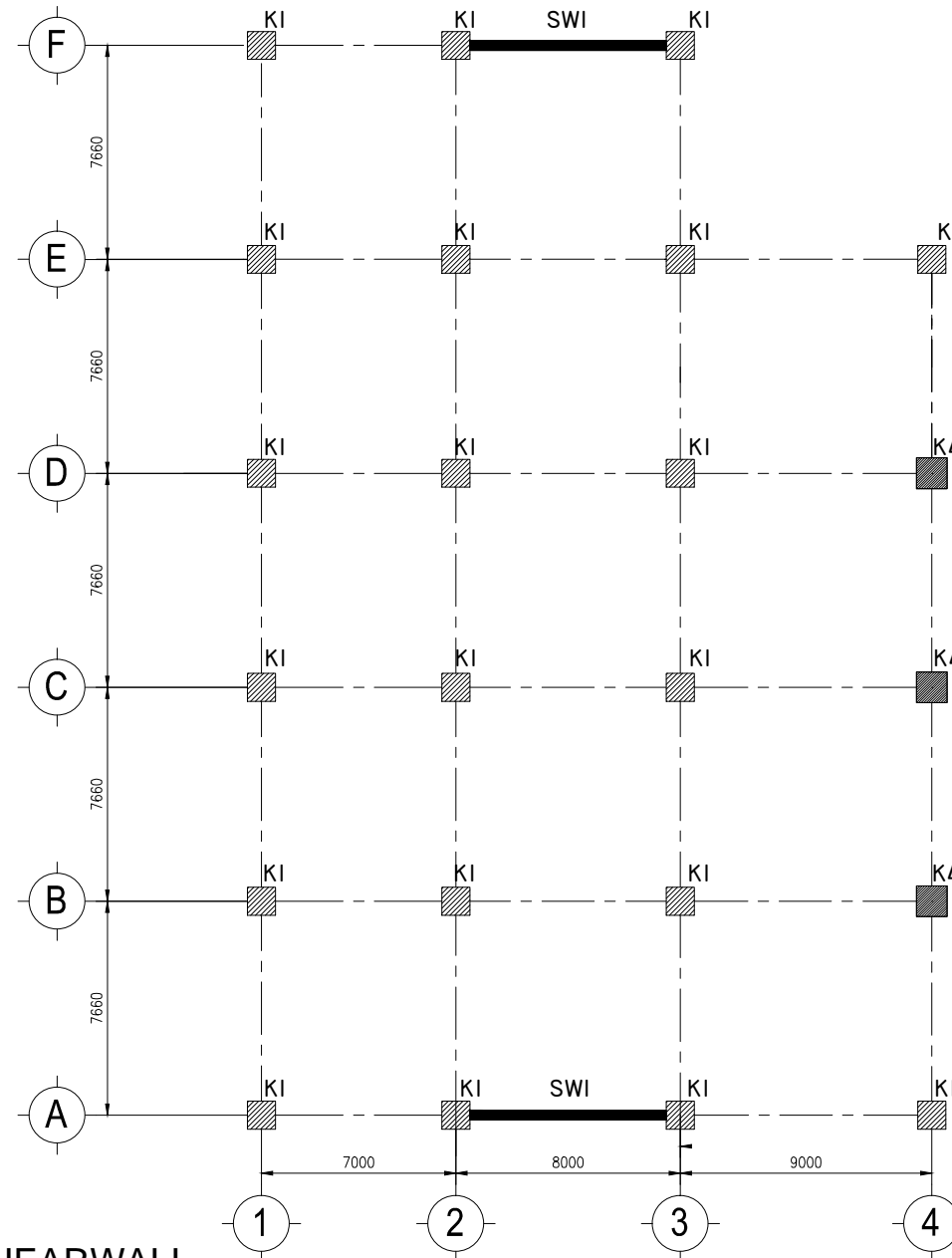
NOMOR GAMBAR

43

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

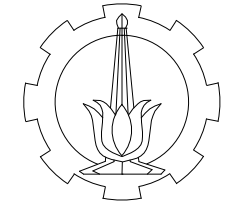


KETERANGAN

LANTAI	TIPE
LANTAI 1-10	K1
LANTAI 11-22	K2
LANTAI 25-TOP	K3
LANTAI 1-5	K4
LANTAI 1-TOP	SW1

DENAH KOLOM DAN SHEARWALL

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SPESIFIKASI KOLOM DAN
SHEARWALL

SKALA

1 : 25

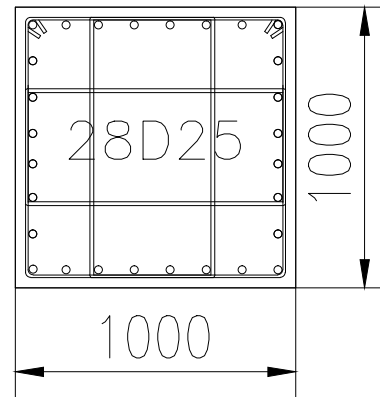
NOMOR GAMBAR

44

60

KETERANGAN

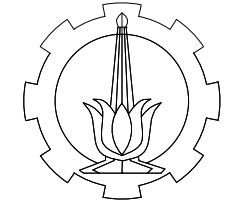
UKURAN DALAM MILLIMETER



DETAIL KOLOM

Skala 1: 25

TYPE		SPESIFIKASI			
	TYPE	POSISI	UKURAN	TULANGAN	TINGGI
KOLOM	K1	Lt.DASAR-Lt.6	1000 x 1000	28D25,4D13-100/150	4200
	K1	Lt.7-Lt.10	1000 x 1000	28D25,4D13-100/150	3400
KOLOM	K2	Lt.11-Lt.22	900 x 900	24D25,4D13-100/150	3400
KOLOM	K3	Lt.25-Lt.26	800 x 800	20D25,4D13-100/150	3400
	K3	Lt.27-Lt.28	800 x 800	20D25,4D13-100/150	4200
	K3	Lt.29-Lt.TOP	800 x 800	20D25,4D13-100/150	3400
KOLOM	K4	Lt.DASAR-Lt.6	1100 x 1100	28D25,4D13-100/150	4200
SHEARWALL	SW1	Lt.DASAR-Lt.TOP	350 x 8000	94D16,2D13-250	99000



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K1

SKALA

1 : 25

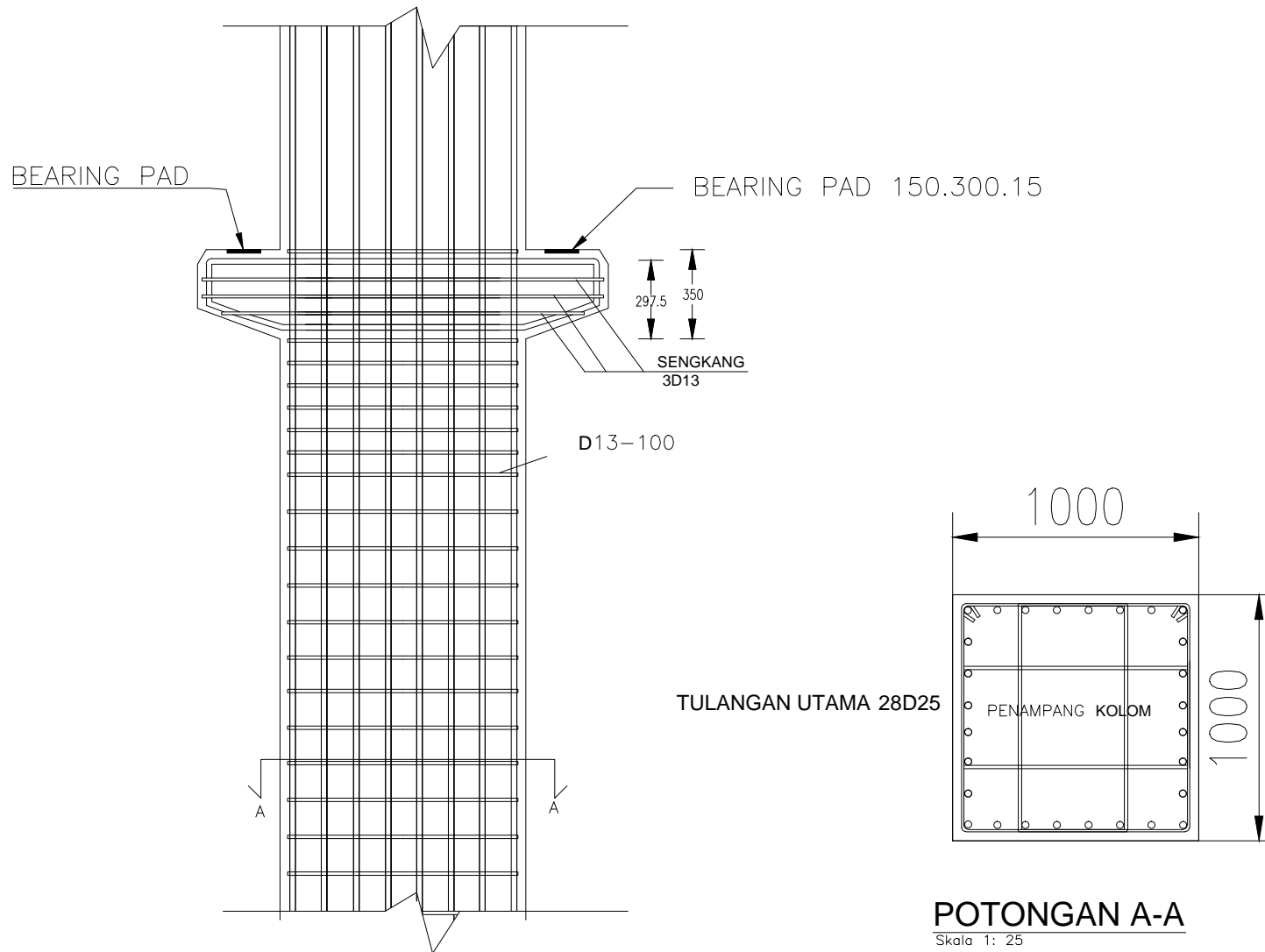
NOMOR GAMBAR

45

60

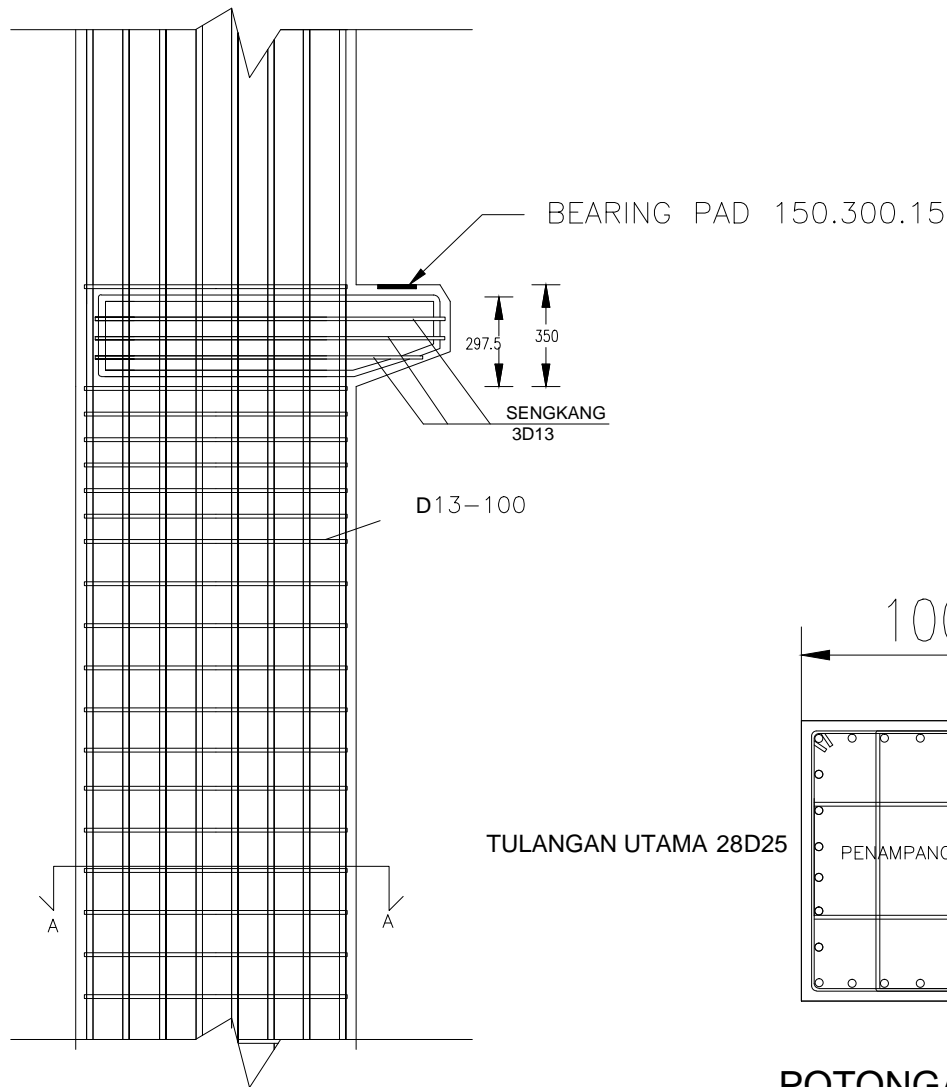
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



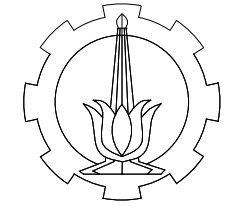
PENULANGAN KOLOM K1
Skala 1: 25

POTONGAN A-A
Skala 1: 25



PENULANGAN KOLOM K1
Skala 1: 25

POTONGAN A-A
Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K1

SKALA

1 : 25

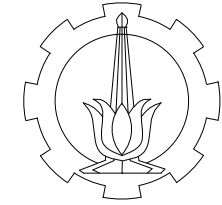
NOMOR GAMBAR

46

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K2

SKALA

1 : 25

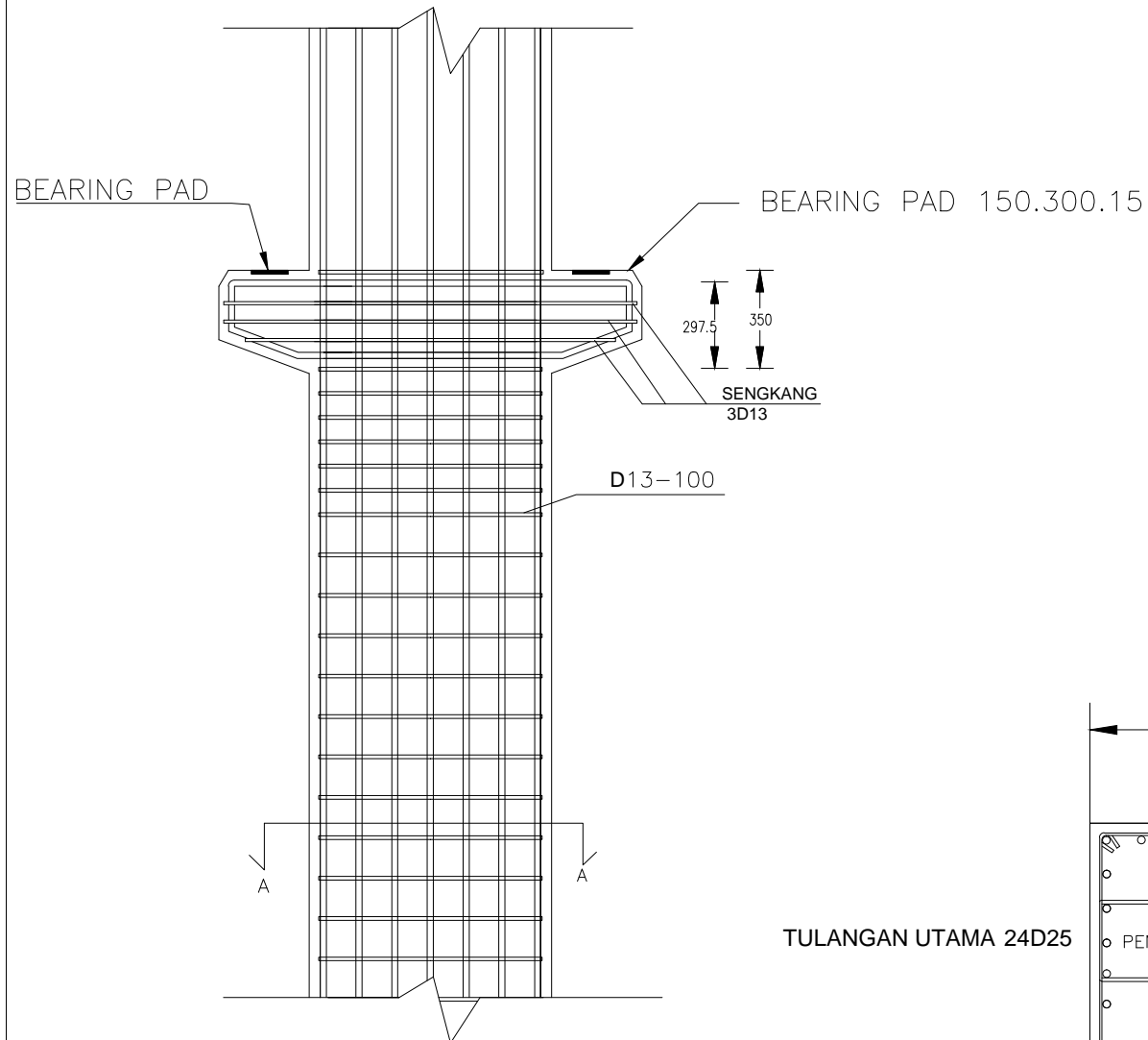
NOMOR GAMBAR

47

60

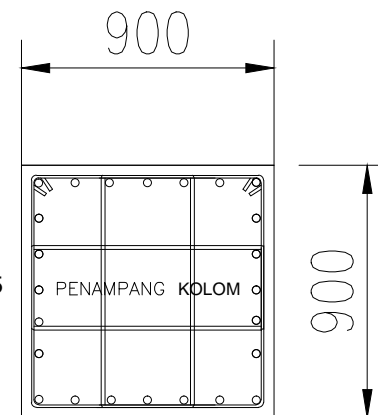
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



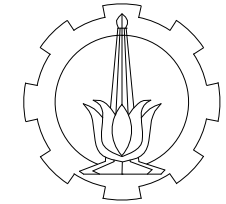
PENULANGAN KOLOM K2

Skala 1: 25



POTONGAN A-A

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K2

SKALA

1 : 25

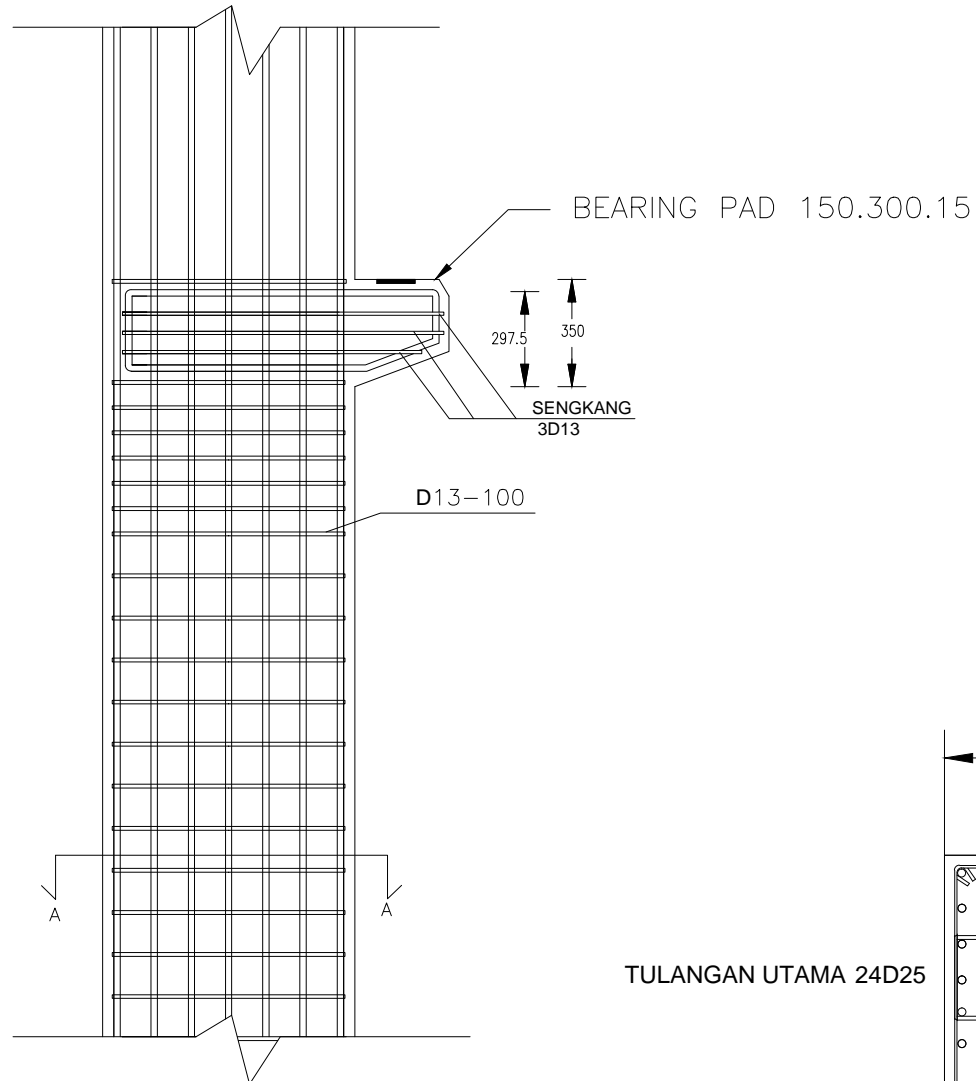
NOMOR GAMBAR

48

60

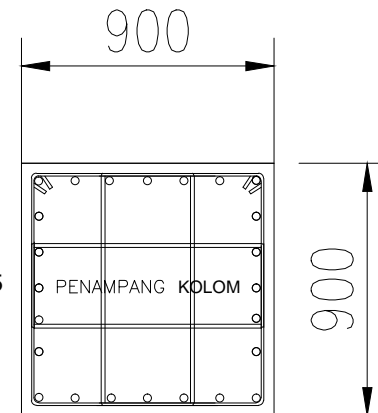
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



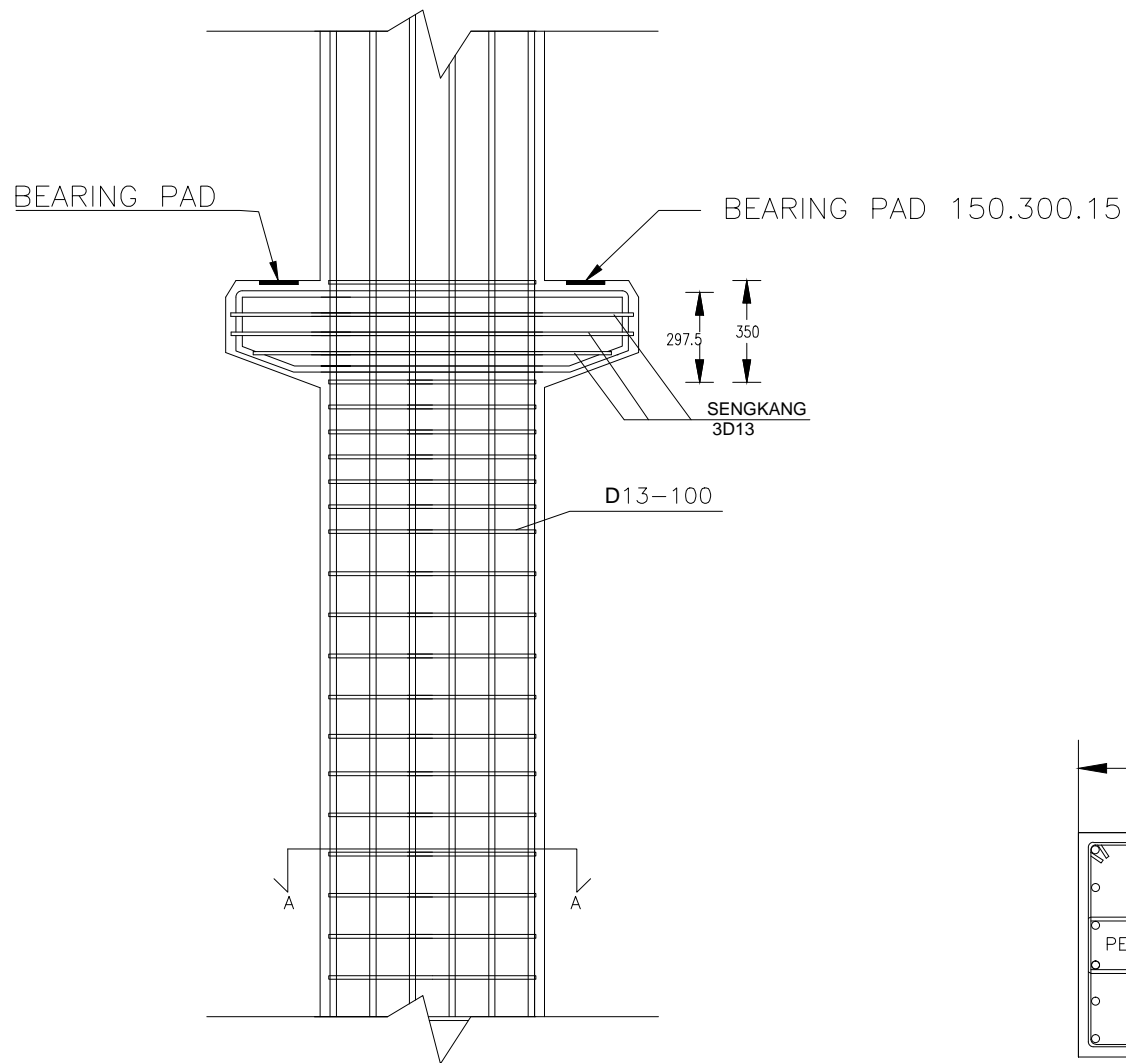
PENULANGAN KOLOM K2

Skala 1: 25



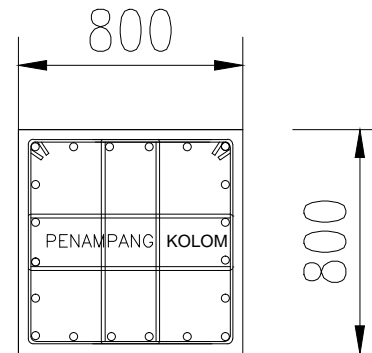
POTONGAN A-A

Skala 1: 25



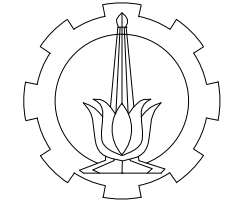
PENULANGAN KOLOM K3

Skala 1: 25



POTONGAN A-A

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K3

SKALA

1 : 25

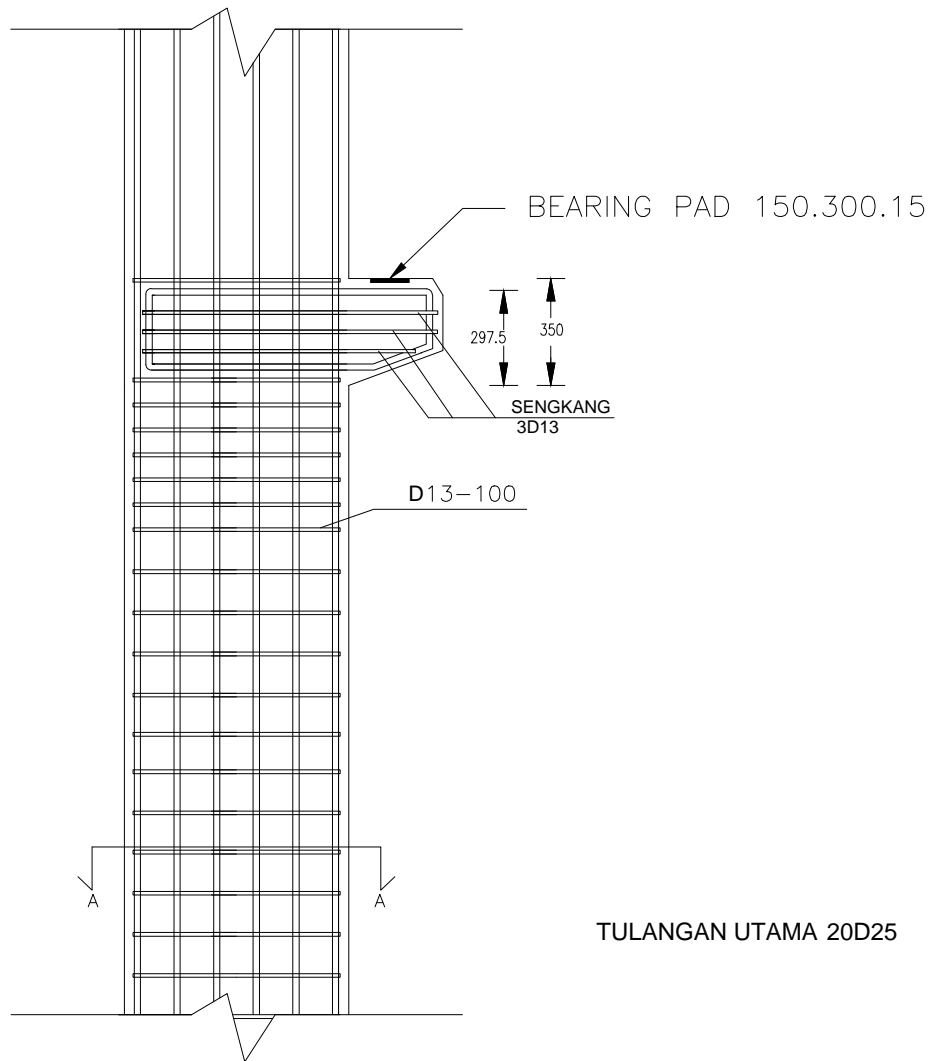
NOMOR GAMBAR

49

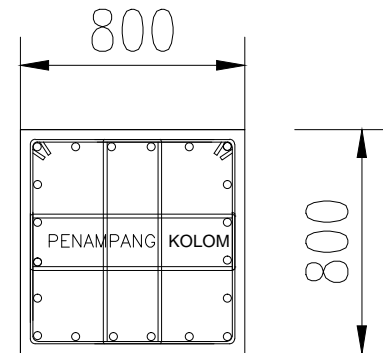
60

KETERANGAN

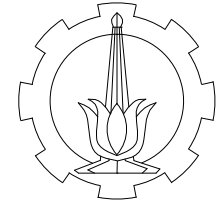
UKURAN DALAM MILLIMETER



PENULANGAN KOLOM K3
Skala 1: 25



POTONGAN A-A
Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K3

SKALA

1 : 25

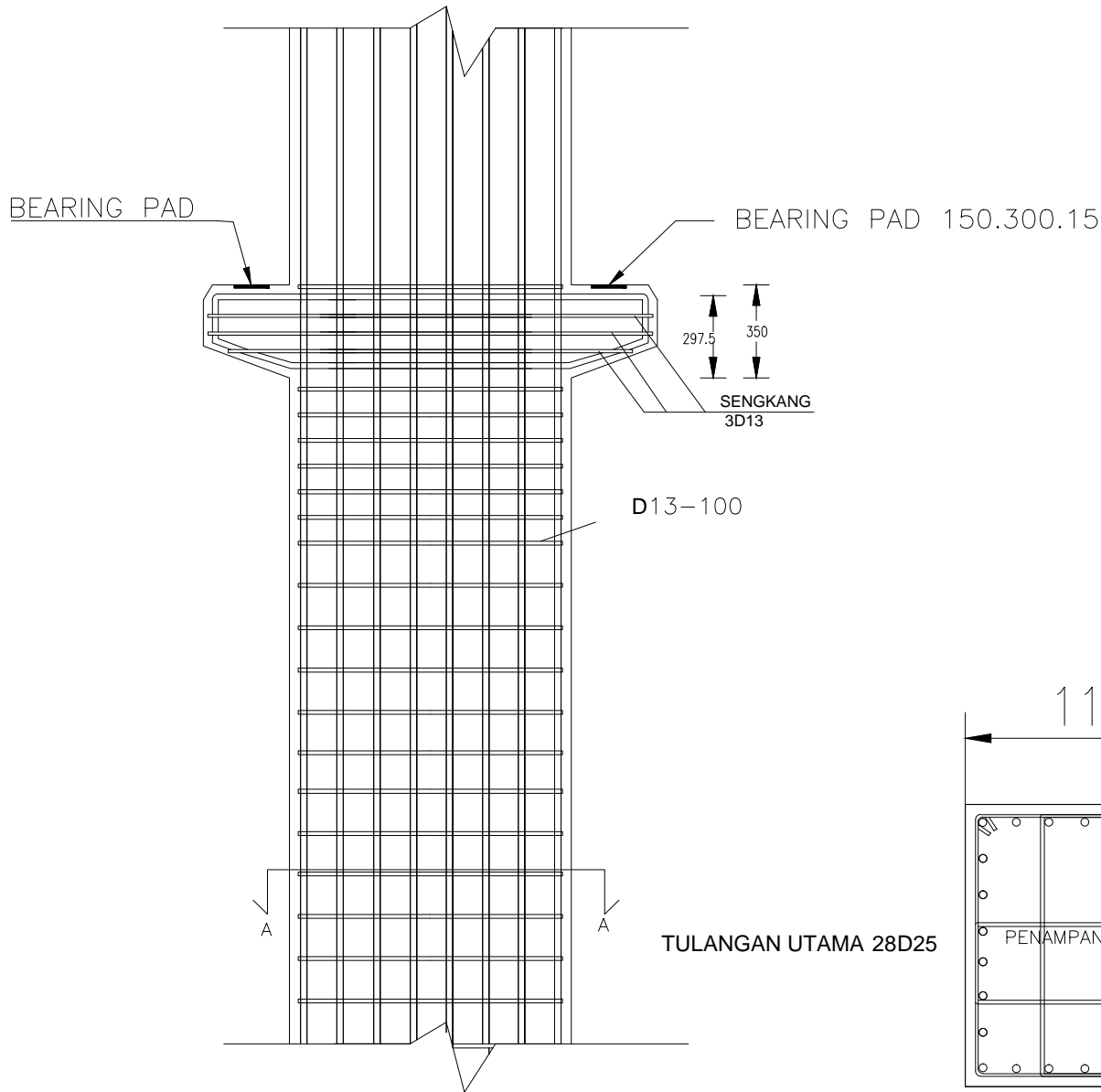
NOMOR GAMBAR

50

60

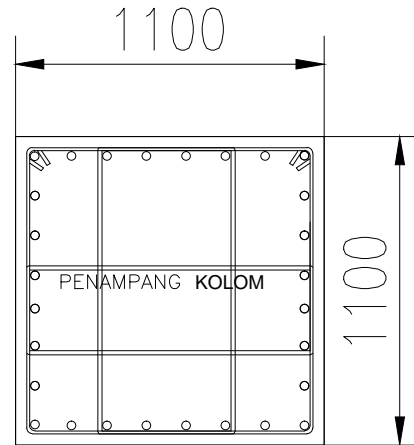
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



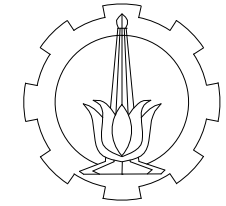
PENULANGAN KOLOM K4

Skala 1: 25



POTONGAN A-A

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K4

SKALA

1 : 25

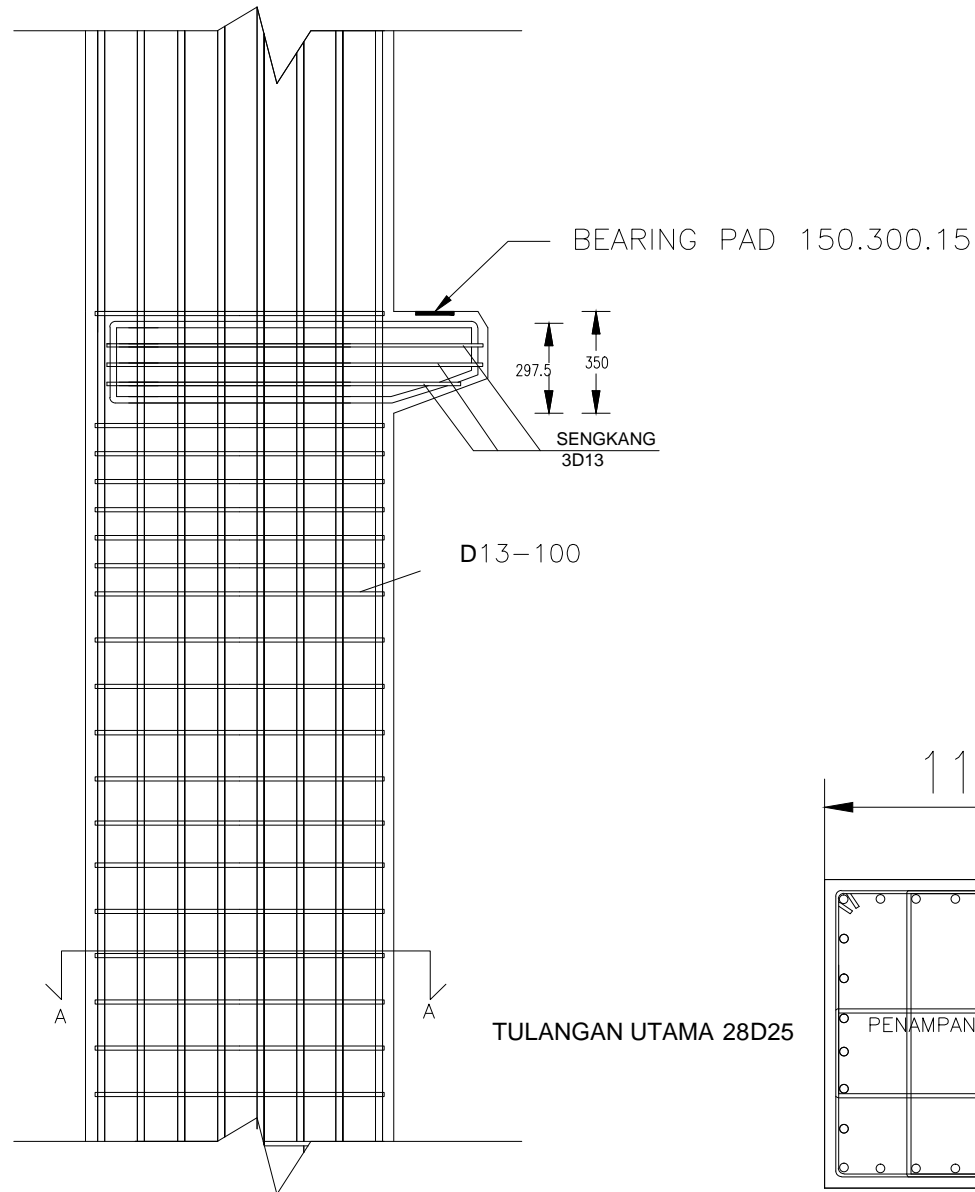
NOMOR GAMBAR

51

60

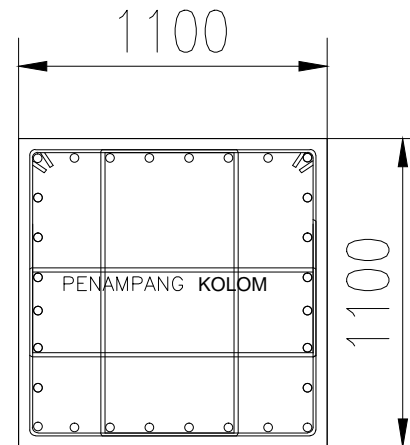
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



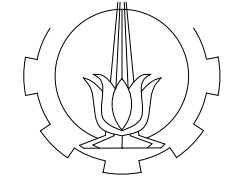
PENULANGAN KOLOM K4

Skala 1: 25



POTONGAN A-A

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K4

SKALA

1 : 25

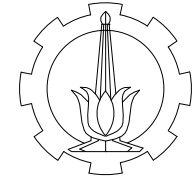
NOMOR GAMBAR

52

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K1

SKALA

1 : 40

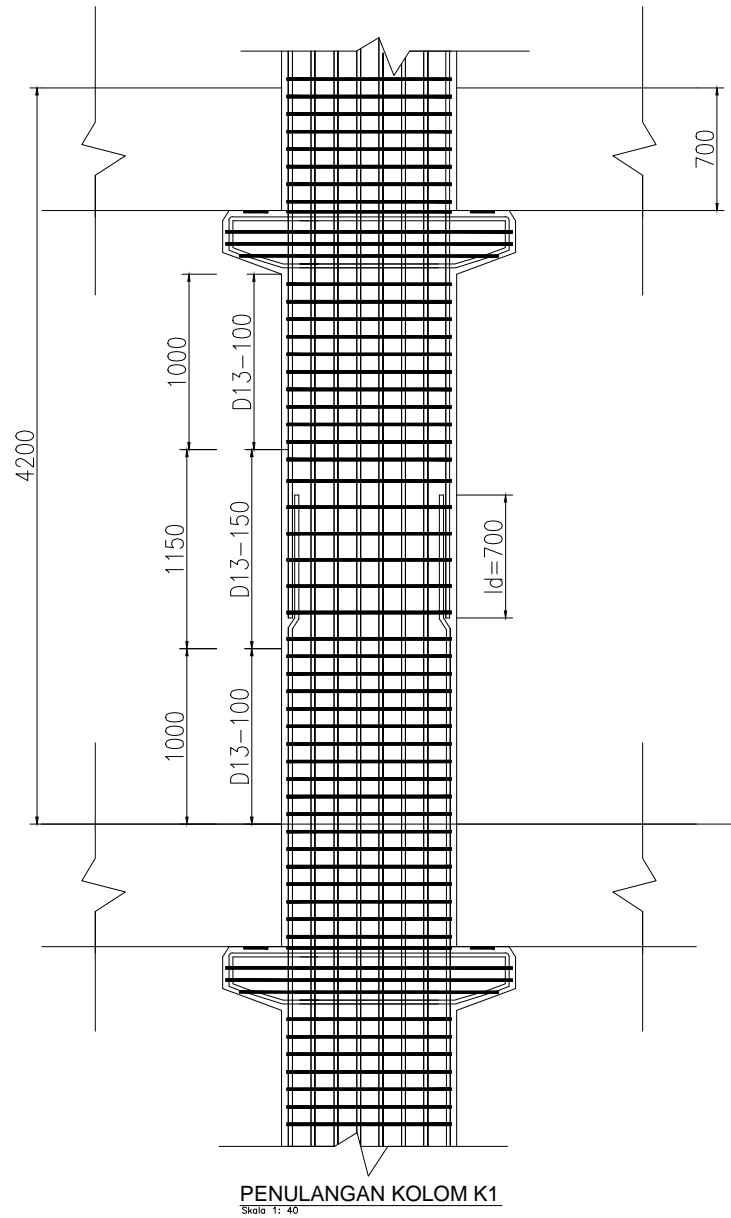
NOMOR GAMBAR

53

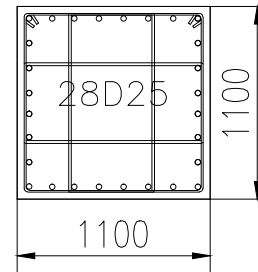
60

KETERANGAN

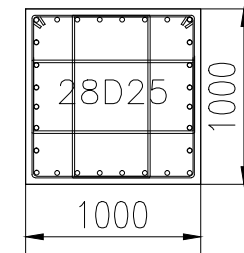
UKURAN DALAM MILLIMETER



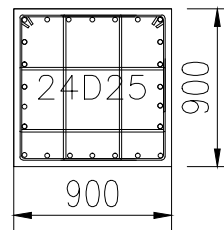
KOLOM K4



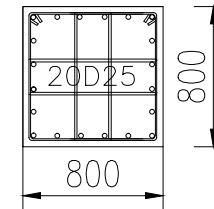
KOLOM K1



KOLOM K2

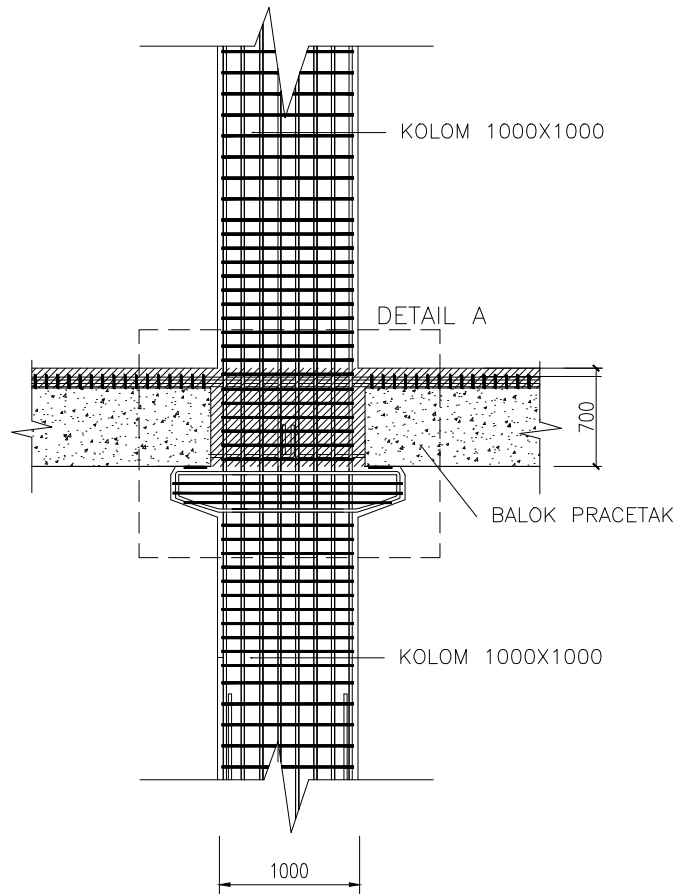


KOLOM K3



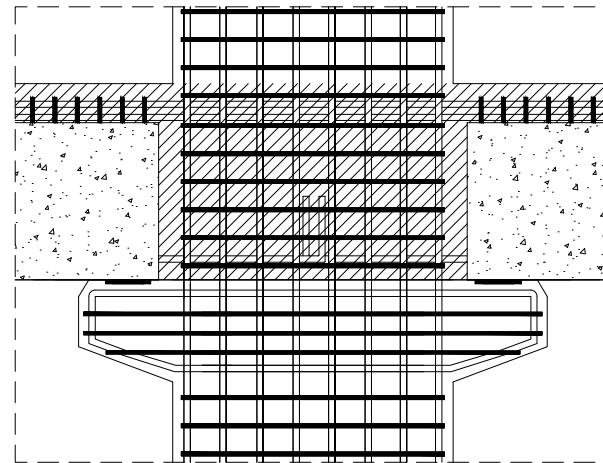
KETERANGAN

LANTAI	KOLOM
LANTAI 1-10	K1
LANTAI 11-22	K2
LANTAI 25-TOP	K3
LANTAI 1-5	K4



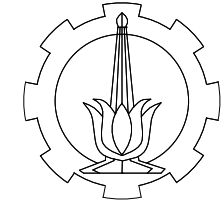
SAMBUNGAN BALOK KOLOM

Skala 1: 50



DETAIL A

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK KOLOM

SKALA

1 : 50

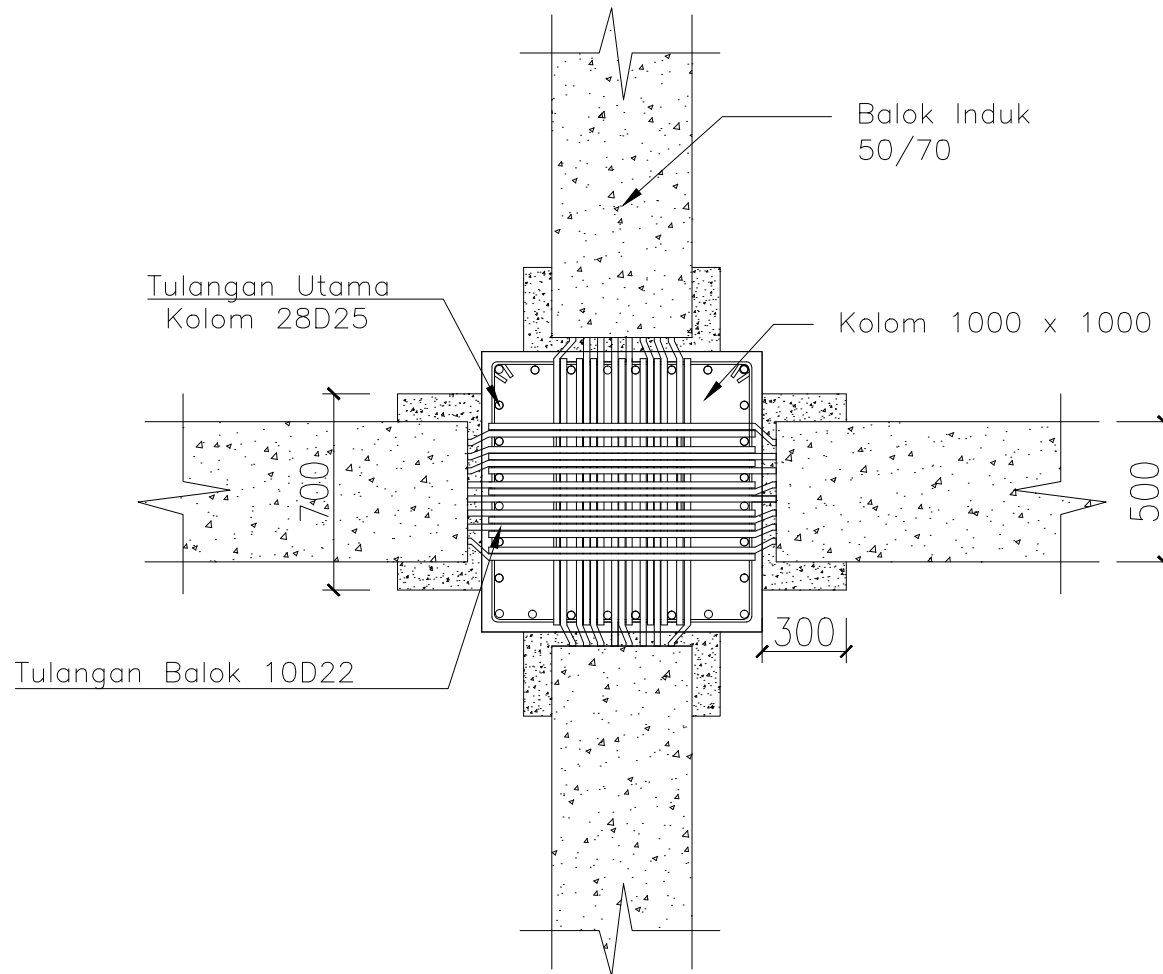
NOMOR GAMBAR

54

60

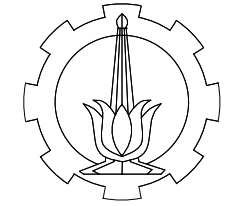
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



DETAIL SAMBUNGAN BALOK KOLOM

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
BALOK - KOLOM

SKALA

1 : 25

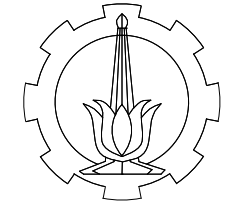
NOMOR GAMBAR

55

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN
BALOK ANAK

SKALA

1 : 20

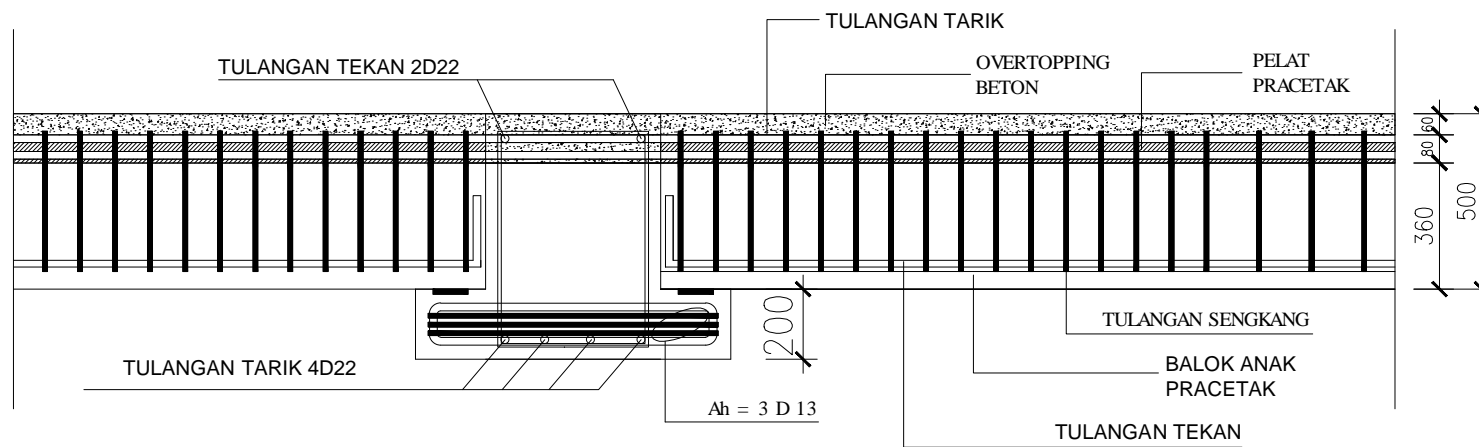
NOMOR GAMBAR

56

60

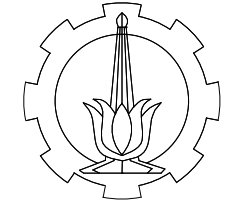
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

Skala 1: 20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
SHEARWALL

SKALA

1 : 40

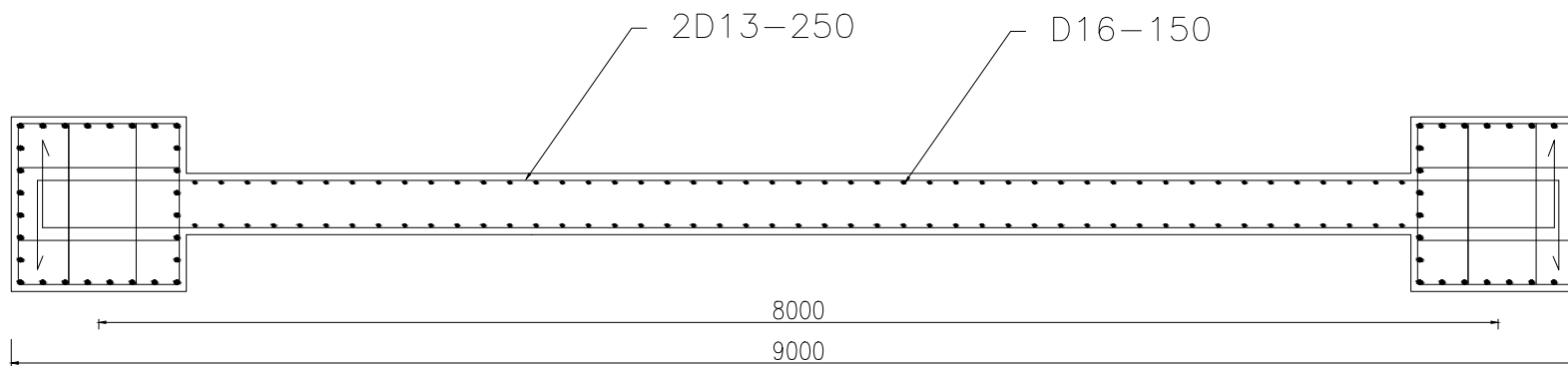
NOMOR GAMBAR

57

60

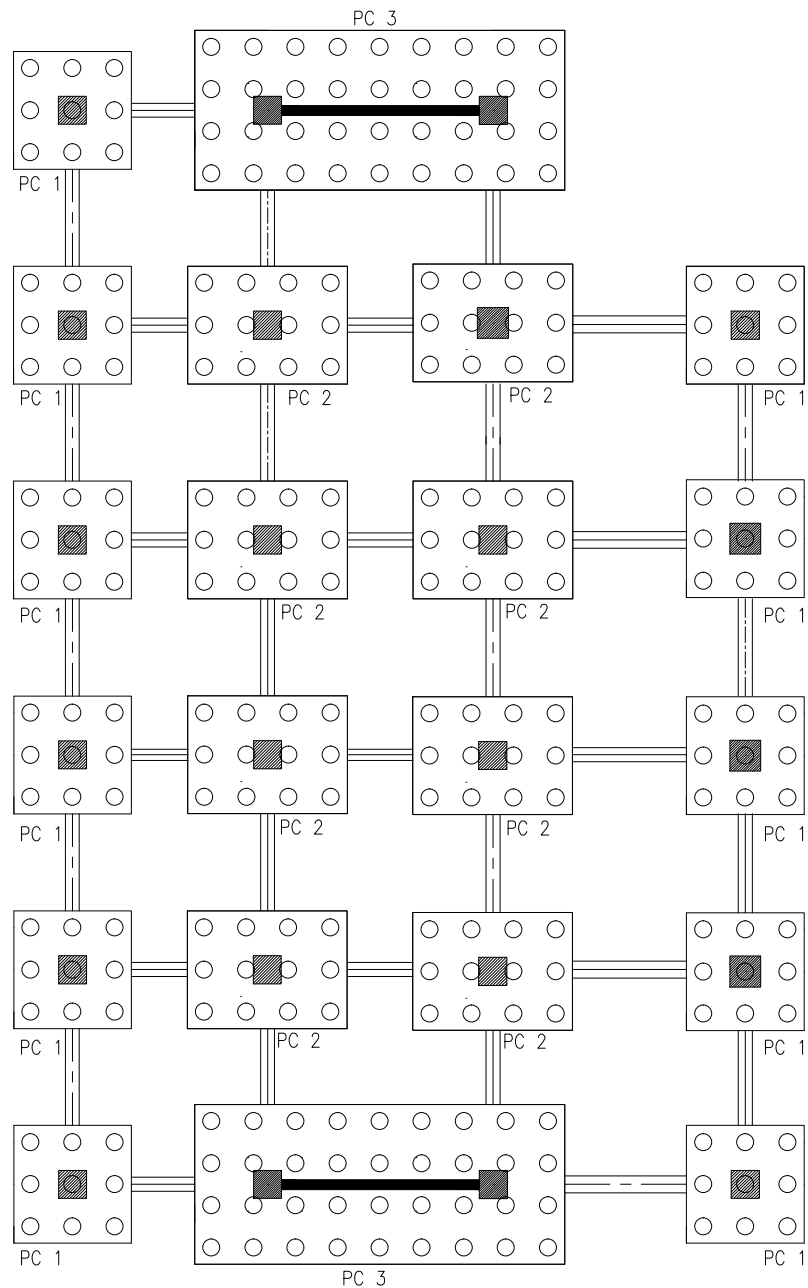
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



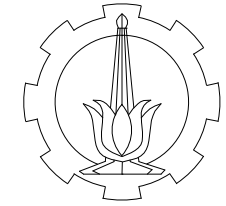
DETAIL PENULANGAN SHEARWALL

Skala 1 : 40



DENAH PONDASI

Skala 1: 250



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

1 : 250

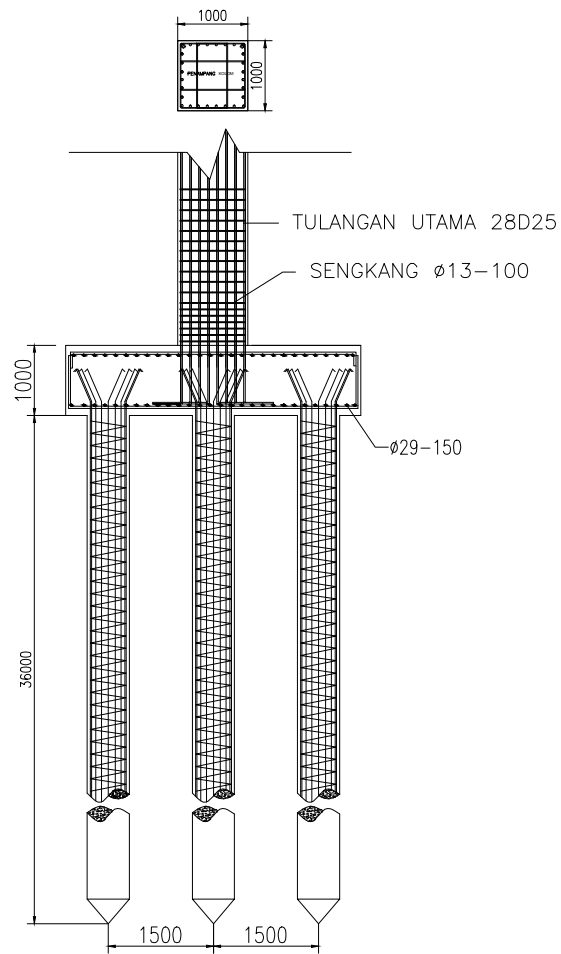
NOMOR GAMBAR

58

60

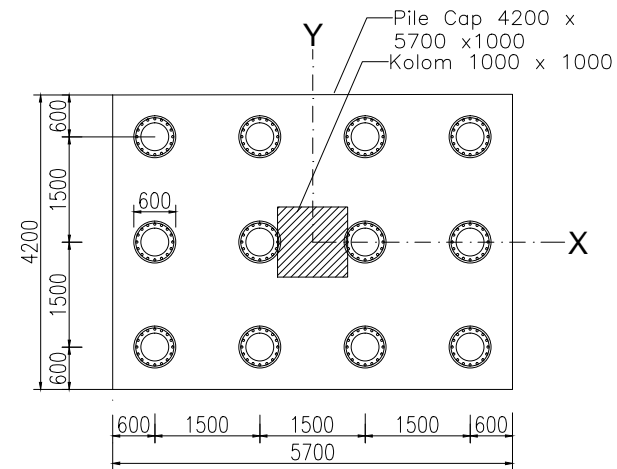
KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER



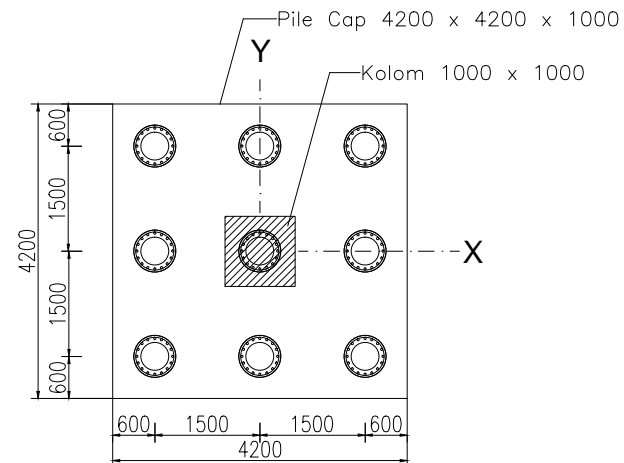
POTONGAN A-A

Skala 1: 100



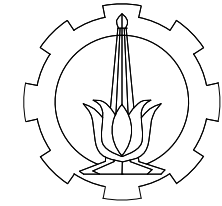
DETAIL PC2

Skala 1: 100



DETAIL PC1

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HOTEL HARRIS
SURABAYA PADA SKYLINE TOWER
DENGAN MENGGUNAKAN BETON
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

IR. DJOKO IRAWAN, MS

MAHASISWA

HASAN ADHITYA J. PASARIBU
31 14 106 015

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PILECAP

SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

59

60

KETERANGAN

UKURAN DALAM MILLIMETER

BIODATA PENULIS



Hasan Adhitya Julirfan Pasaribu

Lahir di kota Pematangsiantar, Sumatera Utara pada tanggal 14 Juli 1993, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 124387 Pematangsiantar dan lulus pada tahun 2005, SMPN 4 Pematangsiantar dan lulus pada tahun 2008, SMA Negeri 5 Medan dan lulus pada tahun 2011. Setelah lulus dari SMA, pada tahun 2011 penulis kemudian melanjutkan

pendidikan program Diploma 3 (D3) di Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Medan dan lulus pada tahun 2014. Penulis sempat aktif di organisasi prodi teknik sipil kampus dan menjadi panitia dalam penyelenggaraan kegiatan seminar dan olahraga. Setelah lulus, penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114 106 015.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Struktur dengan judul Tugas Akhir **”Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Harris Surabaya pada Skyline Tower dengan Menggunakan Beton Pracetak”**. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri.

Email : adhityahasan@yahoo.com